

BAU DES NEUEN STAATLICHEN ELEKTRIZITÄTWERKES IN MONTEVIDEO.

Von Dr.-Ing. W. Kofmann, Buenos Aires.

I.

Wie in allen südamerikanischen Städten, insbesondere Großstädten, so ist auch in Montevideo, der Hauptstadt der Republik Uruguay, der Verbrauch an elektrischer Energie in außerordentlich raschem Wachstum begriffen; einmal, weil der Elektrizitätsbedarf pro Kopf zunimmt infolge der zunehmenden Verwöhnung des Verbrauchers mit Licht und elektrischen Apparaten, dann aber auch wegen der rasch zunehmenden Bevölkerungszahl und der damit Hand in Hand gehenden stärkeren Industrialisierung. In Argentinien, zum Beispiel, ist die Zunahme des Stromverbrauches so stark, daß allein in der Hauptstadt in den letzten zwei Jahren zwei neue Werke größter Ausmaße gebaut wurden, neben zahlreichen kleineren Anlagen in den Provinzen. In Montevideo ist die jährliche Produktion in Millionen Kilowattstunden folgende gewesen:

1916	29
1918	41
1920	53
1922	66
1924	73
1926	83
1928	106
1929	118

d. h., in rund 10 Jahren hat sich der Konsum verdreifacht.

Uruguay ist ein Land, das nach sehr modernen demokratischen Grundsätzen verwaltet wird. Die Elektrizitätserzeugung ist Staatsmonopol. Die Verwaltung aller öffentlichen Einrichtungen erfolgt durch ein Gremium von Direktoren. Alle Beschaffungen und öffentlichen Arbeiten werden auf dem Wege öffentlicher Ausschreibungen vergeben. Als daher für die staatlichen Elektrizitätswerke die dringende Notwendigkeit eintrat, ihr Hauptwerk, in dem 40 000 kW installiert sind, zu erweitern, wurden ziemlich ausführliche Ausschreibungsunterlagen geschaffen, um die Errichtung eines neuen Kraftwerkes von 120 000 kW vergeben zu können. Die Bearbeitung dieser Ausschreibungsunterlagen hat naturgemäß viel Zeit in Anspruch genommen, so daß die Frist für die Errichtung schon dadurch reichlich gekürzt wurde.

Die Ausschreibungsunterlagen sahen den sofortigen Ausbau von 50 000 kW vor, jedoch den baulichen Teil bereits in allen Hauptteilen für 120 000 kW, und zwar derart, daß nur das Kesselhaus und der Maschinensaal erweiterungsbedürftig bleiben sollen.

In dieser Form wurde das gesamte Werk von einer Reihe von großen Firmen angeboten und der „GEOPÉ“ Compañía General de Obras Públicas S. A. als Generalunternehmer auf Grund des eingereichten Entwurfes übertragen.

In dem Gesamtangebot der GEOPÉ sind folgende Einzelunternehmen vertreten:

Für den Dampfteil und die Rohölversorgung:

Babcock & Wilcox Limited, London;

für die Turbinensätze und die gesamte elektrische Einrichtung, ausgenommen einige Hilfsanlagen:

Metropolitan-Vickers Electrical Export Co. Ltd., Manchester;

für die Kohlenversorgungsanlage:

DEMAG, Duisburg (mit A. E. G.-Ausrüstung);

für den Maschinenhauskran:

M. A. N., Nürnberg (mit A. E. G.-Ausrüstung);

für die Kühlwasserreinigungsanlage:

Richard Mensing, Neustadt a. d. H. (Ausführung IBAG);

für die Absperrschieber der hydraulischen Bauwerke:

Passavant-Werke, Michelbacher Hütte, Nassau;

für das Stahlskelett des Baues:

Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund, durch Stahlunion-Export G. m. b. H., Düsseldorf.

Das Gesamtobjekt beläuft sich auf rund 6,4 Millionen urug. Goldpesos, dessen Kurs etwas unter dem amerikanischen Dollar liegt.

Die größte Schwierigkeit bei der Durchführung des Bauvorhabens liegt in der Kürze der Frist, die vom Tage der Auftragserteilung bis zur betriebsfertigen Übergabe der ersten 25 000 kW-Stufe nur 16 Monate beträgt. Die Planbearbeitung, insbesondere das Zusammenfassen der verschiedenen an dem Werke beteiligten Firmen, mußte daher in äußerst beschleunigtem Tempo erfolgen. Die ursprüngliche Projektbearbeitung war in Buenos Aires erfolgt. Die Zusammenfassung der Ausführungspläne, wenigstens bis zum Festlegen aller wichtigen Teile, die maßgeblich für die Bauausführung sind, erfolgte nach der Auftragserteilung in Europa, durch Besprechungen mit den einzelnen Lieferwerken und unter Mitarbeit der Philipp Holzmann Aktiengesellschaft, Frankfurt a. M.

In folgendem gehen wir näher auf den bautechnischen Teil des Werkes ein.

Die Gründung der Zentrale selbst ist, der besonderen Eigenart des Baugrundes entsprechend, mit zwei verschiedenen Systemen erfolgt, und zwar nach dem Gesichtspunkte, daß unbewegliche Lasten eine Pfahlgründung erhalten, Lasten, bei denen Erschütterungen im Betriebe sich ergeben, dagegen eine massive Gründung erfordern. Infolgedessen sind das Kesselhaus und das Schalthaus auf Pfahlgründung vorgesehen und ausgeführt, das Maschinenhaus, das ursprünglich auch auf Pfahlgründung vorgesehen war, wurde dagegen massiv gegründet, indem bis auf eine etwa 10 m unter der Oberfläche liegende harte, tragfähige Letten-Schicht heruntergegangen wurde, welche unter den Turbinenfundamenten mit rund 3 kg, unter den Maschinenhausstützen mit rund 5 kg/cm² beansprucht wird. Die Nebengebäude sind, mit wenigen Ausnahmen, auf Pfahlgründung vorgesehen. Das Filterhaus bzw. die Filterkammern reichen infolge ihrer Form so tief in den Baugrund herunter, daß die Gründung als Flachgründung auf der vorgenannten tragfähigen Schicht sich von selbst ergab. Die Pfeiler und die Fahrbahn für die Kohlentransportanlage sind mit Pfahlgründung ausgeführt. Die Kohlenmole selbst, die 150 m weit in das Hafenbecken hinausgebaut ist, ist aus gerammten Eisenbetonpfählen hergestellt.

Die Beschreibung der hydraulischen Bauwerke für dieses Werk soll einem folgenden besonderen Aufsatz vorbehalten bleiben. Nur zum Verständnis der gesamten Anordnung (vergleiche Lageplan und Schnitt) sei folgendes bemerkt:

Für die Kühlwasserkanäle ist eine Zuleitung verlangt worden, die für den Vollausbau von 120 000 kW ausreicht, bei rund 1 m größter Wassergeschwindigkeit, mit der Bedingung, daß die Entnahme in einem Abstand von 200 m vom Kai entfernt im Hafen zu erfolgen habe, daß die Zuleitung zweitrümmig sei, wovon ein Trumm jeweils trockengelegt werden kann, und daß die Ableitung soweit an einer anderen Stelle des Ufers erfolgt, daß zwischen Entnahme und Auslauf ein Abstand von 300 m besteht. Diese vielleicht übertrieben scheinenden Bedingungen

sind gerechtfertigt wegen der hohen Sommertemperatur des Wassers im Hafenbecken. An der Uferkante sind die Filterkammern angeordnet, die mit Feinrechen und Siebmaschinen System Mensing ausgerüstet sind. Drei Kammern werden zur Zeit mechanisch ausgerüstet, drei Kammern bleiben dem zukünftigen Vollausbau vorbehalten. Von den Filterkammern führt der zweitrümmige Zulaufkanal geradlinig unter das Maschinenhaus, und zwar in dem Raum gelegen, der zwischen Turbinenfundamenten und den Fundamenten der südlichen Stützenreihe bleibt. Bei einer späteren Erweiterung des Maschinenhauses kann an den bis zu der provisorischen Giebelwand durchgeführten

Maschinensaal getrennt durch einen Zwischenbau, der die Unterstation für sämtliche Hilfsmaschinen mit ihren Transformatoren und ihrem Schaltraum, ferner die Akkumulatorenbatterie für die Fernsteuerung und die Hauptschaltwache des Werkes enthält. Diese Räume sind übereinander in folgender Reihenfolge gelegen: Ebenerdig Transformatoren und Batterien, darüber Schaltraum der Hilfsbetriebe, darüber ein niedriger Kabelraum, darüber, in architektonisch schöner Ausführung, die Hauptschaltwache, die von einem Umgang umgeben wird, von dem aus die Rückseiten der Schalttafeln zugänglich sind. Die Wände der Schaltwache selbst werden infolgedessen ausschließlich von

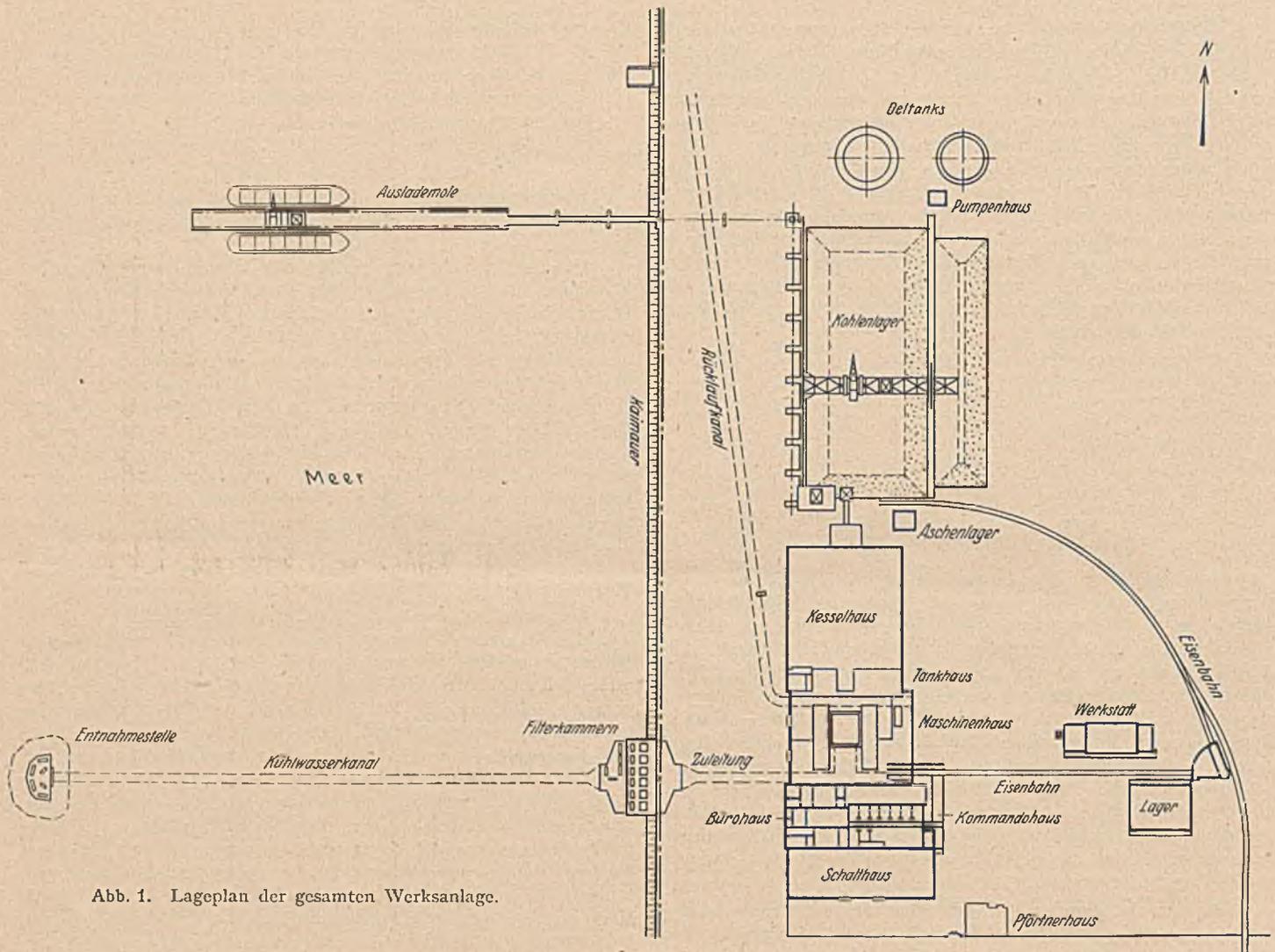


Abb. 1. Lageplan der gesamten Werksanlage.

Kanal ohne weiteres angeschlossen werden. Der Auslaufkanal liegt analog in dem Raum zwischen den Turbinenfundamenten und den Fundamenten der nördlichen Stützenreihe, in Abmessungen und Anordnung dem Einlaufkanal gleich, jedoch in einer höheren Lage als jener. Die beiden Kanäle, Einlauf- und Auslaufkanal, fassen zwischen sich die Pumpenstube, in der vier Kreiselpumpen angeordnet sind, von denen je zwei auf einen Kondensator eines Aggregates arbeiten. Die Nord-Süd-Achse dieser Pumpenstube ist gleichzeitig Symmetrieachse für die gesamte maschinelle Anlage der 50 000 kW im Maschinensaal, und da sonst keinerlei Rücksichten maßgebend waren, ist diese gleiche Achse auch die Symmetrieachse für das Kesselhaus, in dem in einem östlichen und westlichen Schiff je vier Kessel aufgestellt sind. Unsymmetrisch, weil auch für den späteren Ausbau vorgesehen, ist die Lage des Hilfsturbinensatzes.

Für den Vollausbau ist auch die Anlage des Schalthauses nicht nur baulich, sondern auch elektrisch vorgesehen, von dem

den Marmortafeln der Instrumente und Steuerorgane gebildet, während die Decke als Zwischendecke aus Ornamentglas ausgeführt wird.

Das Schalthaus gliedert sich von unten nach oben wie folgt: Kabelkeller, darüber Geschloß für die Verteilungsschalter, dann der Reaktanzraum, darüber die Maschinen- und Gruppenschalter, endlich, unter dem Dach, die beiden Sammelschienensysteme.

Im Maschinensaal läuft ein 100-t-Kran. In das Maschinenhaus hinein führt normalspuriger Gleisanschluß, in den Gang zwischen den Transformatorzellen ebenfalls normalspuriger Gleisanschluß, der mit dem ersteren und der Schiebebühne verbunden ist.

Dem Kesselhaus vorgelagert und parallel zum Kai angeordnet befindet sich das durch eine große Verladebrücke bestrichene Kohlenlager. Auf der Grenze zwischen Kohlenlager und Uferstraße ist eine Bandstraße vorgesehen, die die Kohle zu dem Brechergebäude nächst dem Kesselhaus befördert. An dem ent-

gegengesetzten Ende der Bandstraße mündet eine Bandstraße, die, von der Kohlenmole her ansteigend, die Uferstraße mit 40 m Breite überbrückt. Auf der Kohlenmole selbst wird die Entladung aus Leichtern durch einen Drehkran mit Greifer besorgt, der die vorgenannte Bandstraße über ein Zwischensilo beschickt.

Vom Brechergebäude führt eine kurze Bandstraße zu einem Elevator, der in der Symmetrieachse des Kesselhauses angeordnet ist und, nur wenig gegen die Senkrechte geneigt, die Kohle in die Bandstraße befördert, die über dem Silo des Kesselhauses angeordnet ist.

Die gesamte Kohlenanlage ist nur als eine Reserve zu betrachten, da normalerweise der Betrieb mit Rohöl vor sich geht. Hierfür sind zwei große Tanks von rund 10 und 20 000 m³ Inhalt und zwei kleinere Dienst- und Meßtanks, mit einer entsprechenden Ölpumpanlage, vorgesehen.

Die Entschungsanlage sieht die Beförderung der Asche aus dem Aschenkeller des Kesselhauses, welcher in Terrainhöhe liegt, mit Hilfe von großrädigen Kippkarren vor, weil bei dem normalen Betrieb mit Rohöl der Aschenanfall belanglos ist. Die auf diese Weise manuell aus dem Kesselhaus herausbeförderte Asche wird in einen unmittelbar neben dem Kesselhaus angeordneten Aschensilo gebracht, wobei diese Karren durch einen Aufzug automatisch (Druckknopfsteuerung) hochbefördert und gekippt werden. Der Aschensilo ist mit Gleisanschluß für den Abtransport versehen.

An Nebengebäuden ist eine gut ausgestattete Werkstatt, ein zweistöckiges Lagergebäude für Reserveteile und dergleichen und ein Pfortnerhaus vorgesehen, welche als Einzelgebäude an zweckentsprechender Stelle verteilt sind.

Das Verwaltungsgebäude, in welchem die Werksingenieure ihre Büros haben und in dem im übrigen die sanitären Anlagen untergebracht sind, ist ein kleiner Bau, der in dem Hof zwischen Schaltheus und Maschinensaal angeordnet ist.

Die gesamte Gründung ist durchweg in Eisenbeton erfolgt. Der Kabelkeller des Schaltheuses, die Pumpenstube im Maschinensaal, die Elevatorgrube vor dem Kesselhaus, sind durch geklebte Isolierschichten zwischen Eisenbetonwänden gegen aufsteigendes Grundwasser und Hochwasser bis unmittelbar unter Geländeöhe dicht gemacht.

Der Erdaushub des Schaltheuses erfolgte in offener Baugrube, zum Teil mit leichter Holzabsteifung der Ausschachtungswände. Die tiefe Ausschachtung des Maschinensaales zwischen den Außenfluchten der Kühlwasserkanäle erfolgte, mit Rücksicht auf den zu erwartenden erheblichen Grundwasserandrang, zwischen gerammten Larsseneisenwänden, die bis in die dichte Lettenschicht herunterreichten.

Für das Schlagen der Larssenwände und der Gründungspfähle waren mehrere Menck & Hambrock-Dampframmen eingesetzt, für das Ziehen der Larsseneisen ein Spezialgerät mit Demag-Pfahlzieher, für die Ausschachtungsarbeiten von insgesamt 45 000 m³ Erdmassen auf dem Lande ein pneumatischer Diesel-Greifbagger, Fabrikat Bucyrus, sowie einige kleinere benzinbetriebene Greifbagger. Für die Baggermengen wurde neben einem Eimerkettenbagger der Regierung ein eigener Saugbagger eingesetzt, obwohl es sich nur um 40 000 m³ Masse handelt.

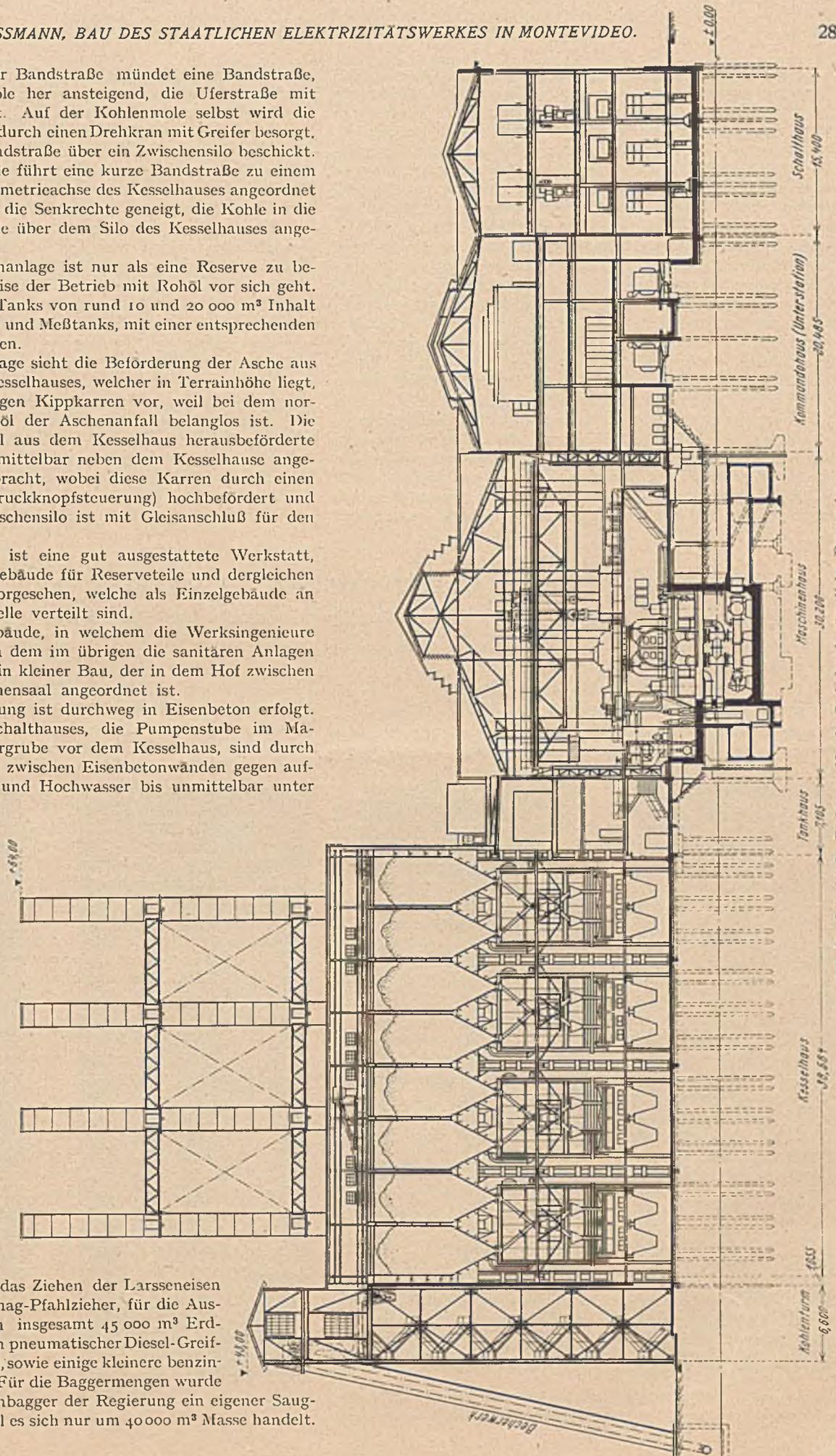


Abb. 2. Schnitt in Richtung Nord—Süd durch sämtliche Bauwerke.

Für die Betonbereitung — es handelte sich um rund 18 500 cm³ festen Beton — waren installiert: Für die Sandanfuhr eine Privatmole im Hafen mit einem elektrischen Entladekran mit Greifer, der in eine kleine Hochbahn für Muldenkipperbetrieb entlud. Für Granitkleinschlag, der mit Lastautos angefahren wurde, ist ein Umstapler vorgesehen. Zum Betonwerk selbst erfolgt die Zufuhr von den beiden Lagern mit Muldenkippern, die in einen zweitrümmigen vertikalen Kübelaufzug fördern. Dieser Aufzug beschickt einen zweizelligen Silo, der oberhalb der Mischanlage angeordnet ist, und der das Material einem Meßwerk zuführt. In diesem Meßwerk wird das Inundationsverfahren angewendet, bei dem bekanntlich der Sand im wassergesättigten Zustande gemessen wird. Räumlich angegliedert ist das Zementzuteilwerk, wobei die Messung der Zementmenge durch eine automatische Waage erfolgt. Die so gemessenen Mengen fallen jeweils gleichzeitig durch eine Rutsche in die Mischmaschine, die ihrerseits in den Kübel eines in Holzkonstruktion ausgeführten Gießturmes mit Ransome-Ausrüstung entleert. Die Höhe dieses Gießturmes ist so bemessen, daß die Rinnenleitung, an Kabeln frei aufgehängt, bis zum Dach des Kesselhauses hinüberreicht. Zur Herstellung der Eisenbetonmengen, welche für die Gründung der Bekohlungsanlage einschließlich deren Mole nötig waren, wurde ein kleiner Gießmast System Ransome verwendet, der dadurch fahrbar gemacht ist, daß er samt seiner

dazugehörigen Mischmaschine auf einem auf Raupenbändern fahrbaren Gestell errichtet ist. In diesem Falle erfolgt die Zufuhr des Materials in Muldenkippern.

Der aufgehende Teil der Zentrale ist vollständig als Stahlskelettbau projektiert, mit einer einsteinstarken Ausmauerung der architektonisch nur wenig gegliederten, modern gehaltenen Fronten, auf deren Gestaltung der vom Direktorium beauftragte uruguayische Architekt Ruis maßgeblichen Einfluß hatte.

Der Baufortschritt darf als außerordentlich gut bezeichnet werden. Der Auftrag wurde erteilt am 21. Januar 1930. Mitte Mai war die Planbearbeitung soweit gediehen, daß mit der Ausführung begonnen werden konnte. Die Zwischenzeit war naturgemäß zur Installation der Baustelle benutzt worden. Im November war bereits der letzte Binder der Zentrale montiert, nachdem bereits im Oktober das Schalhaus, baulich beendet, zur elektrischen Montage freigegeben werden konnte. Die Kesselmontage konnte bereits im August beginnen. Die Montage der ersten Turbine begann Anfang Dezember.

Dieser bisherige Erfolg ist nicht nur dem Zusammenwirken aller beteiligten Firmen zu verdanken, sondern auch dem Direktorium der Elektrizitätswerke, das sich, von belanglosen Einzelheiten abgesehen, aller einschneidenden Änderungen nach Vorlage der Pläne enthielt.

(Ein zweiter Aufsatz folgt demnächst.)

VERSUCHE AN BETONUMSCHNÜRTE STAHLSÄULEN.

Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Technische Hochschule, Wien.

(Fortsetzung von Seite 258.)

d) Prüfung des Bewehrungsstahls.

Gleichzeitig mit den von Wahlberg gelieferten Bewehrungsgerippen wurden Probestäbe aus Rundeisen mit 5,5 mm, 7,1 und 9 mm zur Verfügung gestellt. Hieraus sind Versuchsstäbe mit 11 bzw. 14 cm Länge abgeschnitten und der üblichen Festigkeitsprüfung unterworfen.

An Walzprofilen sind zur Prüfung je 2 E-Profile 18 und E-Profile 10 von 500 mm Länge übergeben worden. Aus den Stegen und Flanschen sind die Probestäbe herausgeschnitten, die 34 bzw. 27 cm lang, 6—11 mm dick und 22—28 mm breit waren und dem normengemäßen Zugversuch unterworfen wurden.

Für die Stauchproben sind je 2 winkelförmige Körper von 70 bzw. 75 mm Länge herausgearbeitet und dem Stauchversuch unterzogen worden.

In den 3 Säulen Nr. 1 a, 2 a und 5 a wurden nach der Versuchsdurchführung die Stahlgerippe freigelegt und aus diesen Probestücke entnommen, die dem Zug- und Stauchversuch unterworfen wurden. Die Einzelheiten sind aus der Zahlentafel 5 ersichtlich. Hieraus ist erkennbar, daß die Umschnürungseisen und die Walzprofile Nr. 10 und 18 aus St. 37 bestehen, während das Profil Nr. 16 als St. 44 gemäß der Lieferung anzusprechen ist.

Die mittlere Streckspannung der Rundeisen \varnothing 5,5 mm beträgt 2570, der Rundeisen \varnothing 7 und 9 mm 2850 kg/cm², der Walzprofile Nr. 18 2630, von Nr. 10 2480, von Nr. 16 2620 kg/cm²; die Stauchspannungen der Profile Nr. 18 und 10 betragen 2400 bis 2650 kg/cm²; jene von Profil Nr. 16 im vorbeanspruchten Zustand 3040 kg/cm². Die Stauchspannungen nach der Vorbeanspruchung sind größer als im jungfräulichen Stahl.

e) Prüfung der Säulen.

Alle 10 Säulen sind stehend in der 900 t-Presse der technischen Versuchsanstalt geprüft. Sie wurden sorgfältig in die Maschine eingestellt, so daß jeweils eine mittige Belastung des Stahlkerns gewährleistet war. Die Lastübertragung erfolgte mit den gußstählernen Druckplatten der Maschine gleichmäßig auf den Beton und das Eisen.

An jeder Säule waren für die Messung der Stauchungen 4 Meßstrecken, je 2 einander gegenüberliegend, vorbereitet,

deren Länge 500 mm betrug. 2 Meßvorrichtungen dienten für die Messung der Stauchung der Stahlsäule an 2 einander gegenüberliegenden Strecken und 2 analog angeordnete Meßvorrichtungen für die Stauchung der Betonschale. Für die Messungen dienten Zeiss'sche Meßuhren auf 0,01 mm genau mit Schätzung auf 0,001 mm.

Die Anfangslast betrug 10 t. Die Laststeigerung erfolgte in Stufen von je 10 t mit Entlastungen auf die Anfangslast nach 50, 100, 200 und 300 t mit genauer Beobachtung der ersten Ribbildungen bis zur Höchstlast. Nach Erreichen der Höchstlast wurde der Druck abfallen gelassen, mit Ausnahme des Versuchs an der Säule 5 b, bei der die Belastung bis zum Reißen der Umwehrung belassen wurde.

Der Anfangslast von 10 t entsprechen mit $E_c = 2\ 150\ 000$ und $E_b = 285\ 000$ kg/cm², also $n = 7,5$, unter der Berücksichtigung des vollen Betonquerschnitts einschließlich der Schale, jedoch ohne die Wirkung der Umschnürung, folgende Spannungen:

Säulen Nr. 1	$\sigma_b = 8,4$,	$\sigma_c = 63$ kg/cm ² ,
„ „ 2	$= 7,1$,	$= 53$ „
„ „ 3	$= 7,1$,	$= 53$ „
„ „ 4	$= 8,2$,	$= 62$ „
„ „ 5	$= 5,8$,	$= 44$ „

In der Tafel 6 sind die Formänderungen der Betonschale und des Eisenkerns dargestellt und zwar als Mittelwerte aus je 2 Messungen an 2 Säulen, zusammen also aus 4 Messungen. Den Formänderungen Δ des Betons entspricht gemäß der in der Abbildung 3 dargestellten Formänderungslinie des Betons die zugehörige Spannung σ_b , der Tafel 6. Die aus den gemessenen Stauchungen der Stahlsäule sich ergebenden Eisenspannungen σ_c sind mit $E_c = 2,150\ 000$ kg/cm² berechnet. Aus diesen so ermittelten Spannungen ergibt sich das der jeweiligen Laststufe entsprechende $n = \frac{\sigma_c}{\sigma_b}$. Mit den aus der Tafel 1 ersichtlichen Beton-

und Eisenquerschnitten ergeben sich die zugehörigen Längskräfte N, also für den Beton $N_b = F_b \sigma_b$,
für die Stahlsäule $N_c = F_c \sigma_c$.

Tafel 5.

Prüfung des Bewehrungsstahls.

Bewehrung		Streckspannung kg/mm ²	Zugfestigkeit	Dehnung %		Einschnürung %	Stauchspannung kg/mm ²	Herkunft der Probestäbe
				l = 5 d	l = 10 d			
Um- schnürung	∅ 5,5	24,8 ÷ 25,2 i. M. 25,1	38,9 ÷ 39,5 i. M. 39,2	38,4 ÷ 43,6 40,8	30,5 ÷ 35,0 33,0	69 ÷ 71 70	—	gelieferte Probestücke
	∅ 7,1	28,8 ÷ 29,0 28,9	44,0 ÷ 45,0 44,5	32,0 ÷ 35,0 33,7	25,7 ÷ 28,3 27,3	67 67	—	
	∅ 9	28,0	39,5	—	—	—	—	
Längs- bewehrung	□ 18	25,3 ÷ 27,9 26,3	42,5 ÷ 44,7 43,5	28,9 ÷ 31, — 30,1	23,3 ÷ 26,1 24,6	41 ÷ 52 47	26,1 ÷ 27,5 26,5	gelieferte Profilstücke und daraus hergestellte Probestäbe
	□ 10	23,5 ÷ 26,2 24,8	37,4 ÷ 43,1 40,8	33,6 ÷ 38,5 35,7	21,0 ÷ 30,2 26,5	53 ÷ 61 57	23,2 ÷ 24,3 24,0	
	40. 8	24,9 ÷ 26,7 i. M. 25,8	36,6 ÷ 47,3 i. M. 41,9	—	—	—	—	
	□ 16	—	48,9	23,0		46,4	—	
	□ 18	24,5 ÷ 26,6 i. M. 25,4	42,5 ÷ 43,5 i. M. 43,0	31,1 ÷ 35,6 i. M. 33,9	26,7 ÷ 28,3 i. M. 27,6	45,0 ÷ 53,3 i. M. 48,6	26,8 ÷ 29,0 i. M. 27,9	Aus den geprüften Säulen entnommene Probestäbe
	□ 10	23,6 ÷ 28,6 i. M. 25,1	34,9 ÷ 39,2 i. M. 36,4	29,3 ÷ 40,8 i. M. 35,0	23,8 ÷ 31,0 i. M. 28,3	52,7 ÷ 64,3 i. M. 57,5	24,7 ÷ 24,7 i. M. 24,7	
□ 16	25,6 ÷ 26,8 i. M. 26,2	47,2 ÷ 48,0 i. M. 47,6	28,8 ÷ 33,5 i. M. 31,0	24,3 ÷ 26,9 i. M. 25,2	43,5 ÷ 49,5 i. M. 47,0	28,4 ÷ 31,6 i. M. 30,4		

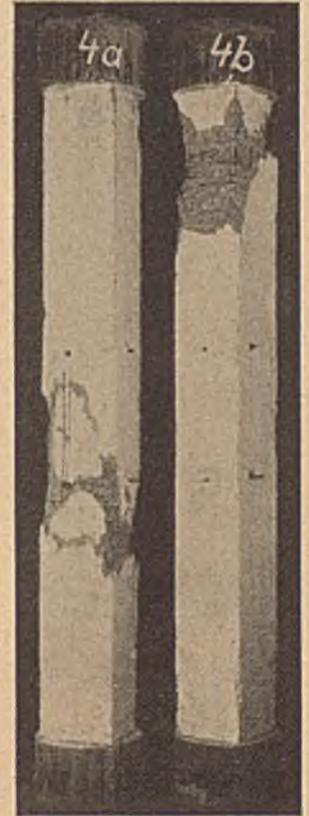
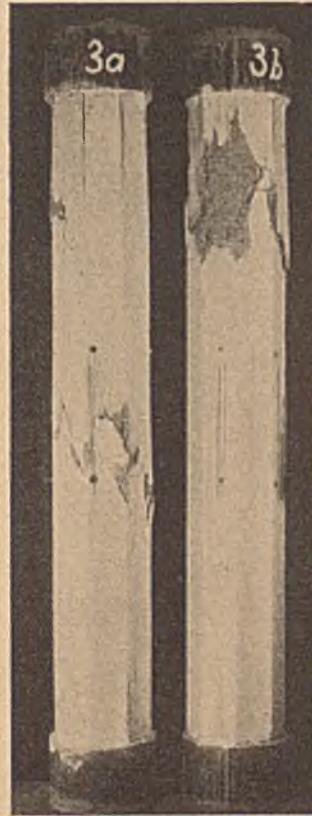
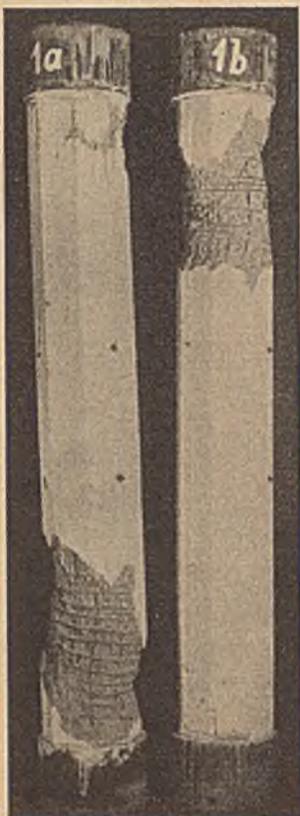


Abb. 4 bis 7. Bruchbilder der Säulen.

In dieser Berechnung ist der volle Betonquerschnitt einschließlich der Schale berücksichtigt, während die Wirkung der Umschnürung außer Betracht geblieben ist.

Die aus den Formänderungen ermittelte Gesamtlast der Säule ist $N = N_b + N_e$. Diese Werte weichen etwas von den durch die Meßdose der Säulenpresse festgestellten Lasten ab.

Die Abweichungen in den einzelnen Laststufen betragen $-4,2$ bis $+3,0\%$; im Gesamtmittel aller 26 berechneten Lastwerte der Tafel 6 ergibt sich ein Unterschied gegen die durch die Meßdose der Maschine festgestellten Werte um $-0,07\%$, das heißt nahezu vollkommene Übereinstimmung. Hieraus ist erkennbar, daß bis zur Ribbildung die Spannkraft vom vollen Betonquerschnitt (einschließlich der Schale) und von der Längseisenanlage aufgenommen werden, während die Wirkung der Umschnürung bis dahin außer Betracht bleiben kann.

Bei weiterer Steigerung der Säulenlasten bildeten sich in der Betonschale feine Risse. Die Lasten, bei denen diese auftraten, sind in der Tafel 7 verzeichnet. Aus den gemessenen Stauchungen (Mittelwerte aus 4 Messungen) sind in der gleichen Weise wie früher die Spannungen im Beton und Eisen berechnet und damit die auf den Beton und das Eisen entfallenden Spannkraften N_b und N_e . Die Wirkung der Umschnürung beginnt in

diesem Lastzustand in Erscheinung zu treten und folgt für die kreisrunde Umwehung der Formel:

$$N_s = F_s \sigma_{es},$$

worin σ_{es} die Streckspannung des Umwehungsstahls ist. Bei den Säulen mit Rechteckumwehung ist eine Wirkung der Umschnürung auf die Erhöhung der Tragkraft des Betons nicht erkennbar. Zählt man zu den berechneten Lasten N_b , N_e und N_s noch die Anfangsbelastung von 10 t hinzu, so erhält man die rechnerische Summe der von der Säule aufgenommenen Riblasten. Sie steht bei allen Säulen in guter Übereinstimmung mit der aufgetragenen Säulenlast. Die Unterschiede der Rechnungswerte gegen die tatsächlichen Riblasten betragen $-1,5$ bis $+6,0\%$.

Die Säulenlast konnte über die Riblast hinaus noch gesteigert werden. Die letzten Stauchungsmessungen, die hierbei vorgenommen werden konnten, sind in der Tafel 7 enthalten.

Bei der Fortsetzung des Versuches wurden die Höchstlasten erreicht, die im letzten Teil der Tafel 7 verzeichnet sind. Die Abweichungen der Einzelwerte vom Mittel betragen $\pm 0,4$ bis $\pm 2,1\%$.

Die Säulen zeigen daher eine außerordentliche Gleichmäßigkeit der Versuchshöchstlasten.

Tafel 6. Formänderungen der Betonschale und der Eiseneinlage und daraus berechnete Spannkraften.

Laststufe 10 t bis	Meßwerte	Säulen Nr.									
		1		2		3		4		5	
		Beton	Eisen	Beton	Eisen	Beton	Eisen	Beton	Eisen	Beton	Eisen
50 t	$\Delta =$	6,5	6,5	5,3	5,5	4,9	5,7	5,3	6,2	4,0	$4,4 \cdot 10^{-2}/500$ mm
	$\sigma =$	34	280	28	240	27	240	28	270	22	190 kg/cm ²
	$n =$	8,2		8,5		8,9		9,6		8,6	
	$N =$	33,7	7,5	26,6	14,9	25,7	14,9	20,1	18,2	27,8	11,5 t
	$\Sigma N =$	41,2		41,5		40,6		38,3		39,3 t	
100 t	$\Delta =$	16,7	15,8	13,0	12,9	11,7	13,0	15,1	14,7	9,2	$12,5 \cdot 10^{-2}/500$ mm
	$\sigma =$	73	680	61	550	56	560	68	630	46	540 kg/cm ²
	$n =$	9,3		9,0		10,0		9,3		11,7	
	$N =$	72,0	18,3	58,0	34,2	53,3	34,8	48,7	42,3	58,0	32,4 t
	$\Sigma N =$	90,3		92,2		88,1		91,0		90,4 t	
150 t	$\Delta =$	29,7	29,5	21,9	21,5	19,7	21,3	24,5	24,3	15,4	$20,6 \cdot 10^{-2}/500$ mm
	$\sigma =$	107	1270	88	920	82	920	95	1050	69	890 kg/cm ²
	$n =$	11,9		10,4		11,2		11,1		12,9	
	$N =$	106,0	34,3	83,6	57,2	78,9	57,2	68,0	70,8	87,2	53,5 t
	$\Sigma N =$	140,3		140,8		136,1		138,8		140,7 t	
200 t	$\Delta =$	46,2	45,5	33,0	32,4	29,5	32,0	37,0	36,7	23,0	$28,7 \cdot 10^{-2}/500$ mm
	$\sigma =$	138	1960	114	1380	107	1370	123	1580	91	1230 kg/cm ²
	$n =$	14,2		12,1		12,8		12,9		13,5	
	$N =$	136,3	53,0	108,3	85,7	102,0	85,3	88,2	106,1	115,1	73,9 t
	$\Sigma N =$	189,3		194,0		187,3		194,3		189,0 t	
250 t	$\Delta =$			45,3	43,0	40,3	43,7	49,5	49,5	31,0	$36,8 \cdot 10^{-2}/500$ mm
	$\sigma =$			137	1840	129	1880	138	2130	111	1580 kg/cm ²
	$n =$			13,5		14,6		15,4		14,2	
	$N =$			130,7	114,2	122,9	116,9	98,8	143,5	140,1	95,0 t
	$\Sigma N =$			244,9		239,8		242,3		235,1 t	
300 t	$\Delta =$					56,2	59,7			41,5	$44,8 \cdot 10^{-2}/500$ mm
	$\sigma =$					139	2560			132	1930 kg/cm ²
	$n =$					18,4				14,6	
	$N =$					132,1	158,8			166,7	116,0 t
	$\Sigma N =$					290,9				282,7 t	
Bruchlast $\Sigma =$		235		334		343,5		286,5		393,5 t	

Tafel 7.

Riß- und Bruchlasten.

		Säulen Nr.									
		1		2		3		4		5	
Laststufe von 10 t bis	Meßwerte	Beton	Eisen	Beton	Eisen	Beton	Eisen	Beton	Eisen	Beton	Eisen
Rißlasten	$\Delta =$	54,7	52,9	58,2	57,5	66,8	70,0	35,7	36,0	69,7	$68,5 \cdot 10^{-2} / 500 \text{ mm}$
	$\sigma =$	136	2270	139	2470	139	2600	120	1550	140	2600 kg/cm ²
	$n =$	16,8		17,8		18,7		12,9		18,5	
	$N =$	134,2	61,2	132,7	153,5	132,7	161,5	86,1	103,3	176,9	156,5 t
	$N_s =$	11,3		11,3		21,6		—		29,5 t	
	Anfangslast Rechn. ΣN Beobachtete Rißlast	10,0 216,7 $\frac{1}{2} (230 + 210)$ = 220	10,0 307,5 $\frac{1}{2} (300 + 280)$ = 290	10,0 325,8 $\frac{1}{2} (320 + 320)$ = 320	10,0 199,4 $\frac{1}{2} (190 + 210)$ = 200	10,0 t 372,9 t $\frac{1}{2} (370 + 380)$ t = 375 t					
Letzte Stauch- messungen	$\Delta =$	64,0	61,2	64,8	63,3	77,3	76,9	56,9	51,5	72,0	$76,0 \cdot 10^{-2} / 500 \text{ mm}$
	$N =$	$\frac{1}{2} (240 + 230)$ = 235		$\frac{1}{2} (300 + 300)$ = 300		$\frac{1}{2} (340 + 320)$ = 330		$\frac{1}{2} (250 + 299)$ = 270		$\frac{1}{2} (370 + 390)$ t = 380 t	
Bruch- lasten	$\sigma =$	146	1,1 · 2650 = 2920	146	1,1 · 2650 = 2920	146	1,1 · 2650 = 2920	146	1,03 · 2650 = 2730	146	3000 kg/cm ²
	$n =$	20,0		20,0		20,0		18,8		20,6	
	N_b und $N_e =$	144,3	78,7	139,2	181,4	139,2	181,4	104,7	182,0	184,7	180,6 t
	$N_s =$	11,3		11,3		21,6		—		29,5 t	
	Rechn. ΣN Höchstlast =	234,3 $\frac{1}{2} (240 + 230)$ = 235	331,9 $\frac{1}{2} (336 + 332)$ = 334	342,2 $\frac{1}{2} (345 + 342)$ = 343,5	286,7 $\frac{1}{2} (283 + 290)$ = 286,5	394,8 t $\frac{1}{2} (395 + 392)$ = 393,5 t					

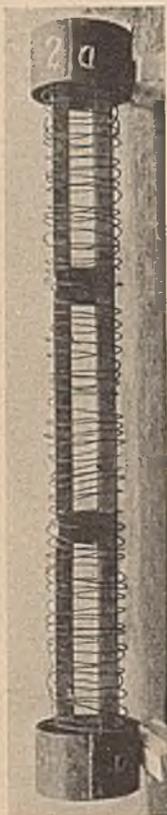


Abb. 9. Stahlgerippe der Säule 2a nach dem Bruch und nach Entfernung des Betonmantels.

Zwischen den tatsächlichen Höchstlasten und den berechneten Bruchlasten wird möglichst weitgehende Übereinstimmung erzielt, wenn folgende Berechnungsannahmen zugrunde gelegt werden:

Prismenfestigkeit des Betons gemäß Zahlentafel 3: $\sigma_p = 146 \text{ kg/cm}^2$, Pressung der Längseisen in Verbindung mit der kreisrunden Umschnürung 1,1 mal der Stauchspannung, also $\sigma_e = 1,1 \cdot 2650 = 2920 \text{ kg/cm}^2$ (bei den Säulen Nr. 1 bis 3).

Pressung der Längseisen in Verbindung mit der Rechteckumschnürung 1,03 mal der Stauchspannung also $\sigma_e = 1,03 \cdot 2650 = 2730 \text{ kg/cm}^2$ (bei Säule Nr. 4), bei Säule Nr. 5 (Längseisen aus St. 37 und St. 44) $\sigma_e = 3000 \text{ kg/cm}^2$ im Mittel, ferner voller Betonquerschnitt F_b einschließlich der Schale. Daraus ergibt sich

$$\text{der Lastanteil des Betons } N_b = F_b \cdot \sigma_p$$

$$\text{„ „ der Stahlsäule } N_e = F_e \cdot \sigma_e$$

die Wirkung der kreisrunden Umschnürung $N_s = F_s \cdot \sigma_{es}$,

worin σ_{es} die Streckspannung der Umschnürung ist. Die Wirkung der Rechteckumschnürung auf die Erhöhung der Tragkraft ist zu vernachlässigen. Die Unterschiede der so berechneten Bruchlasten gegen die tatsächlich erreichten Höchstlasten (untere Zeilen der Zahlentafel 7) betragen — 0,8% ÷ 0,3%; es herrscht also fast volle Übereinstimmung zwischen der Rechnung und den Versuchstatsachen und damit eine ungewöhnliche Regelmäßigkeit.

Wichtig für die unmittelbare Anwendbarkeit von Säulen der geprüften Bauart ist das Verhältnis der Rißlast, das ist jener Belastung, bei welcher die ersten Risse in der Betonschale

entstehen, zur Höchstlast. Aus den Versuchstatsachen ergibt sich, daß die Rißlasten

bei den Säulen

Nr. 1 um 4,2 und 8,7%,
im Mittel um 6,4%

Nr. 2 um 10,7 und 15,6%,
im Mittel um 13,1%

Nr. 3 um 7,2 und 6,5%,
im Mittel um 6,8%

Nr. 4 um 32,8 und 27,6%,
im Mittel um 30,3%

Nr. 5 um 6,3 und 3,1%,
im Mittel um 4,7%

unter den Höchstlasten liegen. Am frühesten wird also die Betonschale bei den Säulen mit Rechteckquerschnitt rissig, während bei den kreisrund umwehrten Säulen die Rißlast nahe der Bruchlast liegt.

Die an der Betonschale und an der einbetonierten Stahlsäule gemessenen Stauchungen sind, wie die Mittelwerte aus je vier Messungen in den Tafeln 6 und 7 zeigen, sehr wenig voneinander verschieden. Hieraus kann der Schluß gezogen werden, daß die Stahlsäule mit dem umschnürten Beton nahezu vollständig als einheitlicher Verbundkörper wirkt.

Bei keiner Säule bis zur Höchstlast ist Knickung aufgetreten, weder der Säule als Ganzes noch der einbetonierten Stahlsäule. Dort wo örtliche Ausknickungen der Einzelprofile eingetreten waren, ist dies erst im Bruchzustand erfolgt, nachdem die Umschnürung nennenswert gestreckt, beziehungsweise zerrissen war.

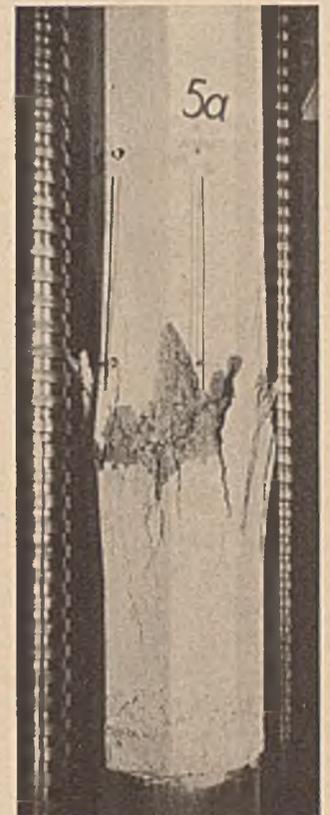


Abb. 8. Bruch der Säule 5a.

Nach den früheren Darlegungen ergibt sich die Höchstlast der untersuchten Säulen mit Kreisumwehrung aus der Beziehung:

$$(1) \quad N_{II} = F_b \sigma_p + F_e \sigma_e + F_s \sigma_{es}$$

Für die Berechnung der Säulen im Hochhaus in der Herrengasse ist in Anlehnung an die bestehenden Vorschriften für kreisumschnürten Beton folgende Beziehung in Aussicht genommen:

$$(2) \quad N_{zul} = (F_k + 45 F_s) \sigma_b + F_e \sigma_e$$

Hierin wird die Umschnürung mit 0,5% des Kernquerschnitts, die zulässige Pressung des Betons nach den Eisenbetonbestimmungen mit $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$ und die Pressung des Stahls St 37 nach den Vorschriften für Stahl im Hochbau mit $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$ angenommen.

Vergleicht man die beim Versuch erreichten Höchstlasten, die fast genau der Beziehung 1 folgen, mit den nach Formel 2 berechneten zulässigen Lasten, so ergeben sich die in der Zahlentafel 8 angegebenen Sicherheitsgrade. Das Verhältnis von $\frac{d_k}{d}$ schwankt von 0,8 ÷ 0,9 je nach der Säulendicke. Die angegebenen Sicherheitsgrade gelten für die bei den Versuchen

vorhandene Prismenfestigkeit von $\sigma_p = 146 \text{ kg/cm}^2$. Aus der Zahlentafel 8 ist ersichtlich, daß die Sicherheitsgrade mit zunehmender Stärke der Stahlsäule im Vergleich zum Betonquerschnitt abnehmen. Für die in Betracht kommenden Verhältnisse von 5 ÷ 10% ist der Sicherheitsgrad 2,5 ÷ 3,2, im Mittel 3. Betrachtet man die Stahlsäule ohne Mitwirkung des Betons, jedoch ohne Knickung, so ergeben sich in dem genannten Bereich Sicherheiten von 1,2 ÷ 1,5.

Tafel 8.

Sicherheiten s in Säulen mit Achteckquerschnitt bei $d_k : d = 0,8 \div 0,9$.

Längsbewehrung $\mu =$	0	3	5	10	100%
Nach der vorgeschlagenen Formel s = . .	4,6 ÷ 3,7	3,5 ÷ 3,0	3,2 ÷ 2,8	2,8 ÷ 2,5	2,1
Als reine Stahlsäule ohne Knickung s = .		0,9	1,2	1,5	2,1

NOMOGRAMM ZUR UNMITTELBAREN BEMESSUNG VON PLATTENBALKEN-STRASSENBRÜCKEN IN EISENBETON.

Von Dr.-Ing. H. Craemer, Beratender Ingenieur, Frankfurt a. M., Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt.

Übersicht. Das Nomogramm gilt für beiderseits frei gelagerte Plattenbalkenbrücken, die nach DIN 1072 belastet und nach DIN 1075 berechnet sind; es gibt die Höhe und Bewehrung der Rippen unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit als Funktion des Abstandes und der Breite der Rippen, der Spannweite und Überschüttung der Brücke und der Belastungsklasse.

Die Tafeln, die vom Verfasser im Auftrage der Emscher-genossenschaft und des Lippeverbandes bearbeitet wurden, sind — ähnlich wie die früher veröffentlichten Tafeln für rippenlose Brücken kleiner Spannweite¹ — dazu bestimmt, die ständig wiederkehrenden Vorentwürfe von Eisenbeton-Straßenbrücken von etwa 5—20 m Spannweite durch unmittelbare Ablesung der Abmessungen zu vereinfachen. Auf die Möglichkeit einfacher und rascher Handhabung der Tafeln war dabei größeres Gewicht zu legen als auf Erfassung sämtlicher Feinheiten und Einzelheiten der Bemessung, die erst bei Bearbeitung des detaillierten ausführungsfähigen Entwurfs in ihre Rechte treten; denn eine Einbeziehung sämtlicher Einzelheiten in das Verfahren würde wegen der vielen dann auftretenden unabhängigen und abhängigen Variablen selbstredend auf praktisch nicht mehr brauchbare Nomogramme führen.

Die gebräuchlichste Form für Eisenbetonbrücken obiger Spannweiten ist die beiderseits frei gelagerte Balkenbrücke aus dicht nebeneinander liegenden, als Plattenbalken wirkenden Rippen,

die durch einige quer laufende Versteifungsträger einen teilweisen Ausgleich ihrer Beanspruchung erfahren. Die maß-

gebenden Nutzlasten sind in DIN 1072² festgelegt, die Bemessungsverfahren durch DIN 1075³.

Abb. 1 zeigt die hiernach maßgebende Laststellung im Grundriß; hierin ist c der Abstand der Rippen, Q₁ das halbe Gewicht des Vorderrades der Dampfwalze, Q₂ das des Hinterrades, p die Flächenlast aus Menschengedränge, p' diejenige aus Kraftwagen. Letztere Belastung überträgt sich bei den hier erfaßten Rippenabständen bis zu c = 2,00 m überwiegend auf die beiden seitlichen Rippen und beansprucht die meist belastete und daher der Untersuchung zugrunde zu legende mittlere Rippe nur ganz wenig; deswegen und mit Rücksicht auf später eingeführte Reserven wird hier p' = p gesetzt und erst recht auf Einzellasten infolge Kraftwagenverkehrs verzichtet.

Weiterhin wird zwecks Vereinfachung der Rechnung, einer Anregung von Prof. Foerster im Betonkalender folgend, die Fußgängerbelastung p auch auf die von der Dampfwalze eingenommenen Flächen ausgedehnt und von den Lasten Q der entsprechende Anteil abgezogen, also

$$(1) \quad Q_1' = Q_1 - 1,25 \cdot 3,00 p; \quad Q_2' = Q_2 - 1,25 \cdot 3,00 p$$

gesetzt. Hier und im folgenden werden sämtliche Größen stets in Meter und Tonnen ausgedrückt.

Die aus den Q bzw. Q' im mittleren Träger entstehenden Lastanteile, d. h. die Auflagerdrücke P₁ und P₂ der Fahrbahnplatte, sind außer von der Plattenkontinuität besonders von den Steifigkeitsverhältnissen der Platte, ihrer Überschüttung und der Räder selbst abhängig, z. B. würde bei unmittelbar ohne Überschüttung auf der Fahrbahn stehendem Vorderrad dieses sich infolge seiner Steifigkeit nicht auf die viel elastischere Platte, sondern unmittelbar auf die Rippe absetzen, d. h. es würde P₁ = Q₁ bzw. Q_{1'} werden. Wir setzen hier, wie meist üblich,

$$(2) \quad P_1 = \frac{c - 0,25}{c} Q_1'; \quad P_2 = \frac{c - 0,80}{c} Q_2'; \quad R = P_1 + P_2.$$

¹ Dr. Craemer, Nomogramm zur unmittelbaren Bemessung rippenloser Eisenbeton-Fahrbahnplatten, -Fußwege und -Durchlässe; Bauingenieur 1930, Heft 37.

² Belastungsannahmen für Straßenbrücken.

³ Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (Entwurf 2 vom 27. 11. 1929).



Abb. 1.

Der Stoßzuschlag ist in DIN 1075 zu 40% bei Spannweiten bis zu 10,0 m festgesetzt, darüber hinaus zu 30%; der Einheitlichkeit wegen legen wir aber den höheren Wert für sämtliche Spannweiten zugrunde, verstehen also unter obigen Q, Q', P und p die 1,4 fachen Werte der DIN 1072, also z. B. $p = 1,4 \cdot 0,5 = 0,7 \text{ t/m}^2$ für Lastklasse I.



Abb. 2.

Abb. 2 gibt nun die Belastung des mittleren Trägers aus Abb. 1 in der Längensicht; in der Abbildung ist die ungünstigste Laststellung für Beanspruchung durch die Einzelasten allein dargestellt. Es ist dann nach bekannten Formeln

$$(3) \quad a = 3,00 \frac{P_{\min}}{R},$$

wo P_{\min} der kleinere der beiden Auflagerdrücke P_1 und P_2 ; das größte hieraus entstehende Moment liegt unter P_{\max} und ist

$$(4) \quad M_p = R \frac{(l-a)^2}{4l}.$$

Ferner ist das Größtmoment aus $p \cdot c$ allein

$$M_p = c p \frac{l^2}{8}.$$

Da die zu M_p und M_p gehörenden Querschnitte nicht zusammenfallen, ist das aus beiden Einflüssen zugleich entstehende Größt-

als Einzellast in Feldmitte, also

$$M_p = \frac{R l}{4}$$

angenommen und entsprechend auch die weiter anschließenden Gleichungen, insbesondere Gl. (9), abgeändert. In Anbetracht der geringen Einzellasten sind die Abmessungen der Brücken dieser Klasse ohnehin vor allem von den Flächenlasten abhängig, die entstehende Ungenauigkeit ist also gering.

Zu dem Verkehrsmoment tritt noch das Moment aus Eigen- gewicht mit

$$(6) \quad M_g = \frac{l^2}{8} [c (2,4 \cdot 0,2 + 2,0 \bar{u}) + 2,4 b (h - 0,2)],$$

siehe Abb. 3; hierbei ist die Plattenstärke, um eine zu große Zahl von Variablen zu vermeiden, zu 0,20 m genormt und das Einheitsgewicht der Überschüttung \bar{u} , entsprechend dem häufigsten Wert einer größeren Anzahl daraufhin untersuchter Entwürfe, zu 2,0 t/m³ angesetzt worden.

Eine weitere, in manchen Fällen nicht unbeträchtliche Reserve ergibt sich durch die meist vorhandenen lastverteilenden Querträger, durch die eine größere Anzahl Rippen zur Lastübertragung herangezogen, der Wert von M_p also für den einzelnen Träger gegenüber demjenigen nach Gl. (4) verringert wird. Diese Verringerung darf nach DIN 1075 nur in Rechnung gestellt werden, wenn sie im einzelnen statisch nachgewiesen wird; sie ist abhängig von Anzahl, Abstand, Querschnitt und Spannweite der Rippen und von Anzahl, Abstand, Steifig-

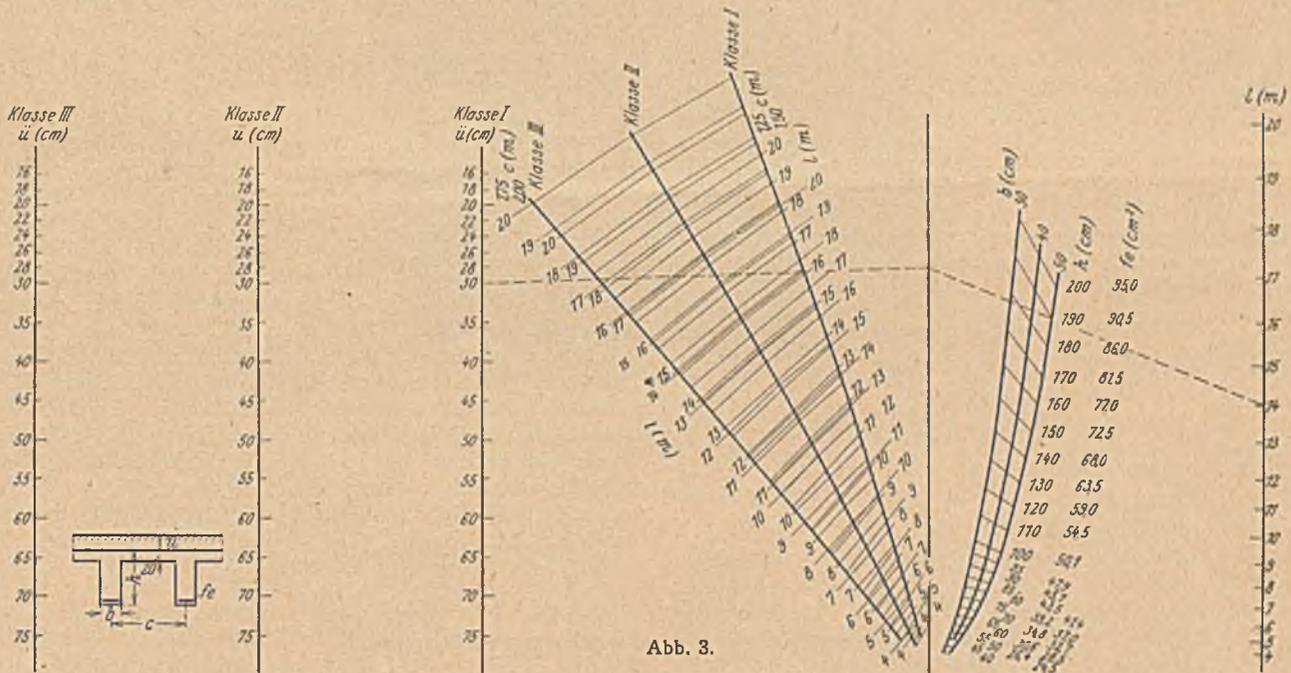


Abb. 3.

moment kleiner als die Summe beider Einzelmaxima, und wir erhalten eine weitere kleine Reserve, wenn wir setzen

$$(5) \quad M_{P+p} = R \frac{(l-a)^2}{4l} + c p \frac{l^2}{8}.$$

Bei Belastungsklasse III, die mit sehr geringen Einzellasten bei nicht in gleichem Maße verringertem Menschengedrange rechnet, gibt die Belastungsumordnung auf Grund der Gl. (1) kein brauchbares Bild der wirklichen Belastung, da Q_a' negativ wird. Um trotzdem zu einer einfachen und dabei auf der sicheren Seite bleibenden Formel zu gelangen, wurde der das Menschengedrange übersteigende Betrag des Gesamtgewichts der Walze, nämlich

$$R = 1,4 [7,0 - (2,5 \cdot 6,0) \cdot 0,4] = 1,4 \text{ t}$$

keit usw. der Versteifungsträger, bildet also einen hochgradig statisch unbestimmten Einfluß. Eine Einbeziehung dieser günstigen Wirkung in das vorliegende Schnellverfahren wäre also völlig aussichtslos gewesen.

Die zulässigen Spannungen sind in DIN 1075 zu $\sigma = 45/1200$ festgesetzt. Es ist aber eine bekannte Tatsache, daß Plattenbalken mit voller Ausnutzung der zulässigen Betondruckspannungen infolge der dann notwendigen starken Bewehrung unwirtschaftlich sind. Für ihre Bemessung sind vielmehr Formeln von der Bauart $h = a \cdot \sqrt{M}$ maßgebend, wo a sich aus der Bedingung ergibt, daß die Summe der Kosten von Beton und Schalung einerseits, die mit h steigen, und für Eisen andererseits, die mit h fallen, zu einem Minimum wird. a ist somit abhängig von den Beschaffungskosten für Kies, Zement (Handels-, hochwertiger oder Hochofenzement), Schalholz,

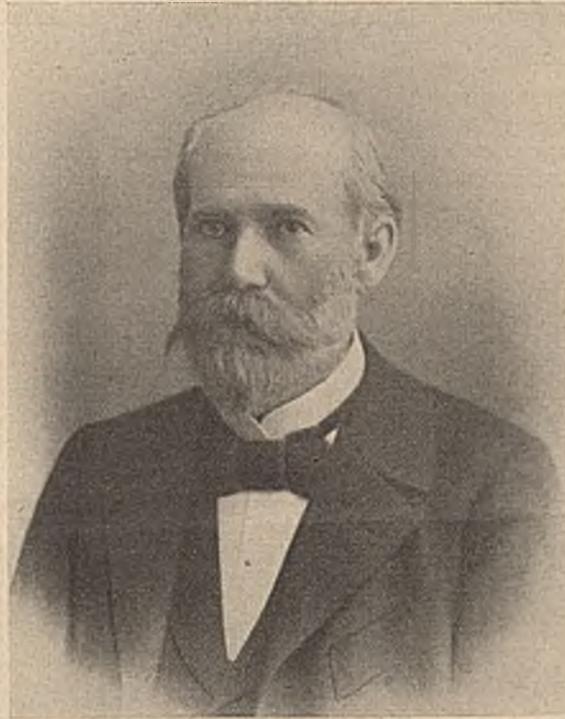
maligen Gewerbeinstitut in Berlin und trat als junger Ingenieur bei Schichau in Elbing ein, wo er bald zum engeren Mitarbeiterkreis Schichaus gehörte. Die Aussicht auf baldige Teilhaberschaft veranlaßte ihn, später eine leitende Stellung bei H. Hotop, Fabrik für Ziegelcimaschinen, in Elbing zu übernehmen. Nachdem er Mitinhaber dieser Firma geworden war, trennte er sich jedoch schon 1874 wieder von diesem Unternehmen, um als Teilhaber in die Hof- und Kunstschlosserei seines Bruders Albert Gossen in Berlin, Taubenstraße 48, einzutreten.

Auch diese Tätigkeit genügte dem vorwärtsstrebenden Hermann August Gossen nicht, und so gründete er am 1. April 1881 in der Alten Jakobstraße eine eigene Firma, welche sich zunächst mit der Herstellung von Eisenbauteilen und kleineren Eisenbauten befaßte. Nach und nach gewann Hermann Gossen königliche Behörden und städtische Verwaltungen als Abnehmer, und als er größere Lieferungen für verschiedene Berliner Markthallen, welche damals durch Baurat Linde erbaut wurden, und weitere Arbeiten für die im Bau befindliche Stadt- und Ringbahn erhielt, rückte seine Firma bald in die vordere Reihe der Berliner Eisenbauanstalten.

Mit dem ständigen Anwachsen der Belegschaft und des Maschinenparks wurden die Fabrikräume in der Alten Jakobstraße bald zu eng, und Hermann Gossen mietete in der Schönhauser Allee ein größeres Fabrikgrundstück von etwa 5000 m², wohin er im Jahre 1892 übersiedelte. Die an die Vergrößerung des Fabrikbetriebes geknüpften Erwartungen haben sich bei der damaligen ungünstigen Wirtschaftslage jedoch nicht erfüllt. Hermann Gossen hatte auch infolge Krankheit und vorgeschrittenen Alters an Arbeitskraft erheblich eingebüßt. In dieser kritischen Zeit wurden ihm seine Söhne Ingenieur Fritz Gossen und Kaufmann Emil Gossen, welche im Frühjahr 1894 in das väterliche Geschäft eintraten, eine wertvolle Stütze. Mit jugendfrischer Arbeitskraft versuchten die beiden Söhne, das väterliche Unternehmen vorwärts zu bringen. Es gelang ihnen auch, neue Auftraggeber aus den Kreisen der Behörden und der Industrie, u. a. auch die Berliner Großbetriebe Siemens & Halske und AEG. zu gewinnen. Gleichzeitig wurden wertvolle Verbindungen mit dem Auslande angeknüpft, und durch bedeutsame Auslandslieferungen konnten die Leistungen des Unternehmens von Jahr zu Jahr gesteigert werden. Im Jahre 1898 wurden die beiden Söhne Fritz und Emil gleichberechtigte Teilhaber der Firma H. Gossen.

In den neunziger Jahren vollzog sich auf dem Berliner Bauarkt ein grundsätzlicher Wandel. Bis dahin waren die Berliner Eisenhandelsfirmen Auftraggeber für die Eisenbauanstalten und ließen die bei Trägerbauten übernommenen Mitlieferungen von Stützen, Nietträgern, Treppen usw. bei diesen Werken ausführen. Mit dem starken Anwachsen des Berliner Bedarfs an Eisenbauten für Warenhäuser, Verwaltungsgebäude und Industrieanlagen gingen die Eisenhandlungen allmählich dazu über, eigene Eisenbauwerkstätten zu gründen, insbesondere auch, weil bei den Handlungsaufträgen für unbearbeitete Bauträger stets die Lieferungen der zu den Bauten gehörigen Konstruktionsteile mit übernommen wurde. Damit wurden die Eisenhandlungen zu starken Wettbewerbern der reinen Konstruktionsfirmen. Diese wiederum sahen sich daraufhin genötigt, sich vom Handel nach und nach

unabhängig zu machen und eigene Eisenlager für den Bedarf ihrer Werkstätten anzulegen. Die natürliche Folge war, daß die Konstruktionswerkstätten allmählich auch den Eisenhandel aufnahmen, zumal die für den eigenen Bedarf auf Lager genommenen Walzwerkserzeugnisse mitunter in der eigenen Verarbeitung nicht schnell genug untergebracht werden konnten. Die Firma H. Gossen hatte dafür bereits Anfang der neunziger Jahre ein Eisenlager in der Schönhauser Allee eingerichtet. Schon nach 8 Jahren reichte dieser Lagerplatz nicht mehr aus und gleichzeitig reifte 1899 bei Hermann Gossen und seinen Söhnen der Entschluß, mit der Vergrößerung des Lagers zugleich eine den gesteigerten Anforderungen entsprechende Werkstätte auf eigenem Grund und Boden zu errichten. Sehr erleichtert wurde dieser Entschluß durch den von der Werksgründung an bis auf den heutigen Tag von der Firma H. Gossen verfolgten Grundsatz, den Betrieb aus eigener Kraft und mit nur eigenen Mitteln auszubauen. Nach gründlicher Prüfung verschiedener größerer Grundstücke in den Vororten Berlins fiel die Wahl auf ein Grundstück in Reinickendorf, welches den gesteigerten Ansprüchen auf längere Zeit zu genügen Aussicht bot. An der Ausarbeitung der Pläne für die neue Werksanlage hatte der Gründer der Firma, Hermann Gossen, lebhaften Anteil genommen. Leider war es ihm aber nicht vergönnt, die Inbetriebnahme der Anlage zu erleben. Am 16. Januar 1900 betraurten die Söhne den Heimgang ihres Vaters und Seniorchefs, der vor Vollendung seines neuen Werkes die Augen schloß.



Der Begründer der Firma H. Gossen, Stahlskelett- und Eisenbau, Eisengroßhandlung
Hermann August Gossen.

Das neue, etwa 15 000 m² große Werksgrundstück bot ausreichenden Platz für die Fabrikanlagen und ein größeres Eisenlager. Die Grundsteinlegung erfolgte am Geburtstage des kurz zuvor verstorbenen Gründers am 1. Mai 1900 und bereits im Herbst erfolgte der Umzug nach dem neuen Fabrikgrundstück.

In den nächsten 10 Jahren entwickelten sich die beiden Abteilungen des Werkes Eisenbau und Eisenhandel ganz außerordentlich. Die gesteigerte Leistungsfähigkeit

ermöglichte auch die Übernahme größerer Lieferungen, und aus den Gossenschen Werkstätten entstanden damals eine Reihe von Neubauten in Berlin W, die Neubauten der städtischen Irrenanstalten in Buch, der Alexanderkaserne in Berlin, des Berliner Lehrervereinshauses, der Alexander-Passage, der Cecilien-schule in Wilmersdorf und des Bahnhofs Berliner Tor der Hamburger Stadtbahn.

Noch nicht 10 Jahre waren vergangen, da reichte auch das neue Werksgrundstück für die dringend notwendig gewordene Betriebserweiterung nicht mehr aus. Da auch der so sehr benötigte Gleisanschluß fehlte, erwarb die Firma ein neues Grundstück von 50 000 m² in Reinickendorf-Ost, Graf-Rödern-Allee 3/7. Dieses Grundstück besaß bereits einen Gleisanschluß und liegt dem Personenbahnhof Reinickendorf wie auch dem Güterbahnhof unmittelbar gegenüber. Die erforderlichen Neubauten wurden sofort in Angriff genommen und 1910 vollendet. Die Fabrikanlagen wurden dem neuesten Stand der Technik angepaßt, und das Grundstück bietet auch für Erweiterungen genügend Raum. Die Bahntransporte können bis in die Fabrikhallen hineingeführt werden, und durch die Bahnverbindung bis zum Tegeler See können auch die Vorteile des Wasserweges für die Anlieferung der Werkstoffe und Beförderung der Fertigerzeugnisse voll ausgenutzt werden.

Bei der Anlage des neuen Betriebes wurde insbesondere auf kürzeste und schnellste Förderung der Werkstücke Bedacht genommen. Deren Zuschnitt erfolgt auf dem Lager, und sie gelangen auf Gleisen in das Seitenschiff der großen Fabrikhalle zum Vorzeichnen und Bohren. Die Einzelteile werden dann mittels Kranen in das Mittelschiff befördert und dort nach dem erfolgten Zusammenbau mittels Laufkrans am Ende der großen Halle in bereitstehende Eisenbahnwagen verladen. Den Fortschritten der Betriebstechnik entsprechend wurde bei der Anlage des Werkes auf Dampfkraft für die Maschinen, Schmiedehämmer und Krane vollständig Verzicht geleistet. Das Werk bezieht Drehstrom 6000 Volt Spannung und wandelt den Strom in einer eigenen Transformatorenanlage auf die Gebrauchsspannung um.

Der Umsicht und Tatkraft der beiden Inhaber gelang es sehr bald, die Größe und Leistungsfähigkeit des neuen Werkes voll auszunutzen und die Umsätze auf das 4- bis 5-fache zu erhöhen. Nach dem Neubau im Jahre 1910 sind wesentliche Erweiterungen nicht mehr vorgenommen worden, obwohl in der Kriegs- und Nachkriegszeit die Werkstätten oftmals bis zur Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angespannt wurden, und mancher Auftrag abgelehnt werden mußte. Der klare Blick der Werksleiter bewahrte die Firma vor ungesunder Ausdehnung, und die Entwicklung in den letzten Jahren hat dieser vorsichtigen Beurteilung der Geschäftslage leider nur zu recht gegeben.

Die Eisenbauabteilung der Firma H. Gossen hat im Laufe ihres 50 jährigen Bestehens eine ganze Reihe bedeutsamer Bauausführungen verschiedenster Art zu verzeichnen. Dem Berliner Bedarf entsprechend überwiegt hierbei das Gebiet des Hochbaues. Die vielseitigen Leistungen des Werkes umfassen Geschäftshäuser, Fabrikbauten, Kraftwerke, Verladehallen, Bahnhofshallen, Brücken, Kräne u. a. m. Unter den Ausführungen befindet sich eine ganze Reihe von Großbauten verschiedenster Art. Bemerkenswert sind auch die bedeutsamen Lieferungen der Firma für den Auslandsmarkt. Zu erwähnen wären hier die Stahlbauten für die elektrische Zentrale Alessandria, für den Werkstätten-Lokomotivschuppen Pangani (Ostafrika), Fördergerüste, Maschinenhäuser und Werkstätten-

gebäude für Bergwerksanlagen in Südwestafrika, Waggon- und Lokomotivbauwerkstätten in Tsinanfu (China), Bankgebäude in Hongkong, 45 Überbauten für die Lüderitzbahn in Südwestafrika, 3 Überbauten der Usambara-Bahn in Ostafrika, 14 Überbauten der Togo-Hinterlandbahn, 3 Überbauten der Kamerun-Nordbahn, 26 Überbauten der Anatolischen Eisenbahn in der Türkei usw.

Nicht allein die neuzeitliche Fabrikanlage setzt die Werksleitung hierzu instand, vielmehr ist auch das gute Verhältnis zwischen der Leitung und der Belegschaft hervorzuheben. Durchdrungen von dem Gedanken, daß die Belange beider aufs engste miteinander verbunden sind, haben die Inhaber der Firma Gossen stets nach dem Kruppschen Wort: „Der Zweck der Arbeit soll das Gemeinwohl sein“ gehandelt. Diese vorbildliche Einstellung der Werksinhaber spiegelt sich wider in der erfreulichen Tatsache, daß eine große Zahl von Mitarbeitern dem Werke 25 Jahre und länger treu geblieben sind. Den beiden Inhabern Fritz und Emil Gossen stehen u. a. in der Werksleitung noch die Herren Obergeringenieur Stengel, Obergeringenieur Gottlieb Dehler, Dr. Meyer-Wendt, Betriebsleiter Karl Gehrig, Meister Oskar Seidel und Meister Friedrich Rohde zur Seite. Von diesen sind Obergeringenieur Stengel und die beiden Meister bereits länger als 25 Jahre bei der Firma tätig.

Am Tage des 50 jährigen Bestehens ihres Werkes können die beiden Inhaber, zwei Männer von vornehmer Gesinnung und Lauterkeit, mit stolzer Befriedigung auf das Geschaffene zurückblicken. Sie haben das Erbe ihres Vaters sorgsam gepflegt und in treuer, hingebender Arbeit durch die Fährnisse schwerer wirtschaftlicher Nöte hindurch zu einem überaus leistungsfähigen Betrieb der deutschen Stahlbauindustrie entwickeln können. Das Daniederliegen der deutschen Wirtschaft, insbesondere der deutschen Bauwirtschaft, ist auf dem Gebiete des Stahlbaues begleitet von bedeutsamen Neuerungen, die bei der Rückkehr einer besseren Wirtschaftslage große Entwicklungsmöglichkeiten erhoffen lassen. Ihrer Überlieferung getreu wird auch die Firma H. Gossen an diesen Entwicklungsmöglichkeiten teilhaben. Dafür bürgt der gesunde Aufbau des Unternehmens, die Tatkraft und der weitschauende fachmännische Blick ihrer Inhaber.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Ergebnisse von mehrjährigen Untersuchungen an Betonstraßen.

Im Märzheft der Zeitschrift „Die Betonstraße“ erschien der Bericht des Unterzeichneten über die abschließenden Ergebnisse der im Jahre 1927 eingeleiteten Untersuchungen an je einer unbefahrenen und befahrenen Betonversuchsstraße.

Die aus den Beobachtungen der Schwind- und Temperatureinflüsse gewonnenen Erkenntnisse sind auch für die Beurteilung der Verhältnisse bei anderen Bauwerken aus Beton und Eisenbeton von Interesse, weshalb hier in aller Kürze die wichtigsten Ergebnisse mitgeteilt werden mögen.

Es darf vorausgeschickt werden, daß die Richtlinien, die nach Ablauf eines Jahres aufgestellt werden konnten¹, im wesentlichen bestätigt werden und einige beachtenswerte Ergänzungen als Ergebnis der Zeitbeobachtungen erfahren.

Die extremen Witterungsverhältnisse während der sehr heißen Sommer 1928 und 1929 und des langandauernden außerordentlich kalten Winters 1928/1929 bieten mancherlei Möglichkeiten für allgemeine Schlußfolgerungen. Trägt man die Meßergebnisse für die dreijährige Beobachtungsperiode auf, so fällt vor allem die Gleichläufigkeit der Linie der Temperaturänderungen und der gemittelten Kurve der gemessenen Bewegung der Fugen auf. Die Parallelität zwischen der Kurve der Temperaturänderungen und der gemittelten Kurve der Volumenänderungen ist eine der charakteristischsten Erscheinungen der Beobachtungen. Ferner ist bezeichnend, daß die hohen Temperaturen im Sommer 1928 und 1929 sowie im letzten Jahre genugten, um die Straßenplatten über ihre ursprüngliche Länge auszudehnen.

Die größten gemessenen Längenänderungen der Betonplatten in den einzelnen Beobachtungsabschnitten, bezogen auf 1 m Plattenlänge, waren die folgenden:

¹ Probst und Brandt, „Probleme des Betonstraßenbaues“, Zementverlag, 1928.

Beobachtungsabschnitt A:

(Schotterbeton, einschichtig, Fugenabstand 8 m, Unterlage = Kies)

$$A = \frac{3,272}{8} = 0,409 \text{ mm/m}$$

Beobachtungsabschnitt B:

(Schotterbeton, einschichtig, Fugenabstand 8 m, Unterlage = Magerbeton mit Lehmanstrich)

$$B = \frac{3,196}{8} = 0,399 \text{ m}$$

Beobachtungsabschnitt C:

(Kiesbeton, zweischichtig, Fugenabstand 8 m, Unterlage = Magerbeton mit Lehmanstrich)

$$C = \frac{3,345}{8} = 0,418 \text{ mm/m}$$

Beobachtungsabschnitt D₁:

(Schotterbeton, einschichtig, Fugenabstand 12 m, Unterlage = Magerbeton mit Lehmanstrich)

$$D_1 = \frac{1,535}{12} = 0,129 \text{ mm/m}$$

Beobachtungsabschnitt D₂:

(Schotterbeton, einschichtig, Fugenabstand 12 m, Unterlage = Magerbeton mit Lehmanstrich, Längsfuge in Straßenmitte)

$$D_2 = \frac{3,856}{12} = 0,321 \text{ mm/m}$$

Beobachtungsabschnitt E:

(Schotterbeton, einschichtig, Fugenabstand 16 m, Unterlage = Magerbeton mit Lehmanstrich)

$$E = \frac{4,265}{16} = 0,266 \text{ mm/m}$$

Diese Gegenüberstellung zeigt, daß die maximalen bezogenen Längenänderungen, die hier aus den beobachteten gemittelten Extremwerten der einzelnen Abschnitte errechnet wurden, unter sonst völlig gleichen Verhältnissen, also bei gleichem Material, gleichartig ausgebildeter Unterlage und demselben Straßenquerschnitt mit zunehmender Größe der Betonplatten geringer werden, hauptsächlich als Folge der vergrößerten Reibung auf dem Unterbau. Die günstige Wirkung der Längsfuge äußert sich darin, daß die ganze Straßenplatte zerlegt wird in kleinere Teile mit geringerem Gewicht und entsprechend verminderteter Reibung auf dem Untergrund. Die Unterschiede zwischen den Abschnitten A und B mit verschiedener ausgebildeter Unterlage sind unbedeutend. Wie früher sind die Fugenbewegungen bei zweischichtigem Straßenquerschnitt (C) gemittelt etwa 20% größer als bei einschichtiger Bauweise (A, B) unter sonst gleichen Verhältnissen.

Bekanntlich wird in amerikanischen Fachkreisen die Anschauung geäußert, daß im Verlauf der Zeit ein immer größer werdendes Aufklaffen einer als Preßfuge ausgebildeten Längsfuge eintritt, da infolge der Volumenveränderungen sich beide Platten immer weiter von der Mittellinie der Straße weg arbeiten. Vergleicht man nun die Messungsergebnisse der dreijährigen Beobachtungsperiode miteinander, so wird man ein gewisses Aufklaffen der Längsfuge feststellen können. Im Sommer 1928 betrug der Fugenspalt etwa 0,3 mm, im Sommer 1929 etwa 0,6 mm, und im letzten Jahr konnte als Mittel etwa 0,7 mm angenommen werden.

In der Abb. 1 sind die maximalen Bewegungen des Fugenspalt der Betonplatten gegenüber dem Ursprungswerte eingetragen. Man sieht, daß sich die Bewegungen in beiden Richtungen — Ausdehnung über den Ursprungswert sowie Zusammenziehung — im Laufe der Zeit vergrößert haben. Der Grund hierfür liegt darin, daß die Verspannung mit der Unterlage sich gelockert hat und so ein freieres Ausdehnen und Zusammenziehen der Betonplatten erfolgen konnte.

Hinsichtlich der Frage über die Zweckmäßigkeit von Preßfugen bei Querfugen zeigen die Beobachtungen und Messungen, daß Preßfugen für unsere klimatischen Verhältnisse unzweckmäßig sind. Die anfänglich starken Volumenverminderungen der Betonplatten genügen nicht, um jede spätere Ausdehnung der Straßenplatten über ihr Anfangsvolumen hinaus unmöglich zu machen, wie dies in irriger Weise manchmal angenommen wurde. (Vergl. Abb. 1.)

Was nun den Abstand der Querfugen anbetrifft, so hat sich gezeigt, daß eine zu große Ängstlichkeit hierbei nicht am Platze ist. Man kann mit dem Fugenabstand bei den klimatischen Verhältnissen in Deutschland mit Ausnahme der gebirgigen Gegenden bis zu 20,0 m gehen, ohne Rißbildungen befürchten zu müssen, wenn man einerseits die Auswahl der Materialien, des Mischungsverhältnisses und des Wasserzusatzes den vorerwähnten Richtlinien anpaßt. Man soll ferner dafür sorgen, daß die unvermeidlichen Volumenveränderungen sich so zwanglos wie möglich vollziehen können. Maßnahmen, die in dieser Hinsicht Erfolg versprechen, sind die Verminderung der Reibung der Betonplatte auf der Unterlage durch genügend sorgfältige Vorbereitung des Untergrundes vor dem Bau der Straße, sowie die Unterteilung der Betonplatten durch eine Längsfuge in Straßenmitte.

Daß dieser letzteren Maßnahme bisher vielfach nicht die notwendige Aufmerksamkeit geschenkt worden ist, beweisen die zahlreichen Längsrisse in den erbauten Betonstraßen. Auch auf der unbefahrenen Versuchsstraße haben sich in 6 Straßenplatten Längsrisse gebildet, obgleich die Straßenbreite nur 5,5 m beträgt. Es empfiehlt sich daher, bei zwei- und mehrspurigen Straßen auf Längsrissen nicht zu verzichten.

Die zweite Versuchsstrecke (befahrene Betonstraße) sollte der Untersuchung konstruktiver und materialtechnischer Probleme unter der Einwirkung schweren Verkehrs dienen. Da aus hier nicht zu erörternden Gründen die Herstellung der Straße unter den unerwarteten denkbar ungünstigen klimatischen Änderungen erfolgen mußte, so wurden die beabsichtigten Beobachtungen z. T. unmöglich gemacht.

Um neben den bereits gewonnenen Erkenntnissen weitere Aufschlüsse über die Einwirkung des Frostes auf die Straßendecke zu erhalten, wurden Platten aus der Straßendecke herausgestemmt. Hierbei wurden die betreffenden Stellen so ausgewählt, daß die Probekörper I und II aus Straßenplatten entnommen wurden, die unter dem Frost ziemlich stark gelitten hatten, während Platte III aus einer vom Frost weniger angegriffenen Stelle stammte. Hierbei zeigte sich bei

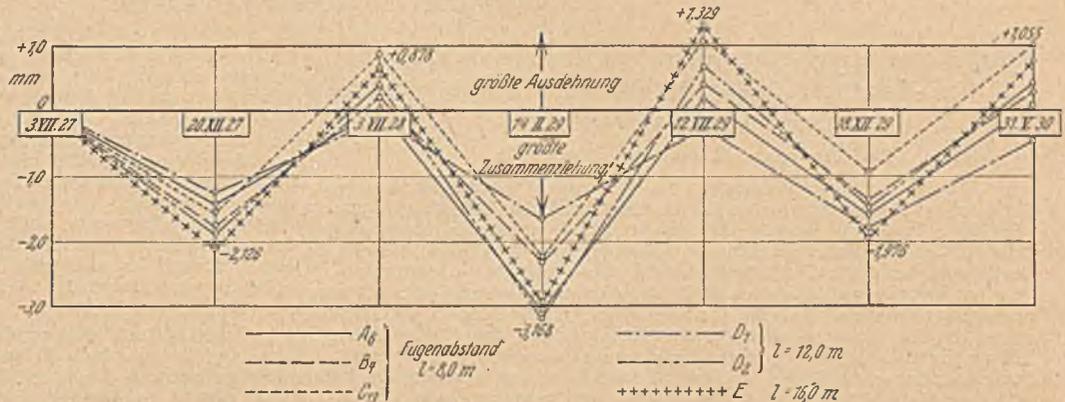
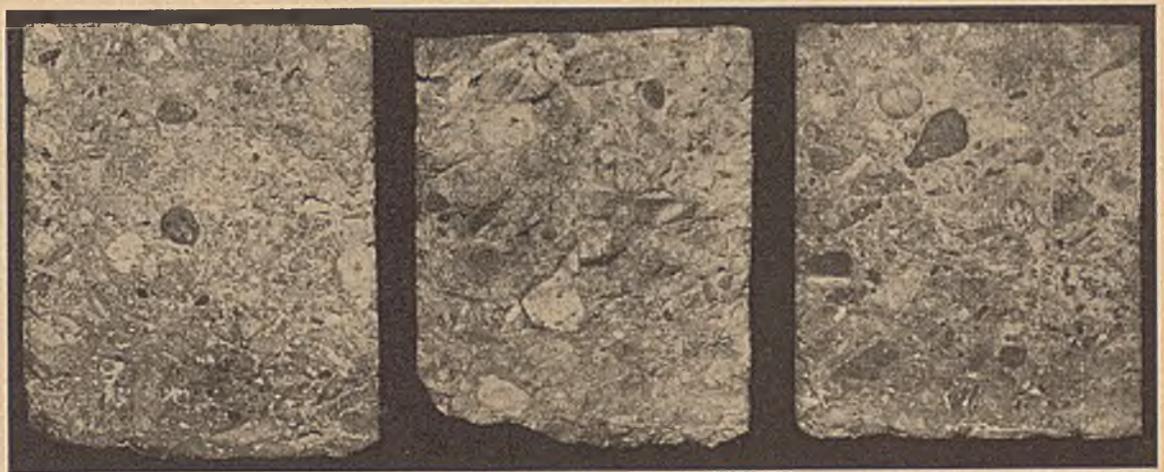


Abb. 1. Maximalausschläge der Bewegungen der Fugenspalt der Betonplatten in den einzelnen Beobachtungsabschnitten gegenüber dem Ursprungswert.

einig Platten, die durch den Frost besonders gelitten hatten, einige schwach muldenförmige Vertiefungen von etwa 0,5 m² Fläche. Auch die Ränder der Längsfuge in Straßenmitte wiesen Beschädigungen auf. In einigen Platten waren größere Schotterstücke an der Oberfläche ausgebrochen, und es hatten sich kleine, stellenweise bis zu 3 cm tiefe Löcher gebildet. An zwei Stellen konnten Risse festgestellt



Reihe I: Vom Frost angegriffen.

Reihe II: Stark angegriffen.

Reihe III: Wenig angegriffen.

Abb. 2a—c. Seitenflächen der aus der Straßendecke herausgeschnittenen Versuchskörper.

werden bei den versetzt angeordneten Querfugen, gerade in Fortsetzung der Fuge in der anderen Straßenhälfte.

Die in Abb. 2a—c ersichtlichen Schnittflächen der Straßendecke, aus den Platten I, II und III herausgeschnitten, zeigten im Querschnitt die gute Verteilung von Fein- und Grobzuschlag, die sich auch auf Grund der Voruntersuchungen als zweckmäßig erwies.

Mit den aus der Straßendecke herausgestemmt Betonstücken wurden eine Reihe von Untersuchungen ausgeführt, über die im folgenden in aller Kürze berichtet werden soll.

Die Prüfung der kapillaren Saugfähigkeit des Straßenbetons ergab, daß die Versuchskörper der Reihe III, die aus einer vom Frost fast gar nicht angegriffenen Stelle entnommen waren, auch die geringste kapillare Saugfähigkeit aufwiesen. Die in Prozenten des Volumens ausgedrückten aufgenommenen Wassermengen der Versuchskörper der Reihen I und II, die aus einer vom Frost mehr oder weniger an-

gegriffenen Stelle herausgesagt waren, zeigen um etwa 40% größere Werte, wie dies auch zu erwarten war.

Nach Beendigung des Wasseraufsaugversuchs wurden die Probekörper einem Wasserverdunstungsversuch unterworfen. Es zeigte sich, daß die während der Zeiteinheit verdunsteten Wassermengen nicht den im selben Zeitraum aufgenommenen Wassermengen entsprechen.

Bei kurzen Be- und Entfeuchtungsvorgängen wird der Beton zu seiner Austrocknung mehr Zeit benötigen, als er zur Durchfeuchtung gebraucht hat.

Die Prüfung der Druckfestigkeit zeigte, daß diejenigen Körper, die aus den vom Frost stark angegriffenen Teilen stammten (Platte I und II), auch geringere Festigkeiten ergaben, während die aus Straßenplatte III herausgeschnittenen Probewürfel die höchsten Festigkeiten zeigten. Sie waren bei I: 258 kg/cm²; bei II: 205 kg/cm² und bei III: 326 kg/cm². Die an Probewürfeln mit 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des Straßenbetons nach 28 Tagen betrug 260 kg/cm².

Wegen weiterer Einzelheiten sei auf das Märzheft der „Betonstraße“ verwiesen. E. Probst, Karlsruhe.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zuschrift zu den Ausführungen von Prof. Dr.-Ing. Probst und Geh.-Rat Prof. Hager zur Frage der Schubicherung von Eisenbetonbalken.

Von Professor H. Kayser, Darmstadt.

Durch die neuen Versuche, die Professor Dr.-Ing. Probst in Heft 12/13 dieser Zeitschrift veröffentlicht, und die Darlegungen von Geh.-Rat Professor Hager im gleichen Heft wird die Frage der Schubicherung von Eisenbetonbalken erneut zur Diskussion gestellt, verursacht durch die im Entwurf für die neuen Eisenbetonbestimmungen zum Vorschein gekommene Absicht, die dahingehenden Vorschriften abermals zu verschärfen. Da ich nach wie vor der Ansicht bin, daß schon die Bestimmungen von 1925 über das Maß des Notwendigen hinaus gingen, begrüße ich das Einsetzen eines neuen Meinungsaustausches über diese Frage. Eine wenn auch im einzelnen noch nicht völlig geklärte Mitwirkung des Betons bei der Aufnahme von Hauptzugkräften steht außer Frage. In welcher Form und in welchem Aus-

maß sich diese Mitwirkung bei der Aufteilung des Schubspannungsdiagrammes berücksichtigen läßt, steht noch dahin und wird früher oder später geklärt werden müssen. Daß jedenfalls bis zu der Stelle $\tau_n = 4$ bis 5 kg/cm² (bei der üblichen 3fachen Sicherheit) der Beton die Schubspannungen selbst zu übernehmen in der Lage ist, zeigen die Ausführungen von Probst und Hager erneut mit aller wünschenswerten Deutlichkeit. Weitergehendes kann einstweilen nicht mit Sicherheit ausgesagt werden. Die seitherigen Versuche und Erfahrungen genügen aber vollkommen, um jetzt schon auf die Form der Bestimmungen über die Aufnahme der Schubspannungen aus dem Jahre 1916 zurückzugreifen und die seitherige Verschärfung vom Jahre 1925 und erst recht die unverständliche weitere Absicht der Verschärfung des neuen Entwurfs zu beseitigen.

Ich gebe der Hoffnung Ausdruck, daß der die neuen Bestimmungen bearbeitende Ausschuß die gerechtfertigten Einwendungen gegen die unnötige scharfe Fassung der Schubbewehrungsvorschriften nicht mehr überhören, sondern im Interesse der Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonbauweise in geeigneter Weise berücksichtigen wird.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage ist vor allem von dem Rückgang der Arbeitslosigkeit zu berichten, welcher in der zweiten Märzhälfte eingetreten ist. Die Zahl der Arbeitslosen ermäßigte sich während dieser Zeit um mehr als 200 000; wenn auch von diesem Rückgang auf die Bauwirtschaft der Hauptanteil entfällt, so dürfte hier der Saisonumschwung doch erst dann einsetzen, wenn die zur Zeit noch bestehende Unsicherheit der Lohnverhältnisse beseitigt ist. Auch die Lohnverhandlungen vor der zentralen Schiedsstelle in Berlin, deren Ergebnis wir bereits in Heft 14 mitgeteilt haben, haben noch keine endgültige Entscheidung über die zukünftige Lohngestaltung bringen können. Die Stellungnahme der Parteien zu den hier erfolgten Schiedssprüchen hatte bis zum 4. April zu erfolgen. Sie war für die einzelnen Bezirke recht unterschiedlich. Von seiten der Arbeitnehmer wurden in nahezu allen Tarifgebieten die Berliner Schiedssprüche abgelehnt, während die Arbeitgeberverbände keine einheitliche Haltung zeigten, vielmehr zum Teil annahmen und zum Teil ablehnten. Mithin ist ein endgültiger Zustand bisher nirgendwo eingetreten, was nicht nur die Inaugriffnahme neuer Bauvorhaben größtenteils hinausgeschoben, sondern auch zu Teilstreiks geführt hat, da die bisherigen Lohnabkommen am 31. März abgelaufen waren. Dies ist besonders da der Fall gewesen, wo von Arbeitgeberseite versucht worden ist, einen Lohnabbau ab 1. April über die Höhe des Berliner Schiedsspruches hinaus praktisch eintreten zu lassen. Da dies jedoch nur in einigen wenigen Bezirken versucht worden ist, in den übrigen Gebieten aber die Streikparole nur von kommunistischer Seite ausgegeben worden ist, hat die Stilllegung der Arbeit bisher keinen allgemeinen Charakter angenommen. Nichtsdestoweniger ist zu wünschen, daß die Situation möglichst bald geklärt wird.

Zu dem Entwurf des Reichsmanteltarifvertrages haben sich die Organisationen bis 18. April zu erklären. Soweit bisher schon Äußerungen vorliegen, sind diese auf beiden Seiten zustimmend, so daß dessen Annahme erwartet werden darf.

Vom Enqueteausschuß ist ein Bericht über den deutschen Wohnungsbau der Öffentlichkeit übergeben worden. Vorweg wird betont, daß die Arbeit ein Torso geblieben sei und daß die Fragen, die für den heutigen Wohnungsbau zu stellen sind, nicht bis zum Ende geklärt werden konnten, einmal wegen der Kürzung der Etatsmittel, sodann vor allem aber auch wegen der unzureichend vorhandenen Unterlagen auf wichtigen Gebieten der Bauwirtschaft. So wird der Wiedergabe von Gutachten der in den letzten drei Jahren in großer Zahl vernommenen Sachverständigen nur ein kurzer zusammenfassender Bericht vorangeschickt, in welchem aber trotz aller Vorbehalte mit bemerkenswerter Deutlichkeit scharfe Kritik an der gegenwärtigen Gestaltung des Wohnungsbaues geübt wird. Wie weit diese geht, ergibt sich schon daraus, daß eine Einstimmigkeit der Mitglieder des Ausschusses nicht erzielt werden konnte; dem Bericht der Mehrheit sind Vorbehalte einzelner Mitglieder und ein Sonderbericht der

Arbeitnehmergruppe beigelegt. Der Mehrheitsbericht kommt zu einer völlig negativen Beurteilung des bisherigen Zustandes, insbesondere der von staatlicher Seite eingeschlagenen Finanzierungsmethoden.

„Die heutige Finanzierung des Wohnungsbaues erfolgt zum Teil aus öffentlichen Mitteln unter unwirtschaftlichen Bedingungen. Das private Kapital, gleichgültig, ob es sich als Bauherr, Bauunternehmer oder Darlehnsgeber betätigt, ist von jedem Risiko befreit oder glaubt wenigstens, wenn auch nur aus politischen Zusammenhängen, kein Risiko laufen zu müssen. Infolgedessen sind die Hemmungen, die sonst gegenüber Kostensteigerungen wirksam sind, im Wohnungsbau ausgeschaltet.“

Das Sondergutachten der zur Arbeitnehmerschaft gehörenden Mitglieder bestreitet vor allem, daß zu diesen Kostensteigerungen auch eine überdurchschnittliche Erhöhung der Bauarbeiterlöhne gehört, während die Mehrheit die Notwendigkeit ihrer Senkung stark betont. Es würde hier zu weit führen, auf die Ergebnisse der Untersuchungen im einzelnen einzugehen, wobei sicherlich nicht alle Feststellungen ohne weiteres hingenommen werden könnten.

Nur noch erwähnt sei, daß der Enqueteausschuß auch Vorschläge für eine Bessergestaltung bringt. Auch er erkennt an, daß selbst bei schärfster Ersparnis und bei Ausschaltung aller überhöhten Kosten bei einer plötzlichen Aufgabe der gegenwärtigen Ordnung die Nachfrage der ärmeren Bevölkerung nach Wohnräumen nicht befriedigt werden könnte, solange die Kapitalzinssätze ihre heutige Höhe annähernd behalten. Der Ausschuß schlägt deshalb vor, Mietszuschüsse in gleichmäßiger Höhe von 300 RM für Kleinstwohnungen bis zu einem bestimmten Mietspreis zu gewähren, die an den Darlehnsgeber der zweiten Hypothek als Zinszuschuß und Amortisationsquote auszahlend seien, wodurch die Tilgung dieser zweiten Hypothek innerhalb 10 Jahren erreicht werden soll. In der absoluten Bemessung der Mietsbeihilfe sieht der Vorschlag einen starken Anreiz, die Baukosten zu beschränken, während er die Verantwortung der beteiligten wirtschaftlichen Kreise dadurch aufrechterhalten will, daß diesen die Beschaffung des Kapitals überlassen bleibt. Dieser bis ins Detail ausgearbeitete Vorschlag des Enqueteberichts wird einer eingehenden Prüfung auf seine Durchführbarkeit bedürfen.

Bei Abschluß von Bauverträgen mit preußischen Landgemeinden, Kreisen, Provinzialverbänden und Städten muß darauf geachtet werden, daß die in den gemeinderechtlichen Gesetzen enthaltenen Vorschriften über die Unterzeichnung von Urkunden über Rechtsgeschäfte, welche die kommunalen Auftraggeber gegen Dritte binden sollen, innegehalten sind, weil sonst die Rechtsgültigkeit der Abmachungen beanstandet werden kann. Es gelten folgende Bestimmungen:

Nach § 88 Ziffer 7 der Landgemeindeordnung für die sieben östlichen preußischen Provinzen (Ostpreußen, Grenzmark-Posen-Westpreußen, Brandenburg, Pommern, Schlesien

Das Bausparkassengesetz (vgl. Heft 14, S. 253) wurde vom Reichstag in 2. und 3. Lesung angenommen; auch der Reichsrat hat zugestimmt, so daß nunmehr dieses seit langem geforderte Gesetz am 1. Oktober 1931 in Kraft tritt.

Stand der wichtigsten Bausparkassen am 31. 12. 1930.

(Nach Angaben der Deutschen Bau- und Bodenbank.)

Name	Zahl der		Summe der		Einzahlg. pro Sparer RM	Zugeteilte	
	Mit- glieder	Bau- sparer	Bauspar- verträge in 1 000 RM.	Einzah- lungen in 1 000 RM.		Zahl der Darlehen	Summe der Darlehen in 1 000 RM.
Gemeinschaft der Freunde, Ludwigsburg i. W.	57 600	57 600	847 000	160 000	2 777	10 700	161 000
Deutsche Bau- und Siedlungsgemeinschaft Darmstadt	32 500	21 000	200 000	30 580	1 456	2 343	34 300
Deutsche Bau- und Wirtschaftsgemeinschaft Köln	20 631	20 581	212 068	10 292	500	793	10 636
Eigenheimbund Niedersachsen, Hannover	18 626	16 364	174 020	16 254	993	1 479	17 782
Zweckspaarverband Eigenheime e. V. Aachen	17 643	17 144	208 804	17 012	964	1 548	15 722
Deutsche evangelische Heimstättengesellschaft Berlin	15 678	15 678	135 590	10 000	638	1 510	15 101
Deutsche Baugemeinschaft, Leipzig	10 813	7 706	101 725	6 237	809	605	8 100
Deutscher Sparerbund für Eigenheime, Düsseldorf	6 195	3 025	68 210	2 820	932	345	3 718
Deutsche Entschuldungs- und Zweckspaar-A.-G., Berlin	5 489	5 489	96 375	5 400	984	—	—
Beamtenbausparkasse, Berlin	4 539	4 539	30 410	3 518	775	712	4 335
Süddeutsche Eigenheimgesellschaft, Offenburg	3 865	3 855	41 050	2 342	608	176	2 042
Bausparkasse Thuringia, Eisenach	3 400	3 400	26 000	540	159	146	380
Creditgenossenschaft des Christlichen Notbundes, Leonberg i. W.	2 779	2 908	32 670	3 750	1 283	266	3 460
Deutsche Bausparkasse, Berlin	2 685	2 685	34 550	1 565	583	157	1 857
Bausparkasse „Das Heim“, Krefeld	1 626	1 626	27 000	650	400	34	638
Insgesamt	204 069	183 600	2 235 472	270 960		20 814	279 071

und Sachsen) vom 3. Juli 1891, die auch mit geringen Abweichungen in den Provinzen Schleswig-Holstein und Hessen-Nassau eingeführt worden ist, müssen Urkunden über Rechtsgeschäfte, welche die Gemeinde gegen Dritte binden sollen, unter Anführung des betreffenden Gemeindebeschlusses und der dazu erforderlichen Genehmigung oder Entschließung der zuständigen Aufsichtsbehörde im Namen der Gemeinde von dem Gemeindevorsteher und einem der Schöffen unterschrieben und mit dem Gemeindegel siegel versehen sein.

Nach § 102 der Gemeindeordnung für die Rheinprovinz vom 23. Juli 1845 müssen Urkunden, welche die Gemeinde binden sollen, namens derselben vom Bürgermeister und vom Gemeindevorsteher unterschrieben werden; die Beschlüsse des Gemeinderates und die Genehmigung der Aufsichtsbehörde sind an den geeigneten Stellen der Urkunde in beglaubigter Form beizufügen.

Nach § 56 Ziffer 8 der Städteordnung für die sieben östlichen preußischen Provinzen (Ostpreußen, Brandenburg, Pommern, Schlesien, Grenzmark und Sachsen) vom 30. Mai 1853 hat der Magistrat die Stadtgemeinde nach außen zu vertreten und namens derselben mit Privatpersonen zu verhandeln, den Schriftwechsel zu führen und die Gemeindeurkunden in der Urschrift zu vollziehen. Die Ausfertigungen der Urkunden werden namens der Stadtgemeinde von dem Bürgermeister oder seinem Stellvertreter gültig unterzeichnet. Werden in denselben Verpflichtungen der Stadtgemeinde übernommen, so muß noch die Unterschrift eines Magistratsmitgliedes hinzukommen.

Nach § 53 Ziffer 8 der Städteordnung für die Rheinprovinz vom 15. Mai 1856 hat der Bürgermeister die Stadtgemeinde nach außen zu vertreten und namens derselben mit Privatpersonen zu verhandeln, den Schriftwechsel zu führen und die Gemeindeurkunden in der Urschrift zu vollziehen. Die Ausfertigungen der Urkunden werden namens der Stadtgemeinde von dem Bürgermeister oder seinem Stellvertreter gültig unterzeichnet.

Nach § 137 Abs. 3 der Kreisordnung für die Provinzen Ostpreußen, Grenzmark, Brandenburg, Pommern, Schlesien und Sachsen vom 13. Dezember 1872/19. März 1881 sind Urkunden über Rechtsgeschäfte, welche den Kreis gegen Dritte binden sollen, unter Anführung des betreffenden Beschlusses des Kreistages bzw. Kreis Ausschusses von dem Landrat und zwei Mitgliedern des Kreis Ausschusses bzw. der mit der Angelegenheit betrauten Kommission zu unterschreiben und mit dem Siegel des Landrates zu versehen.

Nach § 91 der Provinzialordnung für die Provinzen Ostpreußen, Grenzmark, Brandenburg, Pommern, Schlesien und Sachsen vom 29. Juni 1875, die mit einigen geringen Abänderungen auch für die Provinzen Hannover, Hessen-Nassau, Westfalen, die Rheinprovinz und Schleswig-Holstein eingeführt worden ist, müssen Urkunden, mittels deren der Provinzialverband Verpflichtungen übernimmt, unter Anführung des betreffenden Beschlusses des Provinziallandtages bzw. des Provinzial-

ausschusses von dem Landesdirektor (Landeshauptmann) und von zwei Mitgliedern des Provinzialausschusses unterschrieben und mit dem Amtssiegel des Landesdirektors versehen sein.

In der Verwaltungsratsitzung der Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenfürsorge wurde mitgeteilt, daß zur Zeit etwa 60% aller Unterstützungsempfänger auf die Arbeitslosenversicherung, 18% auf die Krisenfürsorge und 22% auf die Wohlfahrtsfürsorge entfallen. Der Verwaltungsrat faßte eine Entschließung, daß eine baldige Vereinheitlichung der Krisen- und Wohlfahrtsfürsorge notwendig sei, weil die Gemeindefinanzen der fortgesetzten Steigerung der Ausgaben für die ausgesteuerten Erwerbslosen nicht gewachsen seien.

Bemerkenswert ist, daß der Präsident der Reichsanstalt die Ansicht vertrat, daß durch eine Verkürzung der Arbeitszeit, durch Maßnahmen gegen Doppelverdiener, Einführung des 9. Schuljahres oder der Arbeitsdienstpflicht die Arbeitslosigkeit kaum wirksam bekämpft werden könne.

Auf eine von Unternehmerseite gestellte Anfrage wurde erwidert, daß Notstandsarbeiten, abgesehen von Ausnahmefällen, nicht in behördlicher Regie ausgeführt werden dürfen.

Rechtsprechung.

Eine Neuveranlagung gemäß § 212, Abs. 2, Reichsabg.-Ordng. wird durch neue Tatsachen nur dann gerechtfertigt, wenn sie erheblich sind. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 22. Februar 1930 — V A 694/29.)

Gemäß § 212, Abs. 2, Reichsabgabenordnung ist bei bestimmten Steuern, u. a. auch Umsatzsteuer, bei denen das Finanzamt nach Prüfung des Sachverhalts einen besonderen, im Gesetz selbst vorgesehenen, schriftlichen Bescheid erteilt, eine Neuveranlagung nur zulässig, wenn neue Tatsachen oder Beweismittel bekannt werden, die eine höhere Veranlagung rechtfertigen.

Im vorliegenden Fall hatte die Gemeindeverwaltung M. ihre nachträgliche Veranlagung zur Umsatzsteuer wegen Vermietung von Lagerräumen aus den Jahren 1924—1928 angefochten. Nach der jetzigen Rechtsprechung des Reichsfinanzhofs kommt den betreffenden Räumen die Eigenschaft von eingerichteten Räumen im Sinne von § 2, Nr. 4, Umsatzsteuergesetz zu. Bereits mit der Steuererklärung hatte das Finanzamt erfahren, daß es sich bei den fraglichen Leistungen um eine Vermietung von Lagerräumen im städtischen Speicher handelt. Waren dem Finanzamt diese Merkmale, deren Vorhandensein zur Annahme von eingerichteten Räumen im Sinne von § 2, Nr. 4, Umsatzsteuergesetz, genügt, bereits mit den Steuerklärungen bekannt geworden, so ist es für die Frage der Zulässigkeit der Neuveranlagung ohne Bedeutung, daß nachträglich weitere Tatsachen aufgedeckt worden sind, die gleichfalls auf eingerichtete Räume hindeuten. Denn sie ändern nichts an der rechtlichen Beurteilung,

wie sie schon auf Grund der bisher bekannten Tatsachen geboten war. Die neuen Tatsachen sind nicht rechtserheblich und gestatten keine Neuveranlagung gemäß § 212, Abs. 2, Reichsabg.-Ordn.

Nach einer weiteren Entscheidung des Reichsfinanzhofs vom 5. November 1930 — VI A 1696/30, rechtfertigt nicht jede unwesentliche neue Tatsache eine Neuveranlagung, sondern nur Tatsachen, von einigem Gewicht. Auch hier der Grundsatz des § 6, Reichsabg.-Ordn., daß Ermessens-Entscheidungen nach Recht und Billigkeit zu erfolgen haben.

Der Unternehmer eines Betriebes kann wegen fahrlässiger Steuerhinterziehung durch seine Angestellte nur dann verantwortlich gemacht werden, wenn er die Angestellten, denen er die Besorgung der Steuerangelegenheiten übertragen hat, entweder nicht sorgfältig ausgewählt oder nicht genügend unterwiesen oder überwacht hat. (Urteil des Oberlandesgerichts Dresden vom 4. November 1930 — 20 St 240/30.)

Die Firma L., Inhaberin mehrerer Steinbrüche mit mehreren hundert Arbeitern, hatte es gegenüber ihren Arbeitnehmern übernommen, ihnen die Bruttogehälter und Löhne auszuzahlen und die Steuer dafür aus ihrem eigenen Vermögen zu entrichten. Um die Steuern in die monatlichen an das Finanzamt abzuliefernden Lohnsteuerbescheinigungen aufnehmen zu können, war eine Berechnung der Lohnsteuer nach den Gehältern und Löhnen notwendig. Die gesamte Lohnsteuer für alle Arbeitnehmer wurde jeweils auf dem Hauptbüro der Firma L. in einer dem Finanzamt mitgeteilten Gesamtsumme

berechnet. Diese Bescheinigungen wurden nicht von R., dem einzigen Geschäftsführer der Firma L., sondern von dem Büroangestellten, der die Gesamtsumme errechnet hatte, unterzeichnet. Wegen vorgekommener Unregelmäßigkeiten wurde der Geschäftsführer R. strafrechtlich wegen fahrlässiger Steuerhinterziehung verantwortlich gemacht. Er entschuldigte sich damit, daß er für die richtige Erledigung der Steuerangelegenheiten sich auf die Büroangestellten habe verlassen müssen, als alleiniger Geschäftsführer sei er zu sehr beschäftigt, auch sehr oft auswärts gewesen, und habe sich daher um die Steuersachen nicht kümmern, ja nicht einmal Stichproben vornehmen können.

Nach Ansicht des Oberlandesgerichts kann dem Geschäftsführer einer größeren Firma nicht zugemutet werden, die Bearbeitung der Steuerangelegenheiten selbst zu übernehmen. Vielmehr darf er sich zur selbständigen Bearbeitung dieser Angelegenheiten Angestellter bedienen, falls diese sorgfältig ausgewählt sind, sich zur Bearbeitung der Steuerangelegenheiten eignen, in Steuerangelegenheiten geschult und vor allen Dingen durchaus zuverlässig sind. Nur dann, wenn hier R. die Erfüllung der an sich ihm als alleinigem Geschäftsführer obliegenden Steuerpflichten völlig seinen Angestellten überlassen hätte, obgleich er weder von deren Zuverlässigkeit und deren Eignung hierzu überzeugt sein durfte, noch ihnen die dafür erforderliche Unterweisung und Überwachung zuteil werden ließ, also nur, wenn er damit hätte rechnen können und müssen, daß die betreffenden Angestellten nicht ordnungsmäßig verfahren würden, er gleichwohl nicht für Abhilfe gesorgt hätte, würde er wegen fahrlässiger Steuerverkürzung belangt werden können.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 13.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 11 vom 19. März 1931.

- Kl. 5 b, Gr. 41. L 72 798. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Als Kabelbahn ausgebildete Abraumforderanlage nach Patent 511 109; Zus. z. Pat. 511 109. 1. IX. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 11. M 189.30. Karl Motte, Hagen i. W., Frankfurter Straße 27. Schienenbefestigung mittels den Schienenfuß führender und die Schwelle mit Fuß untergreifender Hakenrippen. 10. VII. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 11. R 46.30. Max Ruping, München, Ismaninger Str. 172. Schienenbefestigung mittels gespannter auf dem Schienenfuß liegender nach beiden Seiten verjüngter Blattfedern; Zus. z. Anm. R 75 634. 10. II. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 11. V 25 099. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Dortmund. Schienenbefestigung mittels Federklemmplatten und Hakenschrauben. 28. III. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 17. H 118 424. Gesellschaft für wirtschaftlichen Bahnoberbau m. b. H., Freiburg i. Br., Scheffelstr. 32. Schienenstoßverbindung mit einer einseitig der Schienenenden angeordneten überhöhten elastischen Hilfsschiene; Zus. z. Anm. H 116 738. 3. X. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 26. R 20.30. Richard Rudolph, Oppeln (O.-S.), Voigtstraße 27a. Verfahren zur Wiederinstandsetzung an der Oberfläche gerissener und dadurch unbrauchbar gewordener eiserner Querschwellen des Hakenzapfenplattenoberbaues. 22. I. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 28. H 119 960. August Hermes, Leipzig N 21, Delitzscher Straße 7F. Vereinigte Ausleger- und Brückengleisruckmaschine mit an dem Gleise angespannten Ausleger- und Brückenwängrollen. 22. I. 29.
- Kl. 19 b, Gr. 1. L 4.30. Otto Loof, Berlin-Biesdorf, Königstr. 13. Vorrichtung zum selbsttätigen Einrücken des Antriebs der Walze von Straßenkehr- und Waschmaschinen. 15. I. 30.
- Kl. 20 a, Gr. 12. B 8.30. Adolf Bleichert & Co., Akt.-Ges., Leipzig N 22. Seilschwebbahn mit Trag- und Zugseil und einem besonderen Kurvenlaufwerk. 31. I. 30.
- Kl. 20 a, Gr. 12. B 19.30. Adolf Bleichert & Co., Akt.-Ges., Leipzig N 22. Verfahren zum Betrieb von Personenseilbahnen mit zwei Zugseilen. 14. III. 30.
- Kl. 20 g, Gr. 1. W 18.30. Dipl.-Ing. Arthur Wauer, Dresden A 1, Wilsdruffer Str. 29. Drehschiebebühne; Zus. z. Anm. W 80 225. 12. I. 29.
- Kl. 20 h, Gr. 6. II 12.30. August Hahmann, Hannover, Am Schiffgraben 17. Einrichtung zum Aufgleisen von Eisenbahnfahrzeugen. 26. II. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 38. T 35 578. Telefonaktiebolag I. M. Ericsson, Stockholm, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Blockanlage für Eisenbahnen. 24. VIII. 28. Schweden 9. IX. 27.
- Kl. 20 k, Gr. 9. A 59 720. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. h. Boveri, Mannheim-Käfertal. Mast aus Eisenbahnschienen. 23. XI. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 6. W 78 179. Otto Wendel, Hannover, Hedwigstr. 8. Verfahren zur Herstellung eines von Eisenbetonrippen getragenen Hohlsteindaches mit Dachziegelabdeckung. 6. I. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 3. F 68 595. Forges & Ateliers de Constructions Electriques de Jeumont, Société Anonyme, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zum Einbau von Behältern in unterirdische Räume. 13. VI. 29. Frankreich 14. VI. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 7. S 89 120. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Mehrstöckiges Kraftwagenhaus mit waagrecht verfahrbaren Aufzügen. 28. XII. 28.
- Kl. 38 h, Gr. 2. G 73 736. Grubenholzimpregnierung G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg, Hardenbergstr. 43. Verfahren zum Konservieren von Holz. 3. VII. 28.
- Kl. 42 b, Gr. 23. B 138 864. Alfred Buchmüller, Conz b. Trier. Anreißgerät. 9. VIII. 28.
- Kl. 45 a, Gr. 20. J 39 767. Paul Johannsen, Otterndorf (Niederelbe). Maschine zum Ausheben tiefliegender Erdschichten. 7. XI. 29.
- Kl. 80 a, Gr. 7. J 34 518. Gebhard Jaeger, Columbus, Ohio, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Betonmischer. 1. II. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 1. N 93.30. National Building Materials Limited, London; Vertr.: Dr.-Ing. H. E. Toussaint, Pat.-Anw., Berlin W 35. Verfahren zur Herstellung von Mörtel u. dgl. 1. III. 30. Großbritannien 1. III. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25. S 80 959. Société de Recherches et de Perfectionnements Industriels, Puteaux, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Kleinschmidt, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung einer insbes. zum Bekleiden von Straßendecken geeigneten Masse. 30. VII. 27.
- Kl. 84 a, Gr. 3. B 140 381. Dr.-Ing. Ludwig Bosch, Dortmund, Wittelsbacher Str. 6. Roll- oder Segmentschutz. 13. XI. 28.
- Kl. 84 a, Gr. 3. J 34 072. Dr.-Ing. Frantisek Jermar, Opava, Tschechoslow. Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Aus mehreren Klappen bestehendes hydrostatisches Wehr. 5. IV. 28.
- Kl. 84 a, Gr. 6. K 108 461. Kraftwerk Grimmenthal Elektricitätsgesellschaft m. b. H., Einhausen b. Meiningen. Rethenreinigungsvorrichtung. 13. III. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 1. R 75 485. Fritz Haack, Wisbergholzen, Kr. Alfeld. Verfahren zur Belüftung von Flüssigkeiten, insbes. von Abwässern. 23. VIII. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 3. P 54 000. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen a. d. Ruhr, Moltkestr. 30. Verfahren zur Reinigung von Abwasser. 11. XI. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 6. M 112 185. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Einrichtung zum Abscheiden von Wasser aus Schlammwässern aller Art. 11. X. 29.
- Kl. 85 e, Gr. 20. T 36 390. Karl Trumpp, Karlsruhe-Rüppurr, Resedenweg 88. Schwimmerantrieb für eine Kanalspülvorrichtung, durch den das Spülwasser abwechselnd verschiedenen Kanalsträngen zugeführt wird. 4. II. 29.