

## ZU HUBERT ENGELS 80. GEBURTSTAG.

Am 25. Januar vollendet H u b e r t E n g e l s sein achtzigstes Lebensjahr. Weit über die Grenzen Sachsens hinaus, an dessen Technischer Hochschule er mit größtem Erfolg 34 Jahre gewirkt hat, gedenken deutsche Bauingenieure mit Dankbarkeit seiner Verdienste um den Wasserbau. Durch seine praktische Tätigkeit vor dem Eintritt in die akademische Laufbahn legte Engels das Fundament zu seinen erfolgreichen Lehr-, Forscher- und schriftstellerischen Leistungen. Mit 23 Jahren bestand er die Bauführerprüfung und arbeitete zunächst unter G e o r g F r a n z i u s, dem damaligen Marine-Hafendirektor in Kiel, an dem Ausbau des Kriegshafens an der Ostsee. Die folgenden zwei Jahre seiner Ausbildung bringt Engels bei der Regierung in Potsdam zu, wo ihm Gelegenheit geboten wird, durch Mitarbeit bei der Havelregulierung und beim Bau der Oranienburger Schleuse seine Kenntnisse und Erfahrungen zu erweitern. Nach der Ablegung der Baumeisterprüfung im Oktober 1881 ist Engels wiederum auf wasserbaulichem Gebiet tätig. Seine ersten praktischen Erfahrungen hatte er unter Georg Franzius in Kiel gesammelt, als frisch gebackener Regierungsbaumeister arbeitete er in Bremen unter dessen Bruder L u d w i g F r a n z i u s, dem genialen Schöpfer der Bremer Hafenanlagen und der Weserkorrektion. Am Rhein, am Oberländischen Kanal, in Pillau, Memel, beim Bau der Brücke über die Norder-Elbe hat Engels die Erfahrungen gesammelt, die ihn auf seiner späteren Laufbahn als Hochschulprofessor davor bewahrten, den Wasserbau durch die blinde Brille des reinen Theoretikers zu betrachten.

1887 wurde E n g e l s auf den Lehrstuhl für Wasserbau an der Technischen Hochschule Braunschweig berufen, aber erst mit seiner Berufung an die Technische Hochschule in D r e s d e n, im Wintersemester 1890, und seiner Forscherarbeit im höchst bescheidenen Wasserbau-Laboratorium Z e u n e r s beginnt die Arbeit, die Engels zum Begründer des Versuchswesens auf wasserbaulichem Gebiet geschaffen hat. Die Erfahrungen, die Engels im alten Zeunerschen Laboratorium und auf der Bellingrathschen Versuchsanstalt sammelte, ermöglichten ihm im Jahre 1898 ein neues Wasserbau-Laboratorium im alten Gebäude der Technischen Hochschule seiner Bestimmung als Stätte des Lehrens und Forschens zuzuführen. Mit der Fertigstellung des Neubaus der

Technischen Hochschule hat Engels im Jahre 1913 in seinem dritten Laboratorium seine Lehr- und Forschertätigkeit bis zu seiner Emeritierung am 31. März 1924 fortsetzen können. Die wertvollen Ergebnisse seiner Arbeit sind so zahlreich, daß es nicht möglich ist, sie hier aufzuführen. Aber es seien zum Schlusse Engels eigene Worte über den Wert und das Wesen des Versuchswesens angeführt. In dem Abschnitt, den er zu dem Buche „Die Wasserbaulaboratorien Europas“ lieferte, sagt er: „Unentbehrlich sind Versuche für die Weiterentwicklung der Wissenschaft selbst. Unsere Hydraulik ist leider noch recht weit davon ent-

fernt, das Wesen der Wasserbewegung genau zu kennen und die Vorgänge in allen Fällen genau verfolgen zu können . . .“  
... „Die Kunst und Eigenart des wissenschaftlichen Versuchs besteht eben darin, das Versuchsobjekt so zu vereinfachen, daß möglichst nur das beobachtet wird, was festgestellt werden soll, unter Ausschluß aller störenden Nebenerscheinungen.“ Wenn die Wasserbaulaboratorien in steigendem Maße als unentbehrliche Hilfsmittel des entwerfenden Ingenieurs sich erweisen, so verdanken sie diesen Erfolg der Anschauung, die Engels a. a. O. sehr treffend mit folgenden Worten schildert: „Noch muß der weit verbreiteten irrigen Meinung entgegengetreten werden, daß die wirkliche, naturgroße Ausführung eines Bauwerks oder einer Regulierung der beste Versuch sei. So selbstverständlich das klingt, so falsch ist diese Meinung doch. An dem fertigen Bauwerk kann man recht wenig nachweisen und die so geliebte Redensart „es hat sich bewährt“, bedeutet

weiter nichts, als daß das Bauwerk nicht eingestürzt ist und daß keine groben, in die Augen fallenden Mißstände beobachtet sind. Ob es aber nicht vielleicht sogar das schlechteste von allen in Betracht kommenden Bauwerken, die wenigst glückliche der möglich gewesenen Anordnungen ist, ist damit durchaus nicht gesagt.“

Möge Engels ein recht froher Lebensabend in voller Schaffensfreudigkeit, über die er noch in jüngster Zeit Zeugnis abgelegt hat, beschieden sein. In aufrichtiger Dankbarkeit gedenken seine zahlreichen Schüler und Freunde der treuen Freundschaft, für die er in seinem an Erfolgen reichen Leben so viele Beweise geliefert hat und hoffen, noch recht lange sich dieser Gesinnung erfreuen zu dürfen.  
G. de T h i e r r y.



Phot.: Ursula Richter.

## DIE NEUE SEESCHLEUSE VON ST. MALO — ST. SERVAN.

Von Ing. Dr. techn. Paul Cicin, Wiesbaden.

Übersicht: Es wird zunächst der Hafenumbau und die Gründe, die dazu führten, kurz geschildert. Die neue Schleuse, insbesondere die Schleusentore, werden eingehend besprochen.

### Der Hafenumbau<sup>1</sup>.

Der Hafen von St. Malo-St. Servan liegt am Ärmel-Kanal, an der Ausmündung der Rance. Die Flußmündung bildet eine natürliche Reede, die durch einen Gürtel vorgelagerter kleiner Feldinseln

gegen die West- und Nordweststürme geschützt ist. Die „große Reede“ weist bei Niederwasser der Rance eine mittlere Tiefe von etwa 9 m, die „kleine Reede“ eine solche von 6 m auf. Die Rance-mündung selbst erstreckt sich fjordartig weit ins Innere.

Anlaß zum Umbau war die fortschreitende Entwicklung des Verkehrs, der zum großen Teil ein Umschlagsverkehr ist. Vor allem entsprachen die Schleusen den seit ihrer Erbauung stark angewachsenen Schiffsgrößen nicht mehr, aber auch die Tiefe der Einfahrtsrinne und der einzelnen Becken reichte nicht mehr aus.

<sup>1</sup> Nach Le Génie Civil (1931) Nr. 2.

Der St. Maloer Hafen hatte im Jahre 1929 einen Güterverkehr von 606 431 t gegenüber 180 000 t im Jahre 1913.

Zweck des Umbaues war, einerseits den großen Frachtschiffen den Zugang zu den Dockhäfen zu ermöglichen — wozu vor allem größere Schleusen erforderlich waren — und andererseits den Personenverkehr, der sich bisher im Fluthafen abwickelte, unabhängig vom Stand der Gezeiten zu machen. Es kam folgender Plan zur

Es ist deshalb geplant, den St. Maloer Wellenbrecher, wie in Abb. 1 angegeben, zu verlängern und auf der Seite von St. Servan einen zweiten Wellenbrecher zu erbauen.

Schließlich seien in der nachstehenden Tabelle die Wasserstandshöhen bei Ebbe und Flut und bei bewegtem und stillem Wasser angeführt.

Höchster Wasserstand zur Tag- und Nachtgleiche . . . . .	13,66 m
Flut bei bewegtem Wasser, durchschnittlich . . . . .	12,35 „
Flut bei stillem Wasser, durchschnittlich . . . . .	9,15 „
Durchschnittlicher Wasserstand des Meeres . . . . .	6,85 „
Ebbe bei stillem Wasser, durchschnittlich . . . . .	4,53 „
Ebbe bei bewegtem Wasser, durchschnittlich . . . . .	1,32 „
Niedrigster Wasserstand bei bewegtem Wasser zur Tag- und Nachtgleiche . . . . .	0,00 „

Man erkennt die ungewöhnlich hohen Spiegelschwankungen, es sind die größten, die an der Küste des europäischen Festlandes auftreten.

Die große Einfahrtschleuse. Die Anordnung und die Abmessungen gehen aus Abb. 2 hervor. Die Nutzlänge beträgt 160 m, die Gesamtlänge 226 m, die nutzbare Breite 25 m. Da der Dockhafen auf einen mittleren Wasserstand gehalten wird, kommen Schließungen in beiden Richtungen in Frage, weshalb auch zwei entgegengesetzt kehrende Stemmtorpaare in den beiden Häuptern vorhanden sind. Die meer- und dockseitigen Fluttore sind außerdem mit sog. Gegentoren versehen. Diese Gegentore haben den Zweck, das plötzliche Aufschlagen der geschlossenen Schleusentore zu verhindern, wenn bei annähernd ausgeglichenem Wasserstand zwischen Außenwasser und Schleusen- bzw. Dockhafen, infolge hohen Wellenganges, der Außenwasserspiegel sich plötzlich senkt.

Die Gründungsverhältnisse für die Schleusen waren sehr günstig, da der gewachsene Basaltfels offen ansteht. Die Gründung konnte infolgedessen unter Wasserhaltung in offener Baugrube hinter Fangedämmen durchgeführt werden, auch war die Anordnung einer künstlichen Sohle nicht erforderlich; der Fels wurde lediglich im Bereich der Ausmündung der Stichkanäle mit einer Deckschicht von 30 cm Beton versehen, um Auskolkungen zu verhüten. Drempele, Häupter und Schleusenmauern wurden in Beton ausgeführt. Der Drempele wurde mit der Felssohle kräftig verankert, was mit Rücksicht auf die Möglichkeit eines großen Auftriebes und in Anbetracht der Eigenart der Torkonstruktion, wobei

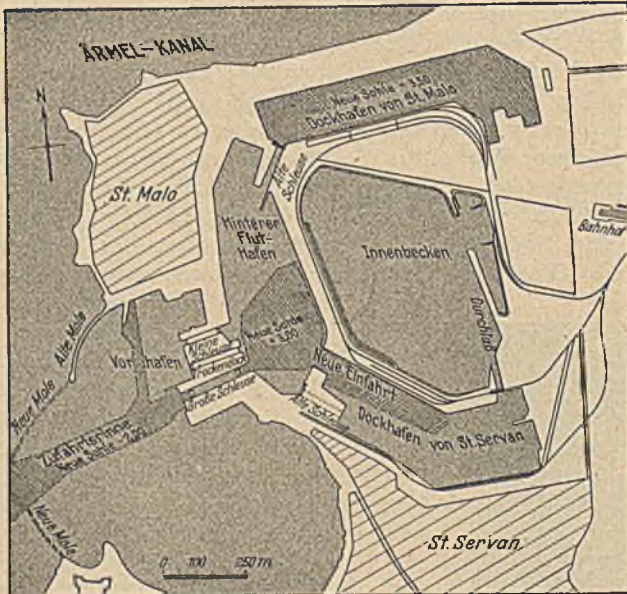


Abb. 1. Gesamtübersicht des Hafens.

Durchführung: In der Verlängerung der St. Maloer Kaje (Abb. 1) wurde ein Absperrdamm errichtet und mit einer großen Schleuse von 160 x 25 m, einer kleinen Schleuse von 13 x 75 m, sowie mit einem Trockendock, vom Dockhafen aus zugänglich, versehen. Der Fluthafen wurde dadurch vom Vorhafen abgetrennt und in ein Dockhafenbecken umgewandelt, so daß jetzt die kleinen Schleusen zwischen Fluthafen und Dockhäfen beseitigt und durch einfache breite Einfahrten ersetzt werden konnten. Gleichzeitig wurde auch die Einfahrtsrinne, sowie die einzelnen Hafenbecken, durch Bagge-

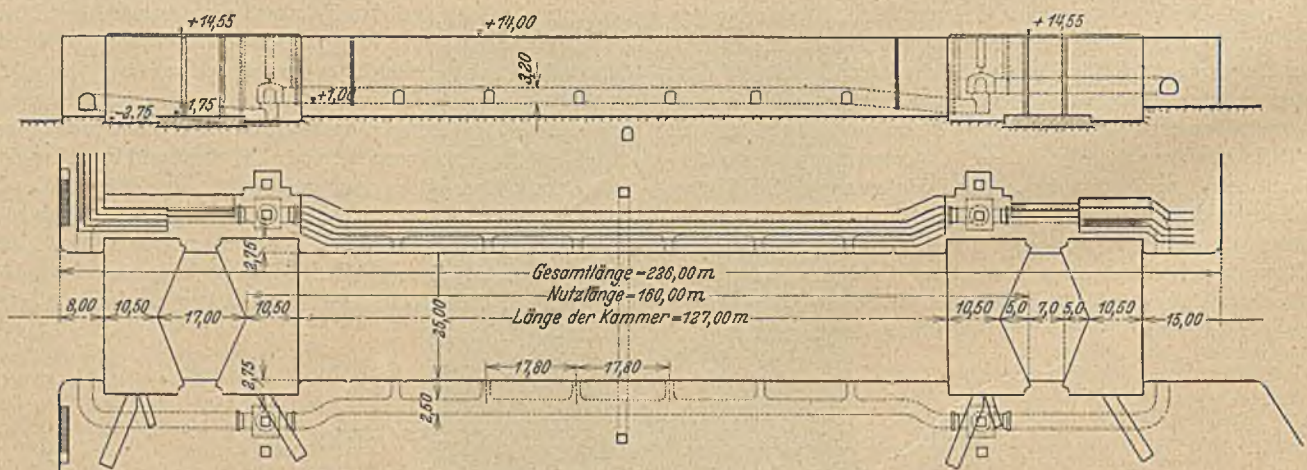


Abb. 2. Die große Seeschleuse.

ung und Grabung vertieft. In der Abb. 1 ist der Umfang der Sohlen- und Fahrinnenvertiefung durch Schraffur kenntlich gemacht. Man erkennt darin auch eine kleine Fahrrinne, die senkrecht von der großen, etwa 90 m breiten Einfahrtsrinne nach St. Malo abzweigt. Diese dient dem Ortsverkehr nach dem nahen Badeort Dinard.

Der Vorhafen war bisher durch einen Wellenbrecher gegen Nordwesten geschützt, dessen Schutz jedoch sich für die weit vorgeschobenen neuen Schleusen als nicht ausreichend erwiesen hat.

der Drempele einen großen Anteil der auf das Tor wirkenden Wasserlast aufzunehmen hat, von großer Bedeutung ist. Die Schleusenmauern und Häupter erhielten wasserseitig eine Verkleidung mit künstlichen Quadern, die gleichzeitig während des Betonierens als Schalung diente. Nur auf einer Höhe von etwa 4 m wurde für den praktisch stets unter Wasser liegenden Teil diese Verkleidung fortgelassen.

Die Umläufe zum Füllen und Leeren der Kammer mündeten aus in Stichkanälen. Letztere sind auf die ganze Schleusenlänge in

Abständen von 17,8 m gleichmäßig verteilt. Der Querschnitt der Umläufe ist aus Abb. 2 ersichtlich. Als Verschlüsse dienen elektrisch betriebene Zylinderschützen. Diese Vorrichtungen ermöglichen das Füllen bzw. Leeren der Kammer im Zeitraum von etwa 10 Minuten bei 6 m Außenwasserstand.

Während des Baues der großen Schleuse wurde die bereits früher fertiggestellte kleine Schleuse als Durchfahrt benützt.

Die Schleusentore. Von der französischen Verwaltung waren bereits die Nischentiefen und die Drempeleinigung festgelegt, außerdem war das System als Ständertore vorgeschrieben. Im übrigen war jedoch der ausführenden Firma volle Freiheit in der Ausbildung der Tore gelassen. Bevor auf die Einzelheiten der Konstruktion näher eingegangen wird, sollen die Vor- und Nachteile des Konstruktionsprinzips der Ständertore erwähnt werden. Das Ständertor besteht aus dem oberen Riegel und aus einer Reihe von Ständern, die den von ihnen zu übertragenden Wasserdruck auf den Riegel und auf den Drempeleinigung abgeben. Die Lastübertragung ist statisch genügend klar und vor allem unabhängig von den Temperaturänderungen zum Unterschied von den Riegeltores, bei denen sich durch solche Temperaturänderungen, besonders bei Fortlassung der Stemmkörper in dem untersten Riegel, eine Unbestimmtheit in der Lastverteilung ergibt. Durch die unmittelbare Lastabgabe der Ständer an den Drempeleinigung ergeben die Ständertore auch eine wirtschaftlichere Konstruktion gegenüber den Riegeltores, solange die Höhe der Tore kleiner oder höchstens gleich der Breite ist. Bei größeren Höhen werden bei gleichbleibender Breite naturgemäß die Riegeltores vorteilhafter. Als Nachteil der Ständertore ist die hohe Beanspruchung des Drempeleinigung zu nennen, die eine besonders sorgfältige und kräftige Verankerung mit dem Fundamentmauerwerk bzw. mit der Felssohle erfordert. Außerdem muß die Drempeleinigung meist steiler gewählt werden als bei Riegeltores, um dem in Höhe der Maueroberkante angreifenden hohen Stemmdruck eine möglichst günstige Richtung zu geben.

hat parallele Außenwände, die an den Enden trapezförmig zusammengezogen sind.

Die Gliederung geht aus den Abb. 3—6 hervor. Das Traggerippe besteht aus dem oberen und unteren Riegel, aus 12 Ständern und aus Schlag- und Wendesäule. Die Tore sind beiderseits

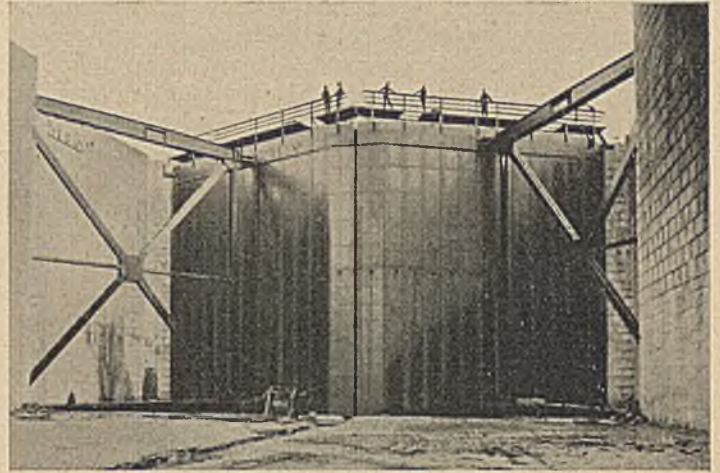


Abb. 4. Stautore geschlossen, Gegentore in der Sperrlage.

mit Blechhaut verkleidet; zur Aussteifung dienen 13 Riegelrahmen und eine auf halber Torhöhe angeordnete wasserdichte Zwischenwand. Letztere bildet den Abschluß der zu einem Schwimmkasten ausgebildeten unteren Torhälfte. In der Schließblage lagert jedes Tor kontinuierlich auf den Drempeleinigung- und Nischendichtungshölzern und an den beiden Stützpunkten des oberen Riegels. Die Abstützung während der Bewegung erfolgt durch das Spur- und Halslager, wobei der Luftkasten eine teilweise Entlastung bewirkt.

Das Tor stellt durch sein Gerippe und durch die Anordnung einer beiderseitigen Blechhaut eigentlich ein räumliches Tragwerk — eine elastische Platte — dar, deren Lagerreaktionen nur

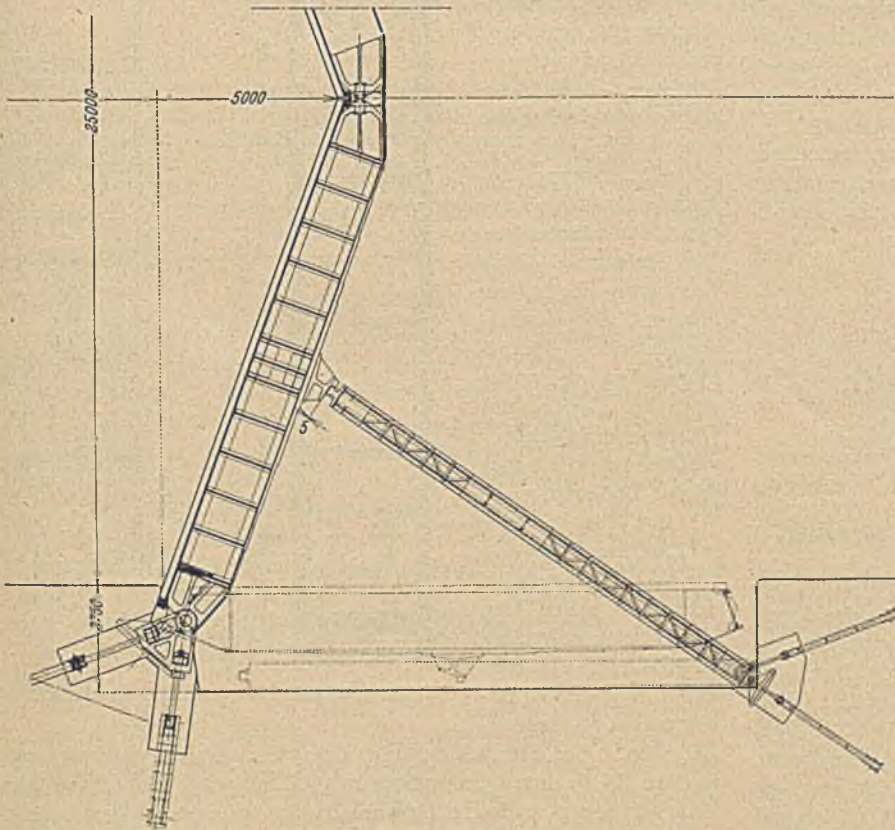


Abb. 3. Stau- und Gegentore nebst Verankerung, Grundriß.

Die Tore auf der Meer- und Dockhafenseite wurden gleichartig ausgeführt. Die Höhe eines Torflügels beträgt 16,09 m, die Breite 13,96 und die Stärke in Tormitte ohne Reibhölzer 1,61 m. Das Tor

durch das Eingehen auf die Formänderungen genau ermittelt werden könnten. Die statische Unbestimmtheit wirkt sich besonders im Bereich der Wendesäule aus, wo ein Teil der den benachbarten

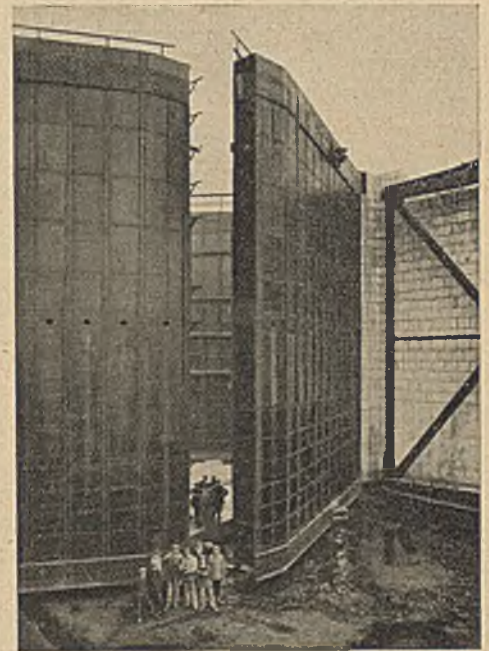


Abb. 5. Stautore mit eingeschwenkten Gegentoren.

Ständern zufallenden Last durch Vermittlung der waagerechten Zwischenwand unmittelbar auf das Mauerwerk übertragen wird. Diese Unklarheit im statischen Verhalten ist jedoch ohne besondere praktische Bedeutung, da dadurch keine Überbeanspruchung anderer Teile verursacht wird, sie könnte außerdem durch eine nachgiebige Nischendichtung — Hinterlegen eines Gummistreifens zwischen Dichtungsholz und Wendesaule — leicht behoben werden.

Jedenfalls bewegt sich die übliche Rechnungsart auf der sicheren Seite. Die Dimensionierung wurde daher so durchgeführt, daß die Ständer und die Wende- und Schlagsäule für den anteiligen Wasserdruck bemessen wurden, unter Annahme einer Stützung am oberen und unteren Riegel. Der untere Riegel verteilt diese konzen-

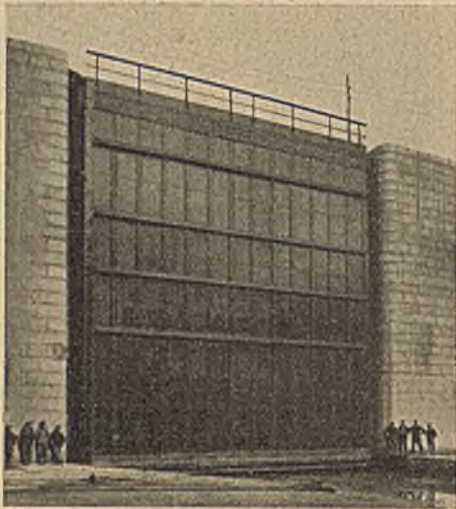


Abb. 6. Stator in der Nische.

trierten Drücke entsprechend seiner Steifigkeit ziemlich gleichmäßig auf den Drempel, während die oberen Riegel der beiden Tore zusammen einen Dreigelenkbogen bilden, indem sie sich gegeneinander und gegen das Mauerwerk stemmen. Man erreicht sonach die wirtschaftlichste Materialverteilung, wenn man diese Riegel nach den für Bogenträger geltenden Regeln bemißt.

Der Berechnung der Tragkonstruktion wurde ein einseitiger Wasserdruck von 15,66 m zugrunde gelegt. Die Riegel erhielten im Grundriß trapezartige Form und sind in bezug auf ihre Mittelachse symmetrisch (Abb. 3).

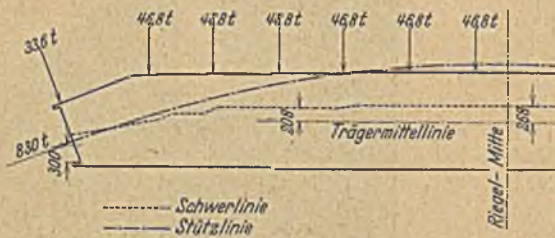


Abb. 7. Stützlinien- und Schwerachsenverlauf für den oberen Riegel.

Der obere Riegel. Die Gelenkpunkte wurden möglichst nahe an den unterwasserseitigen Gurt gerückt, um das durch den Stemmdruck erzeugte entlastende Moment möglichst groß zu erhalten. Eine weitere Steigung dieses Moments wurde durch die unsymmetrische Ausbildung des Riegelquerschnitts erzielt. Der Vorteil des Ständertores zeigt sich hier darin, daß durch die Vereinigung der Belastung auf den oberen Riegel große Querschnitte für denselben sich ergeben, die ein gutes Anpassen an das jeweilige Moment ermöglichen. Abb. 7 zeigt den Verlauf der Stützkraft und der Schwerachse; man erkennt daraus eine für Riegel mit geraden Gurtungen recht gute Anpassung an die Stützlina. Der Mittelquerschnitt ist aus Abb. 9 ersichtlich. Er besteht aus Stegblech 1428/20, vier Gurtwinkeln 200 · 200 · 16, fünf 800 · 20 Kopfplatten in der oberwasserseitigen und zwei solchen Kopfplatten in der unterwasserseitigen Gurtung. In den Endfeldern ist das Stegblech mit

Rücksicht auf die hohe Stemmkraft von 843 t durch Beibleche verstärkt worden (Abb. 8).

Die Stemmlager an der Schlag- und Wendesaule sind aus den Abb. 3 u. 10 ersichtlich. Die Druckübertragung im Riegel erfolgt durch Stemmkörper mit konvexen zylindrischen Berührungsflächen. Die Stemmkörper legen sich gegen die gefrästen Stirnflächen des Riegels satt an und sind außerdem durch 522"-Bolzen an den Steg und die Flanschen angeschlossen. Die Stirnflächen der Riegel liegen senkrecht zur Krafrichtung. An der Unterseite des Riegels ist zwecks mittiger Kraftübertragung ein zweites Gußstück eingepaßt.

In der Nische übernimmt den Stemmdruck ein konkaver zylindrischer Druckkörper (a), der durch Vermittlung eines Einstellkeils (b) die Kraft an den im Schleusenmauerwerk verankerten Lagerbock abgibt (Abb. 10). Auch hier liegen alle Lagerflächen genau senkrecht zur Krafrichtung.

Die Linienlager gewährleistet das genaue Einhalten der der Berechnung zugrunde liegenden Lage der Abstützpunkte. Die Erfüllung dieser Bedingung ist in Anbetracht des Einflusses, den eine Verschiebung dieser Punkte auf die Größe der Biegemomente ausüben würde, von großer Bedeutung.

Um die statisch einwandfreie Lagerung des oberen Riegels zu sichern, wurden die Dichtungen nachgiebig ausgebildet, um dieselben von der Kraftübertragung auszuschließen. Bei der Schlagsäulendichtung war das ohne weiteres der Fall, da sie durch Gummileisten gebildet wird. Bei der Wendesaule wurde unter dem Eichenholzbalken im Bereich des Riegels eine 3 cm starke Gummipolster unterlegt, die den Dichtungsdruck durch ihre Nachgiebigkeit begrenzt und ein Absprengen des Nischenmauerwerks durch den hohen Stemmdruck verhindert.

Der untere Riegel hat denselben Grundquerschnitt wie der obere und ist nur im Mittelteil durch Auflegen eines weiteren Kopfflatenpaares verstärkt. Für die Bemessung war das

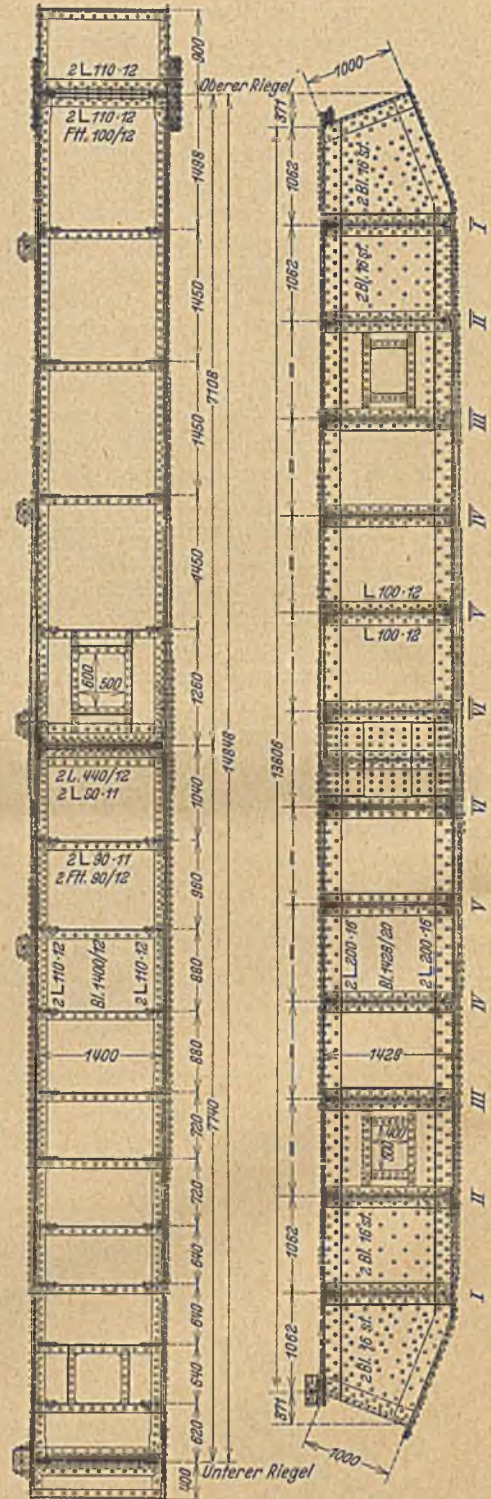


Abb. 9. Ständer. Abb. 8. Oberer Riegel.

Überwiegen des Innendruckes infolge Wellengang maßgebend, wobei sich die Tore vom Drempe abheben und auf die Gegentore anlegen. Die äußere Hälfte der Hauptriegel wirkt dabei als Kragträger.

Die Ständer. Ansicht und Querschnitt eines normalen Ständers sind in den Abb. 8 u. 9 dargestellt. Auf den Gurtwinkeln 110 · 110 · 12 sind unmittelbar die lotrechten Blechhauttafeln — deren Breite von 1062 mm dem Ständerabstand entspricht — aufgenietet. Die Kopfplatten 240 · 14 liegen außerhalb, die unterste reicht über die ganze Höhe und dient gleichzeitig als Decklasche für die Blechhaut. Ein Blechhautstreifen von angemessener Breite wurde zum tragenden Querschnitt gerechnet. Der Anschluß an den Riegel ist aus Abb. 9 ersichtlich.

Der Querschnitt der Schlag- und Wendesäule ist aus der Abb. 8 zu erkennen, er ist durch die Grundrißform der Riegel bestimmt. Die Bemessung der Wendesäule erfolgte genau wie bei der Schlagssäule für den anteiligen Wasserdruck unter der Annahme einer Lagerung am oberen und unteren Riegel. Die Abstützung durch das Nischendichtungsholz wurde vernachlässigt.

Die Blechhaut ist ober- und unterwasserseitig mit 14 mm auf der ganzen Höhe ausgeführt worden, obwohl mit Rücksicht auf die Wasserbelastung teilweise eine geringere Blechdicke zulässig gewesen wäre. Die größere Blechstärke soll jedoch eine höhere Sicherheit gegen Einbeulen und Verrosten und dem Tore eine größere Verwindungssteifigkeit verleihen. Die Beanspruchung des Tors auf Verwindung wird hervorgerufen durch die über dem oberen Riegel angreifende Antriebskraft, da der Wasserwiderstand aus Stau und Wellenschlag weit tiefer, etwa in Tormitte, angreift.

(Fortsetzung folgt.)

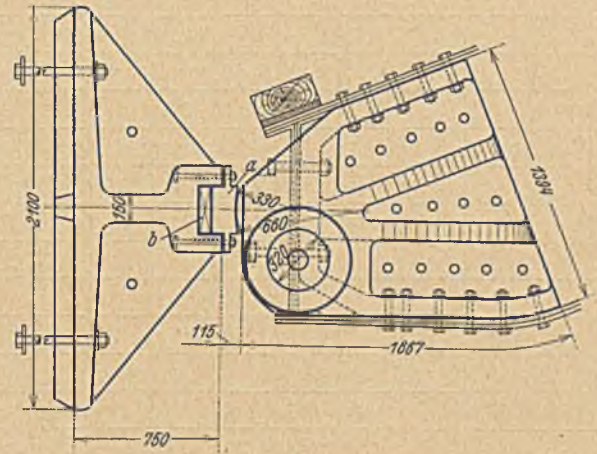
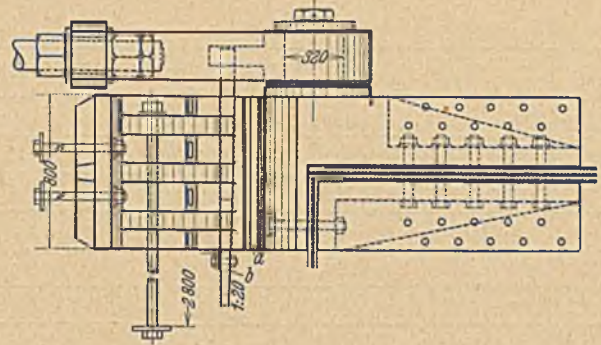


Abb. 10. Stemmlager.

## BEITRAG ZUR BEHANDLUNG VON TRÄGERROSTEN.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Krabbe, Essen.

Übersicht: Im folgenden soll gezeigt werden, wie das von Chr. Ostefeld auf Grund der Deformationsmethode abgeleitete Gleichungssystem ohne Anwendung von Näherungsverfahren auf rein statischem Wege zerlegt werden kann, daß keine Gleichungssysteme mit mehr Unbekannten auftreten, als Querträger (von den Auflagerquerträgern abgesehen) vorhanden sind. Die Ergebnisse werden zur Ermittlung des Einflußliniensystems für den ganzen Trägerrost in sehr einfacher Weise nutzbar gemacht.

### I. Allgemeines.

Bei Brücken mit mehreren nebeneinander unter der Fahrbahn angeordneten Hauptträgern, die miteinander durch Querträger verbunden sind, besonders bei Unterführung städtischer Straßen unter Bahnhofsgleisen, ist oft eine sehr geringe Hauptträgerhöhe erwünscht. Dies kann ohne Beeinträchtigung der Güte und Wirtschaftlichkeit der Brücke nur durch Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Querträger erreicht werden, die in diesem Falle natürlich biegungsfest an ihren Kreuzungsstellen mit den Hauptträgern durchgeführt werden müssen. Der Verfasser hatte mehrfach Gelegenheit hiervon Gebrauch zu machen; im übrigen sei auch auf die Abhandlung von Prof. Dr. Brunner; Die neue stählerne Straßenbrücke über die Ruhr bei Werden<sup>1</sup> verwiesen.

Leider stößt aber die Berechnung derartiger, immer hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke auf Schwierigkeiten. Grundlegend behandelt ist sie in dem Werk Ostefelds<sup>2</sup>. Die auch bei diesem sehr übersichtlichen Verfahren verbleibenden Gleichungssysteme mit sehr vielen Unbekannten zwingen zu vereinfachenden Annahmen, die auch in dem genannten Werk erörtert werden.

### II. Die Verformung des Trägerrostes unter der Einwirkung beliebiger, lotrecht in den Kreuzungspunkten angreifender Lasten.

Wir wählen zur Erläuterung des Verfahrens den Trägerrost Abb. 1 mit vier Hauptträgern und fünf inneren Querträgern<sup>3</sup>. Dabei wird, dem Vorgehen Ostefelds entsprechend, die (übrigens, nicht vereinfachende) Annahme gemacht, daß die kontinuierlich durchlaufenden Querträger frei drehbar auf den Hauptträgern lagern oder, was dasselbe ist, biegungsfest mit den Hauptträgern verbunden sind, letztere jedoch den Verbiegungen der Querträger entsprechend sich ohne nennenswerte Torsionswiderstände verdrehen können.

Das Grundsystem wird gebildet, indem man unter alle Kreuzungspunkte 1—20 starre Stützen gestellt denkt, deren Belastungen durch die äußeren, in den Kreuzungspunkten angreifenden Lasten  $Z_{01}$  bis  $Z_{020}$  gleich den entsprechenden Lasten selbst sind, während die Werte  $Z_{1k}$  diejenige Belastung bedeuten, die die Stütze  $i$  infolge Senkung der Stütze  $k$  um den Wert Eins erfährt<sup>4</sup>. Das Gleichungssystem für die unbekanntenen Senkungen der einzelnen Kreuzungspunkte  $\zeta_1$  bis  $\zeta_{20}$  ist dann durch die Matrix (1) dargestellt, wobei im übrigen auf die Abhandlung Ostefelds verwiesen werden muß. Statt der Beiwerte  $Z_{jk}$  und der Belastungsglieder  $Z_{0k}$  sind nur ihre Zeiger hingeschrieben.

<sup>3</sup> Das hier gewählte einfache System ist zwar nur zehnfach statisch unbestimmt, während bei Anwendung der Deformationsmethode 20 Unbekannte auftreten. Trotzdem ist letztere selbst in diesem Falle vorzuziehen.

<sup>4</sup> Zur Ermittlung der Werte  $Z_{jk}$  enthält das unter 1 genannte Werk von Ostefeld bequeme Tabellen. Über Verwendung dieser Tabellen bei wechselnden Trägheitsmomenten vgl. die Arbeit des Verfassers „Der Einfluß der Gurtsteifigkeit in ebenen Tragwerken“ (S. 12). Universitätsverlag von Robert Noske, Leipzig 1933. Ein allgemeines Verfahren ist in Abschn. IV gezeigt.

<sup>1</sup> Der Bauingenieur (1932) Heft 44 bis 46.

<sup>2</sup> Chr. Ostefeld: Lastverteilende Querverbände; Jul. Gjellerup, Kopenhagen 1930.

	I					II					III											
(1)	$\zeta_1$	$\zeta_2$	$\zeta_3$	$\zeta_4$	$\zeta_5$	$\zeta_6$	$\zeta_7$	$\zeta_8$	$\zeta_9$	$\zeta_{10}$	$\zeta_{11}$	$\zeta_{12}$	$\zeta_{13}$	$\zeta_{14}$	$\zeta_{15}$	$\zeta_{16}$	$\zeta_{17}$	$\zeta_{18}$	$\zeta_{19}$	$\zeta_{20}$		
1	11	12	13	14	15	16					1 · 11					1 · 16					0 1	
2	21	22	23	24	25		27					2 · 12						2 · 17				0 2
3	31	32	33	34	35			38					3 · 13						3 · 18			0 3
4	41	42	43	44	45				49				4 · 14							4 · 19		0 4
I	51	52	53	54	55					5 · 10					5 · 15						5 · 20	0 5
6	61					66	67	68	69	6 · 10	6 · 11					6 · 16						0 6
7		72				76	77	78	79	7 · 10		7 · 12						7 · 17				0 7
8			83			86	87	88	89	8 · 10			8 · 13						8 · 18			0 8
9				94		96	97	98	99	9 · 10				9 · 14						9 · 19		0 9
10					10 · 5	10 · 6	10 · 7	10 · 8	10 · 9	10 · 10					10 · 15						10 · 20	0 10
II	11 · 1					11 · 6					11 · 11	11 · 12	11 · 13	11 · 14	11 · 15	11 · 16						0 11
12		12 · 2					12 · 7				12 · 11	12 · 12	12 · 13	12 · 14	12 · 15		12 · 17					0 12
13			13 · 3					13 · 8			13 · 11	13 · 12	13 · 13	13 · 14	13 · 15				13 · 18			0 13
14				14 · 4					14 · 9		14 · 11	14 · 12	14 · 13	14 · 14	14 · 15					14 · 19		0 14
15					15 · 5					15 · 10	15 · 11	15 · 12	15 · 13	15 · 14	15 · 15						15 · 20	0 15
III	16 · 1					16 · 6					16 · 11					16 · 16	16 · 17	16 · 18	16 · 19	16 · 20		0 16
17		17 · 2					17 · 7					17 · 12				17 · 16	17 · 17	17 · 18	17 · 19	17 · 20		0 17
18			18 · 3					18 · 8					18 · 13			18 · 16	18 · 17	18 · 18	18 · 19	18 · 20		0 18
19				19 · 4					19 · 9					19 · 14		19 · 16	19 · 17	19 · 18	19 · 19	19 · 20		0 19
20					20 · 5					20 · 10					20 · 15	20 · 16	20 · 17	20 · 18	20 · 19	20 · 20		0 20



Abb. 1.  
Grundriß des  
Trägerrostes.

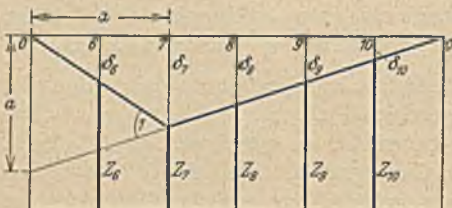


Abb. 2.

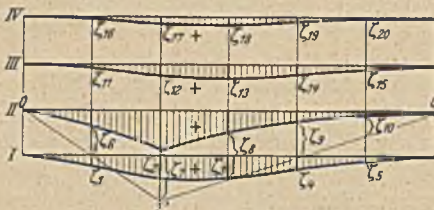


Abb. 4.  
Einflußliniensystem  
für  
das Haupt-  
träger-  
moment M7.

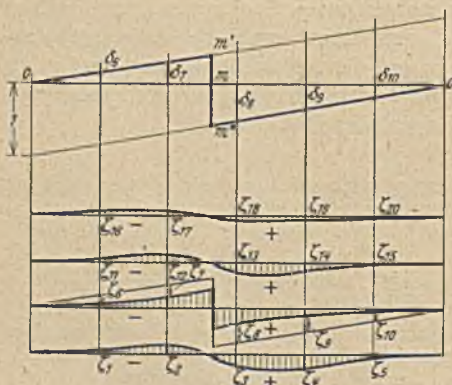


Abb. 6.  
Einfluß-  
liniensystem  
für die Quer-  
kraft in M.

Im folgenden soll nun die Zerlegung dieser Matrix in Gleichungssysteme mit nur fünf Unbekannten auf rein statischem Wege gezeigt werden. Wir ermitteln zunächst die Senkungen der Punkte 1 bis 5,  $\delta_1$  bis  $\delta_5$ , die dadurch entstehen, daß wir zunächst nur die Stützenreihe 1—5 entfernen. Es handelt sich dabei um einen Träger auf zwei festen Endstützen und fünf voneinander unabhängigen elastischen Zwischenstützen. Das für die Senkungen  $\delta_1$  bis  $\delta_5$  sich ergebende Gleichungssystem I, dargestellt durch den Teil II der Matrix 1 mit den unabhängigen Gliedern 01—05, wird aufgelöst, indem wir die fünf unbekanntene Werte  $\delta$  als Funktionen der unabhängigen Glieder ausdrücken. Dann denken wir uns die um die Werte  $\delta$  verkürzte Stützenreihe 1—5 wieder untergestellt, die Stützen sind in diesem verkürzten Zustand natürlich unbelastet.

Dann senken wir die Stützen der Reihe 6—10 um die vorläufig unbekanntene Werte  $a_6, a_7, a_8, a_9, a_{10}$ . Dadurch werden die Stützen der Reihe 1—5 belastet mit den Werten  $a_6 R_{16}, a_7 R_{27}, a_8 R_{38}, a_9 R_{49}, a_{10} R_{510}$ , wobei  $R_{ik}$  die Belastung der Stütze  $i$  bedeutet, die durch Senkung der Stütze  $k$  um Eins entsteht. Diese Belastungen fassen wir nun als Nullbelastungen des Systems I auf, in welches wir sie statt der Werte 01—05 einsetzen.

Wir ermitteln nun die diesen neuen Nullbelastungen entsprechenden Werte  $\delta'_1, \delta'_2, \dots, \delta'_5$  als lineare Funktionen der noch unbekanntene Werte  $a_6$  bis  $a_{10}$ . Durch die bisher festgestellten Verformungen haben aber nun die Stützen der Reihe 6—10 folgende Belastungen erfahren, die wir einzeln gleich Null setzen und damit ein Gleichungssystem für die bisher unbekanntene 5 Senkungen  $a_6$  bis  $a_{10}$  erhalten, z. B. für Stütze 6:

$$(2) \quad \text{Stütze 6: } (\delta_1 + \delta'_1) R_{61} + a_6 Z_{66} + a_7 Z_{67} + a_8 Z_{68} + a_9 Z_{69} + a_{10} Z_{610} + Z_{06} = 0.$$

Entsprechende Gleichungen ergeben sich für die Stützen 7 bis 10, wobei zu beachten ist, daß die Werte  $\delta'$  auch lineare Funktionen von  $a_6$  bis  $a_{10}$  sind.

Aus diesen fünf Gleichungen ergeben sich die Unbekannte  $a_6$  bis  $a_{10}$  als Senkungen der Stützenreihe 6—10 und damit auch die Senkungen  $\delta + \delta'$  der Stützenreihe 1—5. Damit sind die Senkungen des Systems (I, II) bestimmt, welches durch Fortnahme der beiden Stützenreihen 1—5 und 6—10 entsteht. Diese Senkungen nennen wir  $\epsilon_1$  bis  $\epsilon_{10}$ ; sie müssen gleichzeitig die Lösung des durch den Teil II II der Matrix (1) dargestellten Gleichungssystems (I, II) ergeben, was eine erwünschte Probe der Rechnung in diesem Stadium ermöglicht.

Abb. 7. Jetzt denken wir uns die starren, um  $\epsilon_1$  bis  $\epsilon_{10}$  verkürzten

Stützen in den Punkten 1—10 wieder untergestellt, die in diesem Zustande natürlich wieder unbelastet sind. Wir verkürzen jetzt die Stützenreihe 11—15 um die vorläufig unbekanntene Werte  $a_{11}$  bis  $a_{15}$  und erhalten dadurch als Nullbelastungen des Systems (I, II) die Werte  $a_{11} R_{111}$  bis  $a_{15} R_{515}$  und  $a_{11} R_{611}$  bis  $a_{15} R_{1015}$ . Wir bestimmen die aus der Nennerdeterminante und diesen Nullwerten sich ergebenden Senkungen  $\epsilon'_1$  bis  $\epsilon'_{10}$ , was natürlich sehr einfach ist, da das Gleichungssystem (I, II) ja bereits gelöst ist und es nur der Einsetzung dieser Nullwerte an Stelle der Werte 01 bis 010 bedarf. Die Werte erhalten wir wiederum als lineare Funktionen der noch unbekanntenen Senkungen  $a_{11}$  bis  $a_{15}$  und erhalten nun wieder wie vorhin mit der Bedingung, daß die auf die Stützenreihe 11—15 entfallenden Belastungen einzeln gleich Null sein müssen, das folgende Gleichungssystem für die fünf unbekanntene Werte  $a_{11}$  bis  $a_{15}$ , z. B. für die Stütze 11:

$$(3) \text{ Stütze 11: } (\epsilon_1 + \epsilon'_1) R_{111} + (\epsilon_6 + \epsilon'_6) R_{116} + a_{11} Z_{1111} + a_{12} Z_{1112} + a_{13} Z_{1113} + a_{14} Z_{1114} + a_{15} Z_{1115} + Z_{011} = 0$$

Aus einem solchen Gleichungssystem erhalten wir die Werte  $a_{11}$  bis  $a_{15}$  und damit die nach Fortnahme der Stützenreihen I bis III entstandenen Senkungen

$$\eta_{11} \text{ bis } \eta_{15} = a_{11} \text{ bis } a_{15}$$

$$\text{und } \eta_1 \text{ bis } \eta_{10} = (\epsilon_1 + \epsilon'_1) \text{ bis } (\epsilon_{10} + \epsilon'_{10})$$

Diese Werte  $\eta$  stellen nun natürlich wieder die Lösung des durch den Teil III III der Matrix 1 dargestellten Gleichungssystems dar, was in diesem Stadium der Rechnung wieder die Möglichkeit einer Probe ergibt.

Schließlich erhalten wir durch Verkürzung der Stützenreihe 16—20 um  $a_{16}$  bis  $a_{20}$  fünf Gleichungen mit den fünf Unbekannten  $a_{16}$  bis  $a_{20}$ , z. B. für Stütze 16:

$$(4) \text{ Stütze 16: } (\eta_1 + \eta'_1) R_{161} + (\eta_6 + \eta'_6) R_{166} + (\eta_{11} + \eta'_{11}) R_{1611} + a_{16} Z_{1616} + a_{17} Z_{1617} + a_{18} Z_{1618} + a_{19} Z_{1619} + a_{20} Z_{1620} + Z_{016} = 0$$

Die Auflösung dieses Gleichungssystems nach den fünf Unbekannten  $a_{16}$  bis  $a_{20}$  ergibt nun die Werte  $\zeta_{16}$  bis  $\zeta_{20} = a_{16}$  bis  $a_{20}$  und die Werte  $\zeta_1$  bis  $\zeta_{15} = (\eta_1 + \eta'_1) \text{ bis } (\eta_{15} + \eta'_{15})$ .

Diese Werte  $\zeta_1$  bis  $\zeta_{20}$  stellen nun die endgültige Lösung der Matrix 1 dar und ermöglichen hier die Schlußprobe.

Die für  $\zeta_1$  bis  $\zeta_{20}$  gefundenen Lösungen schreiben wir uns nun ein für allemal in der Form der Tafel (5) als lineare Funktionen der 20 Nullbelastungen, die wir beliebig annehmen, hin; wir können dann für jede Belastung die Verformung des Systems nach der Tafel ohne weiteres feststellen; außerdem aber benutzen wir, wie im Abschnitt III gezeigt werden soll, diese Tafel auch noch zu weiteren wichtigen Zwecken.

(5)	Z	01	02	019	020
	$\zeta_1$	$a_1$	$b_1$	$t_1$	$u_1$
	$\zeta_2$	$a_2$	$b_2$	$t_2$	$u_2$
	$\zeta_{19}$	$a_{19}$	$b_{19}$	$t_{19}$	$u_{19}$
	$\zeta_{20}$	$a_{20}$	$b_{20}$	$t_{20}$	$u_{20}$

Die Tafel enthält sämtliche Werte  $\zeta_{ik}$ ; z. B. ist  $\zeta_{29} = i_2$ . Sie ist daher zur nach rechts fallenden Achse stets symmetrisch, bei symmetrischen Trägerrosten zu beiden Achsen.

### III. Ermittlungen von Einflußliniensystemen für den Trägerrost.

Nach Auflösung des durch die Matrix 1 gegebenen Gleichungssystems und Eintragung der Lösungen in Form der Tafel (5) ist die Ermittlung beliebiger Einflußliniensysteme des Trägerrostes sehr leicht möglich.

Gesucht sei beispielsweise das Einflußliniensystem für das Moment im Punkt 7 des Hauptträgers II. Dieses Einflußliniensystem ist dargestellt durch die Verbiegungen des Rostes, die durch

Knickung des Hauptträgers II im Punkt 7 um den Drehwinkel Eins verursacht werden<sup>5</sup>.

Wir denken uns zunächst den Hauptträger II, für sich allein betrachtet, im Punkt 7 um den Drehwinkel Eins geknickt (Abb. 2).

Die unter den Punkten 6 bis 10 gedachten starren Stäbe denken wir um die Maße  $\delta_6$ ,  $\delta_7$ ,  $\delta_8$ ,  $\delta_9$  und  $\delta_{10}$  verkürzt. Durch die dadurch notwendigen Senkungen der Querträgerkreuzungspunkte 6 bis 10 entstehen in den starren Stäben 6 bis 10 Kräfte und zwar:

$$\begin{aligned} Z_6 &= \delta_6 R_{66} & Z_9 &= \delta_9 R_{99} \\ Z_7 &= \delta_7 R_{77} & Z_{10} &= \delta_{10} R_{1010} \\ Z_8 &= \delta_8 R_{88} \end{aligned}$$

Der seinem Knick entsprechend nach Abb. 2 eingelagerte Hauptträger liefert keine Beiträge zu den Werten Z.

Aber auch in allen übrigen Stützen entstehen durch diese Verformungen der Querträger Belastungen, z. B. im Zuge des Querträgers 8 (Abbildung 3):

$$\begin{aligned} Z_3 &= \delta_8 R_{38}; & Z_{13} &= \delta_8 R_{138}; \\ Z_8 &= \delta_8 R_{88}; & Z_{18} &= \delta_8 R_{188}; \end{aligned}$$

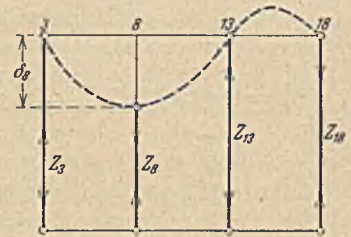


Abb. 3.

wobei, wie früher,  $R_{ik}$  diejenige Belastung bedeutet, die die Stütze i infolge Senkung des Querträgers im Punkt k um den Wert Eins erfährt.

Diese Belastungen  $Z_1$  bis  $Z_{20}$  fassen wir nun als Nullbelastungen des Systems auf und können dann aus der Tafel (5) die durch den Knick Eins des Hauptträgers II entstehenden Senkungen  $\zeta_1$  bis  $\zeta_{20}$  ablesen, wobei die Werte  $\zeta_6$  bis  $\zeta_{10}$  selbstredend von der gebrochenen Linie o 7' o aus zu messen sind. So erhalten wir das in Abb. 4 dargestellte Einflußliniensystem für das Moment des Hauptträgers II im Punkte 7.

In ganz entsprechender Weise entsteht das Einflußliniensystem für die Querkraft in m (Abb. 5 u. 6).

Ist das Einflußliniensystem für das Moment des Querträgers im Punkt 9 gesucht, so knicken wir den Querträger in 9 um den Drehwinkel Eins (Abb. 7) und stellen die durch die entsprechende Senkung der Hauptträgerpunkte 9 und 14 um  $\delta_9$  bis  $\delta_{14}$  bedingten Nullbelastungen des Systems fest und lesen wiederum aus der Tafel (5) die dadurch bedingten Senkungen bzw. Hebungen ab.

Auf einen wichtigen Umstand sei jedoch hier ausdrücklich hingewiesen. Die benutzten Arbeitsgleichungen gelten, wie alle Arbeitsgleichungen, selbstredend nur, solange die errechneten Spannungen im elastischen Bereich, oder streng genommen unterhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben. Die Rechnung hat also in dieser Form keinen Sinn, wenn sich dabei — etwa für einen Hauptträger — Spannungen ergeben sollten, die weit oberhalb der Elastizitätsgrenze liegen, während die Spannungen der übrigen Träger noch im elastischen Gebiet liegen. Das kann z. B. vorkommen bei Nachrechnung von Brücken mit drei Hauptträgern, bei denen der mittlere sich infolge der lastverteilenden Wirkung der Querträger, die denselben ungünstig beeinflusst, als überlastet ergibt. Dann ist aber dieser Hauptträger bei Überschreitung der Elastizitätsgrenze dauernd plastisch verformt und entlastet sich dadurch auf Kosten der übrigen, noch nicht dauernd verformten Hauptträger und Querträger<sup>6</sup>.

Aber auch in diesem Falle bietet das hier entwickelte Verfahren eine Möglichkeit, der tatsächlichen Lastverteilung wenigstens nahezukommen, die hier nur angedeutet werden soll. Wir ermitteln zunächst die elastische Verformung dieses Hauptträgers unter der Annahme, daß er auch über die Proportionalitätsgrenze hinaus dem Proportionalitätsgesetze folge.

<sup>5</sup> Vgl. die Abhandlung des Verfassers in „Der Stahlbau“ (1933) H. 2.

<sup>6</sup> Vgl. Gr ü n i n g: Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin, Julius Springer, 1926.

Soweit, was hier angenommen werden soll, die Spannungen noch unter der Streckgrenze liegen, ergibt die Abweichung der Spannungs-Dehnungskurve von der Geraden bei der errechneten Spannung das Maß der zusätzlichen, plastischen Verformung im Verhältnis zu der ermittelten elastischen Verformung (Abb. 8), unter der Voraussetzung, daß sich der Träger für sich, vom Rost losgelöst, unabhängig hätte verformen können. Ist die errechnete Spannung  $\sigma_1$  und die dementsprechende errechnete elastische Verformung  $o - i'$ , so wäre die plastische Verformung  $i' - i$ , und verhält sich zur bekannten elastischen Verformung wie  $\frac{i' - i}{o - i}$ . Den hiernach vom Rost losgelösten, plastisch verform-

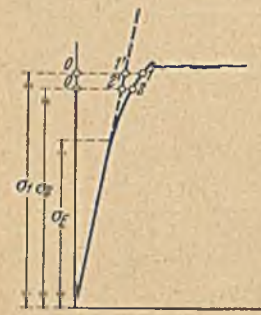


Abb. 8. Elastische und plastische Verformung.

ten Träger bringen wir mit dem Rost in derselben Weise in Verbindung, wie wir es mit dem nach Abb. 2 verformten, geknickten Hauptträger gemacht haben und ermitteln in derselben Weise die durch diese dauernde Verformung bedingten Vorspannungen des ganzen Rostsystems, die wir nun zu der unter Annahme des Proportionalitätsgesetzes errechneten Lastverteilung hinzurechnen. Dabei möge sich in dem überlasteten Hauptträger eine Spannung  $\sigma_2$  ergeben, die immer noch über der Elastizitätsgrenze liege. Da aber der Träger die Spannung  $\sigma_1$  und die dementsprechende plastische Verformung  $i' - i$  offenbar in seiner Verbindung mit dem Rost gar nicht erreicht haben kann, ist auch die jetzt errechnete Spannung  $\sigma_2$  noch zu hoch. Wir können die Rechnung jetzt unter Annahme der plastischen Verformung  $2^1 - 2$  wiederholen und uns so schrittweise der wirklichen Lastverteilung nähern, wobei wir unter Umständen die Spannungen des überlasteten Hauptträgers bis in die Elastizitätsgrenze zurückbringen können, ohne andere Rostteile darüber hinauszubringen.

IV. Anwendung des Verfahrens auf größere Brückenkonstruktionen.

Es soll nun an dem Beispiel der eingangs erwähnten Ruhrbrücke bei Werden die Anwendung des Verfahrens auf verwickeltere Tragroste unter Benutzung zweifellos zulässiger, den Rechnungsgang aber stark vereinfachender Annahmen gezeigt werden. Das System der Brücke ist in Abb. 9 skizziert <sup>7</sup>.

Wir nehmen zunächst als Grundsystem ein System an, in dem alle 18 Auflagergelenke B, C und D durch die angedeuteten Sperrkreuze unverdrehbar festgelegt sind, so daß wir zunächst jede Öffnung für sich behandeln können als beiderseits bzw. einerseits eingespannte Balken.

Es handele sich um die Einflußlinie für das Moment im Punkte m des Hauptträgers V, wobei wir also zunächst die eingespannte Balkengruppe BC betrachten.

Der Einspannung wegen und wegen des unregelmäßigen Verlaufs der Trägheitsmomente können Tabellen zur Bestimmung der Werte  $R_{ik}$  für die Hauptträger nicht wohl benutzt werden. Leider ist der Hauptträger in dieser Öffnung noch dazu unsymmetrisch. Es sind sechs Querträger vorhanden, es müßte also nach Abschnitt I eine Folge von Gleichungssystemen mit je sechs Unbekannten aufgelöst werden. Diese Arbeit vereinfachen wir uns aber von vornherein durch die Überlegung, daß die beiden Querträger 1 und 6 wegen des dort vorhandenen verhältnismäßig sehr großen spezifischen Widerstandes des Hauptträgers überhaupt nur geringen Einfluß auf die Lastverteilung haben können, wir scheiden sie daher aus, berücksichtigen ihren geringen Anteil an der Lastverteilung jedoch dadurch, daß wir das Trägheitsmoment J der verbleibenden Querträger 2 bis 5 mit dem Faktor

$$\frac{J_q}{J} = \frac{\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 + \delta_6}{\delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5}$$

<sup>7</sup> Vgl. auch Bauingenieur (1932) Heft 44.

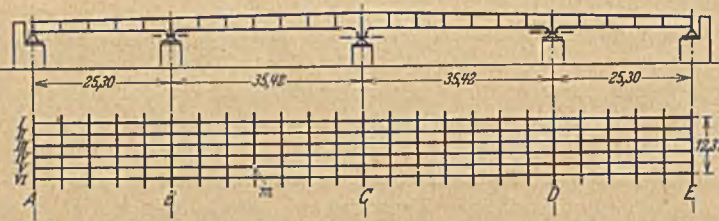


Abb. 9. Ruhrbrücke bei Werden.

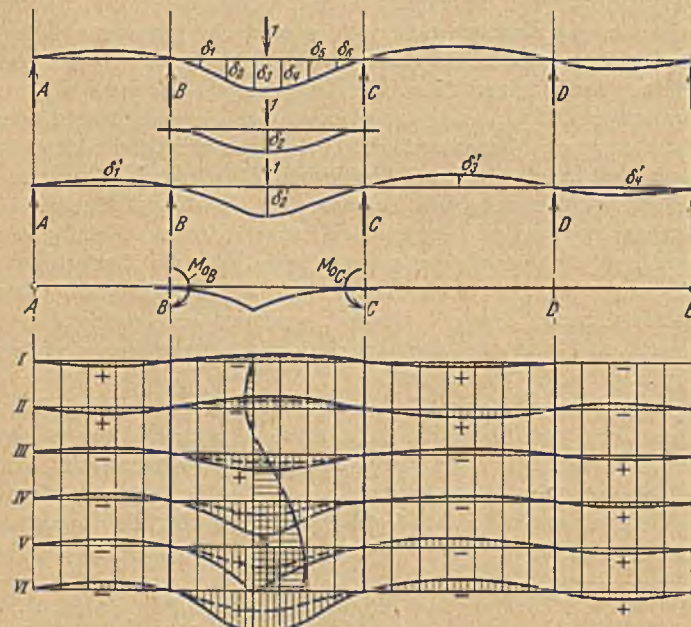


Abb. 18. Einflußliniensystem.

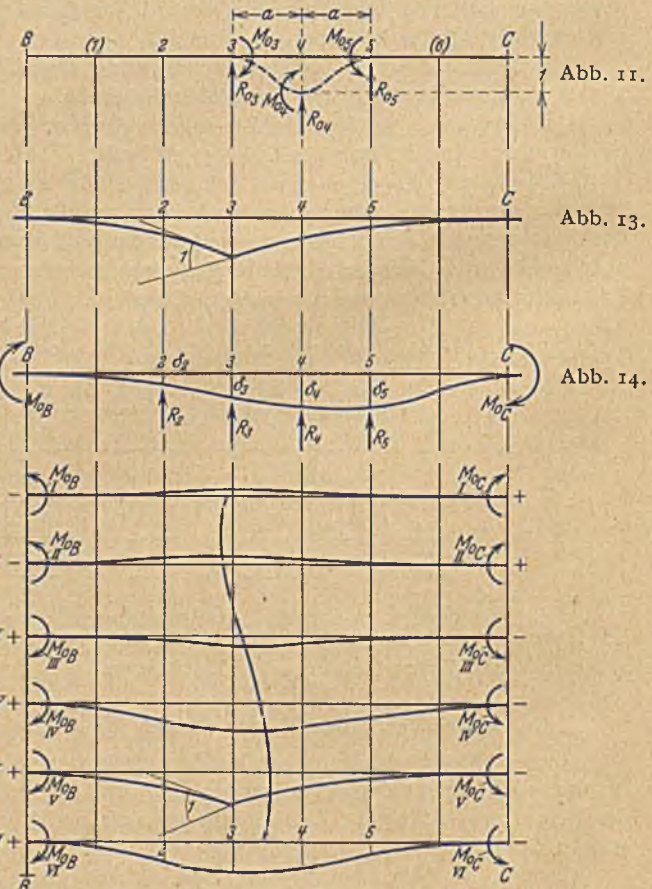


Abb. 15. Biegelinien des Grundsystems.



multiplizieren (vgl. die Einführung eines ideellen Querträgers in dem genannten Werk von Ostenfeld; wichtig ist jedoch, daß wir hier und später, abweichend von Ostenfeld, nur solche Querträger durch ideelle Querträger ersetzen, die an der Lastverteilung nur wenig beteiligt sind).

Wir haben dann nur noch mit Gleichungssystemen mit vier Unbekannten zu tun. Die Werte  $R_{ik}$  für den Hauptträger bestimmen wir dann am einfachsten wie folgt (Abb. 11).

Wir nehmen den Träger BC zunächst auch in den Punkten 2 bis 5 als eingespannt gelagert an. Zur Bestimmung der Werte  $R_{i4}$  senken wir dann die Stütze 4 um Eins und erhalten

$$(6) \quad \begin{aligned} R_{04} &= -1 \frac{12 E}{a^4} (J_{34} + J_{45}); & M_{04} &= \frac{6 E}{a^2} (J_{34} - J_{45}) \\ R_{03} &= +1 \frac{12 E J_{34}}{a^3}; & M_{03} &= + \frac{6 E J_{34}}{a^2} \\ R_{05} &= +1 \frac{12 E J_{45}}{a^3}; & M_{05} &= - \frac{6 E J_{45}}{a^2} \end{aligned}$$

stellen wir dann durch Drehen der Tangenten in 2, 3, 4 und 5 um den Drehwinkel Eins nacheinander die Zustände „ $\alpha_2 = 1$ “ bis „ $\alpha_5 = 1$ “ dar, so erhalten wir als Gleichungssystem für die Drehwinkel  $\alpha_2$  bis  $\alpha_5$

		Senkung Eins in Punkt							
	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	4	2	3	5	
2	$M_{22}$	$M_{23}$				$M_{02}$	$M_{02}$		
3	$M_{32}$	$M_{33}$	$M_{34}$		$M_{03}$	$M_{03}$	$M_{03}$		
4		$M_{43}$	$M_{44}$	$M_{45}$	$M_{04}$		$M_{04}$	$M_{04}$	
5			$M_{54}$	$M_{55}$	$M_{05}$			$M_{05}$	

wobei  $M_{ik}$  das Moment bedeutet, welches beim Zustand „ $\alpha_k = 1$ “ über der Stütze  $i$  entsteht.

Bei Senkung der übrigen Punkte um Eins ändern sich nur die unabhängigen Glieder dieser Gl. (9), wie in den drei letzten Spalten vermerkt.

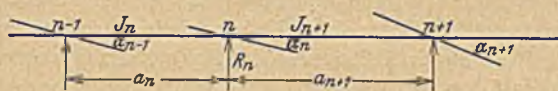


Abb. 12.

Aus den so ermittelten Drehwinkeln  $\alpha$  (im Sinne des Uhrzeigers positiv) ergeben sich nach Abb. 12 die R-Werte

$$(8) \quad R_n = \frac{6 E J_n}{a_n^3} (\alpha_{n-1} + \alpha_n) - \frac{6 E J_{n+1}}{a_{n+1}^3} (\alpha_n + \alpha_{n+1}).$$

Zu diesen R-Werten sind jeweils die  $R_{0n}$ -Werte zu addieren. Die Enddrehwinkel sind beim eingespannten Balken gleich Null. Ist Träger an einem Ende frei drehbar gelagert, so ist hier der Enddrehwinkel entgegengesetzt gleich der Hälfte des Nachbardrehwinkels.

Jetzt bestimmen wir genau nach Abschnitt II die Senkungen der in diesem Falle 24 Kreuzungspunkte unter beliebigen Belastungen  $\sim Z_{01}$  bis  $Z_{024}$  und dann nach Abschnitt III das Einflußliniensystem für die eingespannte Hauptträgergruppe der Öffnung B C, wobei selbstredend an Stelle des geknickten Trägers der Abb. 2 der nach der entsprechenden Biegelinie des eingespannten Balkens geformte Stabzug einzusetzen ist (Abb. 13).

Die auf diese Weise gefundenen Einflußlinien, als Biegelinien der eingespannten Balken aufgefaßt, belasten die Sperrkreuzreihen bei B und C ihrerseits mit Momenten  $M_0$ , die auf folgende Weise gefunden werden.

Sind die Durchbiegungen eines Hauptträgers  $\delta_2$  bis  $\delta_5$ , so entspricht das folgenden, auf diesen Träger wirkenden Kräften R (Abb. 14):

$$(9) \quad \begin{aligned} R_2 &= R_{22} \delta_2 + R_{23} \delta_3 + R_{24} \delta_4 + R_{25} \delta_5 \\ R_5 &= R_{52} \delta_2 + \dots + R_{55} \delta_5 \end{aligned}$$

Daraus ergeben sich die die Sperrkreuze bei B und C belastenden Momente

$$\begin{array}{cc} M_{0B} \text{ bis } M_{0C} & \text{und} \\ I & VI \end{array} \quad \text{und} \quad \begin{array}{cc} M_{0C} \text{ bis } M_{0C} \\ I & VI \end{array}$$

wobei in dem geknickten Träger V die Werte  $\delta$  von der Linie der Abb. 13 aus zu rechnen sind. Die durch die Biegelinie der Abb. 17 selbst verursachten Momentenbelastungen der Sperrkreuze sind den so ermittelten  $M_0$ -Werten zuzuzählen. Es ergibt sich damit das durch die Trägerverbiegungen der Abb. 15 dargestellte Belastungsschema der Sperrkreuzreihen bei B und C.

Mit Hilfe dieser, als  $M_0$ -Belastungen aufzufassender Belastungsmomente könnten die Drehwinkel der sämtlichen 18 Tangentenkreuze in den Reihen B, C und D bestimmt werden; das würde jedoch zu einem (allerdings weitgehend symmetrischen) Gleichungssystem mit 18 Unbekannten führen, in dem die einzelnen zahlreichen Beiwerte  $M_{ik}$  außerdem recht umständlich zu bestimmen wären. Die aufgewandte Mühe würde sich nicht lohnen, da wir die einzelnen Drehwinkel durch folgende Überlegung in einfacher Weise hinreichend genau bestimmen können. Durch die Drehbarkeit der einzelnen Kreuze wird das Hauptträgersystem (kontinuierliche Balken) labiler, als die getrennt behandelten, eingespannten Balken. Die Querträger haben daher eine mehr ausgleichende Wirkung, als sie solche im eingespannten Träger haben können und zwar, wie sich leicht nachweisen läßt, im Verhältnis der Vergrößerung der Labilität der Hauptträger. Diese verstärkte ausgleichende Wirkung können wir aber auch durch Einbau entsprechend steiferer Querträger in Öffnung B C erzielen. Den richtigen Ausgleich werden wir jedenfalls annähernd erzielen, wenn wir ein „ideelles Trägheitsmoment“ der Querträger in Öffnung B C einführen, welches sich zu dem wirklichen (oder bereits infolge des Ausscheidens der Querträger 1 u. 6 reduzierten) verhält wie  $\delta'_1 : \delta_2$  (Abb. 16) und dann die einzelnen Hauptträger mit der dadurch erzeugten Drehkreuzbelastung einzeln für sich, losgelöst von den Querträgern, behandeln. Wir hätten damit aber nur den verstärkten Ausgleich innerhalb der Öffnung B C berücksichtigt, während doch auch die Querträger der übrigen Öffnungen die Lastverteilung auf die einzelnen Hauptträger begünstigen, und zwar nach Maßgabe der Hauptträgersdurchbiegungen  $\delta'_1, \delta'_2$  und  $\delta'_3$  in diesen Öffnungen unter der Last 1 in Öffnung B C. Zu diesem Ergebnis gelangt man durch die einfache Überlegung, daß ja die in Abb. 16 gezeichnete Biegelinie die Einflußlinie für die Durchbiegung  $\delta_2$  ist. Wir werden also eine der Mitwirkung aller Querträger entsprechende Lastverteilung auf die einzelnen Hauptträger erhalten, wenn wir für die Querträger der Öffnung B C bei Annahme eingespannter Hauptträger ein ideelles Trägheitsmoment  $J_{id}$  einführen, dessen Verhältnis zu dem bereits angenommenen Trägheitsmoment  $J_q$  dargestellt ist durch die Gleichung

$$(10) \quad \frac{J_{id}}{J_q} = \frac{\delta'_1 + \delta'_2 + \delta'_3 + \delta'_4}{\delta_2}$$

wobei für die  $\delta'$ -Werte natürlich ihre absoluten Werte einzusetzen sind; denn es ist für die lastverteilende Wirkung der Querträger gleichgültig, ob die Durchbiegungen der Hauptträger nach oben oder unten erfolgen.

Wir nehmen also dieses Trägheitsmoment  $J_{id}$  bei Ermittlung der in Abb. 15 dargestellten Hauptträgersverbiegungen an und dementsprechend auch die Drehkreuzbelastungen. Dann aber behandeln wir jeden der sechs Hauptträger für sich, und haben für jeden besondere  $M_0$ -Belastungen der Drehkreuze B und C (Abb. 15).

Die einzelnen Drehwinkel bei B, C und D, die wir  $\alpha_1, \alpha_2$  und  $\alpha_3$  nennen, ergeben sich dann aus dem Gleichungssystem:

$$(11) \quad \begin{cases} M_B = M_{0B} + M_{BB} \alpha_1 + M_{BC} \alpha_2 = 0 \\ M_C = M_{0C} + M_{CB} \alpha_1 + M_{CC} \alpha_2 + M_{CD} \alpha_3 = 0 \\ M_D = M_{0D} + M_{CD} \alpha_2 + M_{DD} \alpha_3 = 0 \end{cases}$$

Zu den durch diese Drehwinkel  $\alpha$  festgelegten Biegelinien der einzelnen Hauptträger sind nun die in Abb. 15 dargestellten

Grundverbiegungen (unter Annahme der ideellen Querträger mit dem Trägheitsmoment  $J_{id}$ ) zu addieren.

Wir haben dann die endgültigen, durch den Knick Eins in m des Hauptträgers V bedingten Biegelinien der einzelnen Hauptträger und damit das Einflußliniensystem für das Moment in m, welches in Abb. 18 skizziert ist. Alle übrigen Einflußlinien derselben Öffnung, ergeben sich mittels derselben Gleichungssysteme, nur mit teilweise anderen unabhängigen Gliedern. Das Gleichungssystem 11 gilt für alle Öffnungen.

Das Einflußliniensystem für die Biegemomente der Querträger wird in derselben Weise ermittelt, wobei zu beachten ist,

## ZUR FRAGE DER VERWENDUNG KALTGERECKTER STÄHLE IM EISENBETONBAU.

Von Ing. Dr. J. Wanke, o. ö. Professor, Prag.

**Übersicht:** Die Alterserscheinungen und die Veränderungen, die kaltgereckte Stähle durch Temperatureinwirkung erfahren, werden besprochen und die Bedenken gegen die Verwendung solcher Stähle als Bewehrung von Betonkonstruktionen begründet.

Seit **Bauschinger** das Ergebnis seiner zahlreichen Versuche mit wiederholten Belastungen in den nach ihm benannten Sätzen zusammenfaßte, ist es bekannt, daß die Streckgrenze eines Stahls, der über diese Grenze hinaus beansprucht wurde, bis zur Höhe dieser Beanspruchung gehoben wird, wenn er unmittelbar nach der Entlastung wieder belastet wird. Nach längerer Lagerung in spannungslosem Zustande hebt sich die Streckgrenze noch über die Höchstbeanspruchung hinaus, bis zu welcher der Stahl gereckt wurde und zwar um so höher, je länger die Lagerung gewährt hat. Der kalt gereckte Stahl befindet sich also in einem instabilen Zustande. Wie spätere Versuche gezeigt haben, ändert sich nicht nur die Streckgrenze, sondern auch die übrigen Eigenschaften des Stahls sind instabil: Streckgrenze und Bruchgrenze befinden sich in einer Aufwärtsbewegung, wobei das Heben der Streckgrenze rascher vor sich geht als das der Bruchfestigkeit, die Bruchdehnung dagegen nimmt ungefähr im gleichen Maße ab, wie die Zugfestigkeit zunimmt. Dieses Verhalten des kalt verformten Stahls wird als **Altern** bezeichnet. Der Vorgang der „natürlichen“ Alterung, der sich auf Monate und Jahre erstrecken kann, wird beschleunigt durch kurzzeitiges Erwärmen auf Temperaturen zwischen 60 und 350° C. Je nach der Höhe der Temperatur und der Dauer der Einwirkung sind die Veränderungen verschieden.

Die gleiche Wirkung wie eine Überbeanspruchung beim Zugversuch zeigen andere Kaltverformungen wie Kaltziehen durch eine Matrize oder Kaltwalzen. So liegen Bruch- und Streckgrenze eines z. T. warm, z. T. kalt gewalzten Stahls, wenn die Kaltbearbeitung am Schluß des Umformungsprozesses liegt, über den natürlichen Werten des unbearbeiteten Stahls. Auch ist das Streckgrenzen-Verhältnis (Streckgrenze : Bruchfestigkeit) gehoben. Mit der von der Größe der Verformung abhängigen Erhöhung der Festigkeitswerte ist eine Verminderung der Bruchdehnung verbunden. Durch Glühen über einer bestimmten Temperatur können die natürlichen Eigenschaften des Stahls wieder hergestellt werden.

Mit wachsender Erkenntnis der Bedeutung der Streckgrenze als Maßstab für die Sicherheit der vorwiegend statisch beanspruchten Konstruktionen entstanden Bestrebungen, Stähle mit höherer Streckgrenze zu verwenden. Während man aber im Stahlbau Wert darauf legte, das Streckgrenzen-Verhältnis nicht größer als 0,70 zu erhalten, glaubte man im Eisenbeton manchmal von dieser Forderung absehen zu können. Während man weiter bei reinen Stahlkonstruktionen nur Stähle verwendete, deren „natürliche“ Eigenschaften hochwertig waren, wurden bei Eisenbetonbauten auch Armierungen verwendet, deren hohe Streckgrenze auf Kaltreckung zurückzuführen ist. Zu diesen Armierungen gehört auch der „Isteg-Stahl“, über den vor kurzem Herr Oberbaurat Dr.-Ing. **Herbst** in dieser Zeitschrift berichtete<sup>1</sup>, und alle sonstigen Spezial-Bewehrungen mit hohem Streckgrenzen-Verhältnis, deren

daß bei Ermittlung der Verformungen das ideelle Trägheitsmoment, bei Ermittlung der Beanspruchungen jedoch das wirkliche Trägheitsmoment einzusetzen ist.

Es dürfte gezeigt sein, wie sich auch sehr hochgradig statisch unbestimmte Systeme (es sind  $6 \cdot 3 = 18$  Auflagerkräfte und  $25 \cdot 4 = 100$  Querträgermomente, zusammen also 118 statische Größen als überzählige vorhanden) mit Hilfe des hier allgemein erörterten Verfahrens einwandfrei unter Anwendung von Gleichungssystemen mit nur wenigen Unbekannten — mehr wie vier kommen nirgends vor — berechnen lassen.

hoch liegende Streckgrenze ganz oder z. T. auf irgendeine Kaltverformung zurückzuführen ist.

Die Vorteile hochwertiger Stahleinlagen stehen nach den Versuchen des Österreichischen Eisenbeton-Ausschusses<sup>2</sup> außer Zweifel. Bei diesen Versuchen wurden als Armierung neben dem Regelstahl St 37 sowohl hochwertige Stähle mit natürlichen Festigkeitseigenschaften als auch kalt gereckte Stähle verwendet (Isteg-Stahl, Streckmetall). Von den kalt gereckten Stählen ist der Isteg-Stahl in der letzten Zeit allgemein bekannt geworden, nicht zuletzt dadurch, daß er durch besondere amtliche Vorschriften außer in Österreich, in der Tschechoslowakei und der Schweiz auch in Preußen zugelassen und seine zulässige Beanspruchung wie bei St 52 gegenüber St 37 um 50% erhöht wurde. Mit diesem Stahl als Bewehrung von Betonbalken sind in Wien, Prag, Zürich, Berlin-Dahlem und Dresden zahlreiche Versuche unternommen worden, bei denen aber die Veränderlichkeit der Festigkeitseigenschaften mit Zeit und Temperatur nicht berücksichtigt wurde. Wie aus den veröffentlichten Berichten hervorgeht, weist der Stahl bei einer Ganghöhe gleich dem 12,5fachen Durchmesser des Einzelseisens die höchste Streckgrenze auf. Die dabei sich ergebende Reckung wird mit rund 12% errechnet<sup>3</sup>. Diese Angabe ist nur für den Höchstwert richtig, der in zwei gegenüberliegenden Randfasern auftritt, denn die Reckung ist mit Rücksicht auf die kombinierte Torsions- und Achsialbeanspruchung nicht gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Trotz dieses Unterschieds zwischen dem Isteg-Stahl und einem durch Kaltziehen oder Kaltwalzen gereckten Stahl gelten die im folgenden vorgebrachten Bedenken für beide in gleicher Weise.

Wie eingangs schon erwähnt wurde, altern kaltgereckte Stähle. Ist dieses Altern an sich schon eine unerwünschte Eigenschaft, so haben neuere Versuche noch eine Erscheinung gezeigt, die zur Vorsicht mahnt. Während man bisher nämlich annahm, daß die Alterung allmählich zu einem stationären Zustande mit Höchstwerten von Streck- und Bruchgrenze und Mindestwerten der Bruchdehnung führt, haben die Versuche von **H. v. Kökritz**<sup>4</sup> die wichtige Tatsache ergeben, daß von einem bestimmten Zeitpunkte an, der um so früher liegt, je höher die Temperatur ist, eine Umkehrung der Alterserscheinungen erfolgt. An einem um 10% vorgereckten weichen Stahl wird gezeigt, daß nur bis 100° C die Streckgrenze ansteigt, bei höheren Temperaturen dagegen nach einem Anstieg wieder ein Abfall erfolgt.

Wenn wir die geschilderten Veränderungsmöglichkeiten kalt gereckter Stähle überblicken, so erkennen wir, daß für die Beurteilung der Verwendbarkeit kalt gereckter Bewehrungen im Eisenbetonbau folgende Eigenschaften in Betracht kommen:

<sup>2</sup> Prof. Dr. **Saliger**: „Versuche mit Stahlbewehrten Betonbalken“, Bauingenieur (1929), S. 119. — Prof. Dr. **Saliger**: „Versuche an Betonbalken mit hochwertigen Stahleinlagen und an Platten mit Tragnetzbewehrung“ im Heft 14 der „Mitteilungen über Versuche ausgef. v. Österr. Eisenbet.-Aus.“

<sup>3</sup> Ing. **A. Brebera**: „Isteg-Eisen ein neues Bewehrungsseisen für Eisenbeton“, Ingenieur-Zeitschrift, Teplitz 1930, S. 259.

<sup>4</sup> **Werner Köster**, **H. v. Kökritz** u. **E. H. Schulz**: „Zur Kenntnis der Form der Spannungs-Dehnungs-Kurven auf Grund der Messung des zeitlichen Verlaufs der Alterung weichen Stahls“, Archiv für das Eisenhüttenwesen (1932/33) S. 55.

<sup>1</sup> Über die Bewehrung mit Isteg-Stahl, Bauingenieur (1933), S. 218.

1. Durch Kaltreckung wird die Streckgrenze erhöht und die Dehnung erniedrigt. Bei gewöhnlicher Temperatur erfolgt mit der Zeit ein weiteres Heben der Streckgrenze und Senken der Bruchdehnung (Alterung).

2. Durch Temperatureinwirkung wird die Alterung beschleunigt, wobei zu beachten ist, daß bei Temperaturen über 100° C nach einiger Zeit eine Umkehrung der Alterungserscheinungen erfolgt.

3. Durch Einwirkung höherer Temperaturen (Glühen) werden die natürlichen Festigkeitseigenschaften des ungereckten Stahls wieder hergestellt.

Wenn man Bruchdehnungen des Stahles von 15—12% für vorwiegend statisch beanspruchte Konstruktionen als zulässig erachtet, so bildet die herabgesetzte Dehnung des kaltgereckten weichen Stahls kein Hindernis für dessen Anwendung. Durch Versuche wäre aber noch festzustellen, ob nicht in der belasteten Konstruktion die Dehnung mit der Zeit unter diese Grenze sinkt.

Was die Umkehrung der Alterserscheinungen bei Temperaturen über 100° C anbelangt, so ist noch die Frage zu klären, ob nicht bei einem kalt gereckten Stahl, der im Laufe der Zeit in der Konstruktion den Höchstwert der Streckgrenze erreicht hat, schon durch kurzzeitiges Einwirken von Temperaturen zwischen 100 und 350° C ein Abfallen der Streckgrenze eintritt.

Ein Ausglühen der Stahleinlagen kann im Falle eines Brandes eintreten, wenn die Betonüberdeckung durch Bespritzen mit Wasser abgesprengt wird. Abgesehen von der Gefährdung des Baues, die bei jedem Stahl durch Verminderung der Festigkeit bei höheren Temperaturen entstehen kann, wird die Weiterverwendung der

Konstruktion durch das Herabsinken der Streckgrenze auf den niedrigen Wert des ungereckten Stahls unmöglich. Aus dem gleichen Grunde ist auch Schweißen und Warmbiegen ausgeschlossen.

Derartige Bedenken bestehen bei einem Stahl mit hoher natürlicher Streckgrenze nicht. Wohl sinken auch bei diesem die Festigkeitswerte, wenn die Temperatur über 300° C steigt, der Abfall geht aber in einer Weise vor sich, daß bei Temperaturen der Bewehrung von 500—600° C die Konstruktion im allgemeinen noch tragfähig bleibt. Nach dem Erkalten stellen sich die ursprünglichen Festigkeitseigenschaften wieder ein, so daß der Weiterverwendung nichts im Wege steht. Stähle mit hoher natürlicher Streckgrenze sind also den Stählen mit künstlich (durch Kaltstrecken) gehobenen Festigkeitswerten vorzuziehen. Wenn man eine geringere Bruchdehnung zuläßt, kann man sogar auf legierte Stähle verzichten und sich mit einem Kohlenstoffstahl, beispielsweise St 55, begnügen, der sich im Preise kaum höher stellt als ein kalt gereckter Stahl.

Zusammenfassend läßt sich in der Frage der Verwendung kalt gereckter Stähle im Eisenbetonbau feststellen: Durch Kaltstrecken eines weichen Stahls kann man auf billige Weise eine hohe Streckgrenze erzielen. Die mit solchen Stählen vorgenommenen zahlreichen Versuche greifen alle nur einen bestimmten Lebensabschnitt des Stahles heraus, ohne auf die Veränderlichkeit der Eigenschaften mit der Zeit und auf das Verhalten bei verschiedenen Temperaturen einzugehen. Ihre Ergänzung in dieser Richtung ist im Interesse der Sicherheit von Eisenbetonkonstruktionen mit Bewehrungen, deren Streckgrenze durch Kaltstrecken künstlich gehoben wurde, sehr erwünscht, wenn man nicht vorzieht, sich auf Stähle natürlicher Hochwertigkeit zu beschränken.

## VORAUSBESTIMMUNG DER DRUCKFESTIGKEIT VON ERSCHÜTTERTEM (VIBRIERTEM) BETON.

Von Dr.-Ing. Bendel, Luzern.

Bei den üblichen Formeln für die Vorausbestimmung der Betondruckfestigkeit wird die Druckfestigkeit lediglich in Abhängigkeit von Zement- und Wassermenge ausgedrückt. Es wird aber als Mangel empfunden, daß nicht auch die Verarbeitungsart des Betons rechnerisch irgendwie zum Ausdruck kommt.

Auf Grund von mehreren tausend, systematisch durchgeführten Betonversuchen fand ich die Abhängigkeit des Betonraumgewichtes von der Stampfarbeit einerseits und der Zement- und Wassermenge andererseits. Die Ergebnisse sind in nebenstehender Abbildung in Form einer dreidimensionalen Darstellung wiedergegeben.

Dabei ist auffallend, wie nur bei erdfeuchtem Beton mit wenig Zementgehalt die Stampfarbeit sich auf das Betonraumgewicht auswirkt, während das Betonraumgewicht beinahe unabhängig von der angewendeten Stampfarbeit bleibt, wenn viel Zement oder viel Wasser genommen wird. Bei sehr viel Stampfarbeit trat sogar eine Absonderung des groben Materials vom feinen ein, und das Betonraumgewicht wurde bei viel Stampfarbeit sogar kleiner als bei wenig Stampfarbeit.

Auf Grund dieser Versuche leitete ich im Jahre 1931 eine Formel ab, die auf einfache Weise neben der Zement- und Wassermenge auch die Größe der Verarbeitung, ausgedrückt durch das Raumgewicht, berücksichtigt. Die Formel lautet:

Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen

$$\sigma_b = -1,5W + 1,0Z + 1000(R - 2,14).$$

Es bedeutet:

W = Wassermenge in Litern,

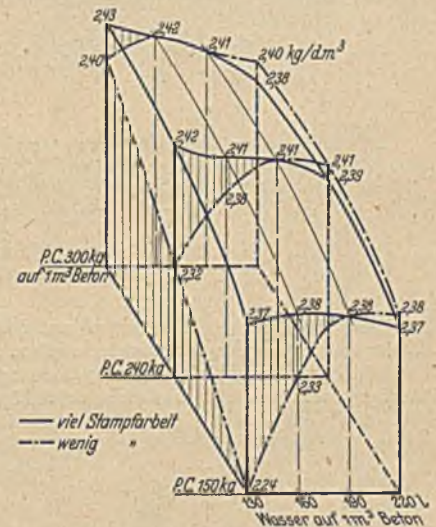
Z = Zementmenge in kg,

R = Raumgewicht des Betons im Alter von 28 Tagen.

Beispiel: Bei einer Menge von 150 kg Zement und 130 l Wasser im Beton ergibt sich bei kleiner Stampfarbeit ein Raumgewicht von nur 2,24 kg/dm<sup>3</sup>; daraus errechnet sich die Druckfestigkeit zu 55 kg/cm<sup>2</sup>. Bei viel Stampfarbeit steigt das Beton-

raumgewicht auf 2,37 kg/dm<sup>3</sup>. Daraus berechnet sich die Druckfestigkeit zu 175 kg/cm<sup>2</sup>. Versuchstechnisch ergab sich beim ersten Fall 68 kg/cm<sup>2</sup> und beim gerüttelten Beton 188 kg/cm<sup>2</sup>.

1. Zement:  
Normenfestigkeit: 620 kg/cm<sup>2</sup>  
nach 28 Tg.
2. Kiessand:  
Sand  $\frac{1}{10}$  mm = 1  
Kies  $\frac{1}{10}$  mm = 1
3. Mischmaschine:  
System: Freifallmischer.  
Mischdauer: 60 sec.
4. Probekörper:  
Größe: 20/20/20 cm.  
Alter: 28 Tage.  
Lagerung: in feuchter Luft.
5. Mittelwerte:  
 $m = \frac{\sum A}{n}$  = arithm. Mittel.  
A = beobachteter Wert.  
n = Anzahl der Beobachtungen.  
n = 25 — 40.
6. Raumgewicht:  
— = Raumgewicht, wenn Beton viel gestampft wird; rd. 12,0 mt Arbeitsleistung des Stampfers pro m<sup>3</sup> Beton.  
- - - = Raumgewicht, wenn Beton wenig gestampft wird, rd. 2,0 mt Arbeitsleistung des Stampfers pro m<sup>3</sup> Beton.



Es mag noch interessieren, daß diese Formel nicht empirisch gefunden wurde. Zu ihrer Aufstellung wurde vielmehr die statistische Mathematik in Verbindung mit der modernen Korrelationsrechnung benutzt. Selbstverständlich wurde auch der Streuungsbereich mit in Betracht bezogen. Auch in dieser Hinsicht ist die Art der Ableitung obiger Druckfestigkeitsformel eine Neuheit.

Literaturnachweise:

- 1) Graf, Aus Versuchen mit vibriertem Beton. Beton u. Eisen (1933) Heft 16.
- 2) Bendel, Statistisch-mathematische Auswertung systematischer Betonuntersuchungen. Schweiz. Bauzeitung Bd. 102, Nr. 7.
- 3) Vieser, Die Grundlagen der Betontechnologie. Beton u. Eisen (1933), Heft 17.
- 4) Bendel, Ursache und Größe der Streuungen bei den Betonfestigkeiten. Z. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins (1932), Hefte 35—38.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die zweite Erhöhung der Assuan-Staumauer (Ägypten).

Die 2 km lange Assuan-Staumauer, welche die Grundlage für die gesamte Wasserversorgung Ägyptens bildet, ist in den letzten Jahren ein

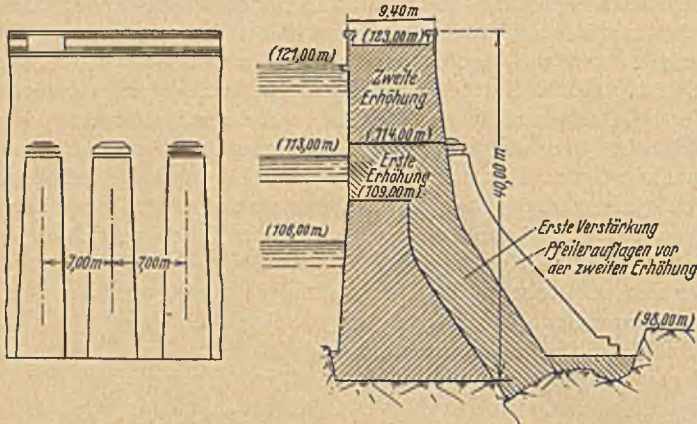


Abb. 1. Zweitmalige Erhöhung der Assuan-Staumauer.

zweites Mal erhöht worden (Abb. 1) und hat damit die Mauerhöhe von rd. 40 m erreicht. Das Stauvolumen, das durch die erste Erhöhung von 1,1 auf 2,4 Milliarden m<sup>3</sup> gebracht wurde, beläuft sich nach der zweiten

werk dar. Jene wurde dadurch erreicht, daß die luftseitige Verstärkung nicht unmittelbar auf die alte Mauer aufgebracht wurde. Man ließ vielmehr zunächst einen Zwischenraum von 10 cm, der mit gewaschenem Split ausgefüllt wurde, und wartete, bis eine Angleichung der Temperaturen in beiden Mauerteilen erfolgt war. Dies war nach etwa zwei Jahren der Fall, und man konnte nun darangehen, die Splitfüllung mit Zementmörtel zu injizieren, und so einen innigen Kontakt zwischen beiden Mauerteilen herstellen. Die eigentliche Erhöhung, d. h. das Aufmauern der Kappe wurde erst vorgenommen, nachdem man sich von der monolithischen Zusammenwirkung hinreichend überzeugt hatte. Die Expertenkommission (Binnie, Cooper und Gruner), die vor der zweiten Erhöhung die Mauer im Auftrage der ägyptischen Regierung untersuchte, stellte eine so vorzügliche Zusammenwirkung fest, daß auf neuerliche Verstärkungen ganz verzichtet werden konnte.

Die Pfeilerauflagen (Abb. 2), die vor der zweiten Erhöhung aufgebracht wurden, tragen in erster Linie schützenden Charakter. Die Expertenkommission stellte an der alten Mauer etwa 200 Querrisse fest, die teils auf Schwinden, teils auf starke Temperaturschwankungen zurückzuführen sind. Durch die Pfeilerauflagen soll die künftig hochbeanspruchte Luftseite der ersten Erhöhung der Einwirkung der Sonnenstrahlen entzogen werden. Um die gegenseitige Bewegungsfreiheit zu sichern, sind die Pfeilerauflagen in der Rundung durch einen 15 cm breiten Spalt von der Mauer getrennt; Länge der ebenen Kontaktfläche ist eine 7 mm starke Platte aus nicht rostendem Stahl zwischengeschaltet. Damit die Pfeilerauflagen bei den zu erwartenden Relativbewegungen keinen Schaden erleiden, ist eine Längsarmierung vorgesehen.

Die neue Kappe wird wie bisher in Bruchsteinmauerwerk (Granit mit Zementmörtel) hergestellt. Es sind jedoch in Abständen von 7 m Fugen angeordnet, um die Bildung neuer Querrisse zu vermeiden.

Abb. 3 gibt einen Überblick über die Baustellenausrüstung. Das Material wurde auf dem Schienenwege herangebracht und durch Drehkrane verteilt. Die Granitverkleidung der Randflächen dient gleichzeitig als Schalung.

Über Planung und Herstellung der zweiten Erhöhung der Assuan-Staumauer ist eingehend berichtet worden in „Eng. News Rec.“ (1931), in „The Engineer“ (1933), vom 2. Juni und „Le Genie Civil“ (1933) (Heft 2 vom 8. Juli).  
T ö l k e.

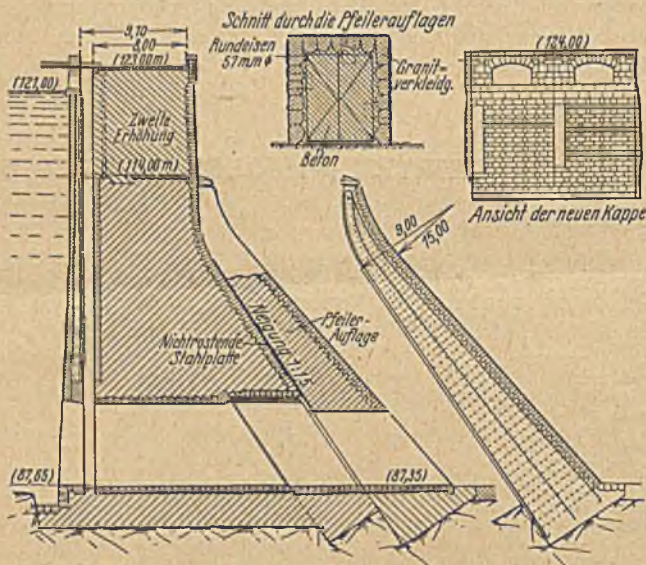


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung der neuen Kappe und der Pfeilerauflagen.

Erhöhung auf über 5 Milliarden m<sup>3</sup> und dürfte damit für Jahrzehnte die Wasserversorgung Ägyptens sicherstellen.

Die erste Erhöhung und Verstärkung wurde von Sir B. Baker durchgeführt und stellt, was die erzielte Monilität anbelangt, ein Meister-

Der Ausbau des Tennessee-Flusses.

Der Tennessee-Fluß ist der bedeutendste Nebenfluß des Ohio, der sich seinerseits bald nach der Vereinigung mit ihm in den Mississippi ergießt. Er ist von der Stelle an, wo er durch die Vereinigung seiner beiden Quellflüsse bei Knoxville gebildet wird, 1050 km lang; sein Niederschlagsgebiet ist 105 000 km<sup>2</sup> groß. Nach einem Fall um rd. 152 m mündet er auf 92 m Seehöhe in den Ohio, den er an Wassermenge häufig übertrifft. Diese schwankt allerdings stark. An einer Stelle in seinem Mittellauf ist z. B. eine Mindestwassermenge von 122 m<sup>3</sup>, eine Höchstmenge von 13 600 m<sup>3</sup> in der Sekunde gemessen worden, und im Jahresdurchschnitt fließen dort 1500 m<sup>3</sup> in der Sekunde ab. Der Fluß gilt auf seiner ganzen Länge als schiffbar, aber der Umfang, in dem er befahren werden kann, hängt sehr von dem jeweiligen Wasserstand ab. Bestehende Pläne fassen die Herstellung einer Fahrwassertiefe von 90 cm oberhalb und von 1,5 m unterhalb Chattanooga bei Niedrigwasser ins Auge. Andere Pläne wollen durch Anlage von 32 Stauwerken bis nach Knoxville eine Wassertiefe von 2,75 m schaffen und auch die beiden Quellflüsse nach oben allmählich bis auf 1,5 m abnehmend vertiefen. Dieser Plan rimmt nur Rücksicht auf die Schifffahrt, während wieder ein anderer, wie es neuzeitlichen Anschauungen entspricht, auch auf die Gewinnung von Kraft, wenigstens in beschränktem Umfang Bedacht nimmt und zu diesem Zweck sieben Wehre mit größerer Stauhöhe und Schachtschleusen bei 2,75 m Fahrwassertiefe bis Knoxville vorsieht.

Im Becken des Tennessee-Flusses bestehen bereits 23 Wasserkraftwerke mit 413 470 Kilowatt Leistung. Neben diesen finden sich Dampfkraftwerke mit 179 880 Kilowatt Leistung. Das bekannteste unter den Wasserkraftwerken ist dasjenige von Muscle Shoals, ein Regierungswerk, das im Kriege zur Gewinnung von Stickstoff angelegt wurde. Es leistet in seinem jetzigen Zustande 184 000 Kilowatt, kann aber auf 444 000 Kilowatt ausgebaut werden. Zu seiner Unterstützung ist ein Dampfkraftwerk für 56 600 Kilowatt vorhanden, das bis auf 83 200 Kilowatt ausbaufähig ist. Neben den bereits bestehenden Werken sind weitere Anlagen zur Gewinnung von zusammen 200 000 Kilowatt geplant oder im Bau.

Der Ausbau des Tennessee-Flusses steht augenblicklich im Vordergrund des Interesses in den Vereinigten Staaten, weil die gesetzgebenden Körperschaften im vergangenen Sommer ein Gesetz angenommen haben, das den Präsidenten ermächtigt, eine Behörde für den Ausbau

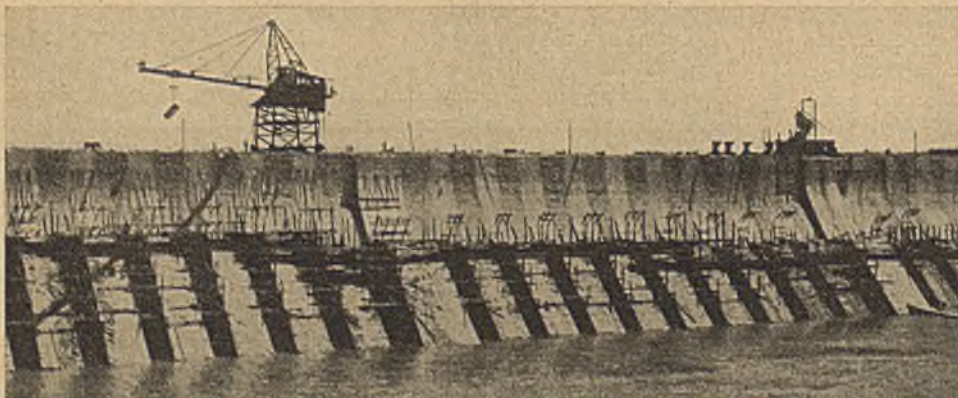


Abb. 3. Blick auf die Assuan-Staumauer während ihrer zweiten Erhöhung.

dieses Flusses einzusetzen, und das im Zusammenhang mit den Bestrebungen zur Ankerbelug der Wirtschaft Bundesmittel zur Ausführung der Arbeiten zur Verfügung stellt. Es kommt dabei nicht allein der Ausbau des Flusses zur Förderung der Schifffahrt und zur Gewinnung von Kraft in Frage, sondern es soll auch die Wiederaufforstung des Niederschlagsgebiets in Angriff genommen. Namentlich die letztgenannte Arbeit spielt in dem Bestreben, Arbeitslose wieder in das Erwerbsleben einzugliedern, eine wichtige Rolle. Ungefähr 300 000 Arbeitslose im Alter von 18 bis 25 Jahren werden auf Grund eines anderen Sondergesetzes bereits im ganzen Lande auf diesem Gebiet beschäftigt.

Das Tennessee-Gesetz hat eine lange Vorgeschichte, in deren Mittelpunkt das Werk Muscle Shoals steht. Im Kriege als Staatsbetrieb zur Erzeugung von Sprengstoffen geschaffen, sollte es nach dem Waffenstillstand auf die Gewinnung von Kunstdünger umgestellt werden, es entstand aber ein heftiger Streit, der vor den gesetzgebenden Körperschaften ausgefochten wurde, über die Frage, ob das Werk im Staatseigentum verbleiben und vom Staate betrieben oder ob es verkauft und sein Betrieb einem Privatunternehmen überlassen werden sollte. Es widerspricht amerikanischer Auffassung, daß die öffentliche Hand auf Erwerb gerichtete Werke betreibt, und die Stickstoffindustrie drang mit ihrem Widerspruch gegen den Staatsbetrieb, der ihr verderblichen Wettbewerb bereiten würde, durch. Sie wies dabei auf eine Bestimmung in der Verfassung hin, nach der die Regierung die Verpflichtung hat, den Unternehmungsgeist der Bevölkerung zu schützen und zu fördern. Dazu kam, daß das eine der beiden Stickstoffwerke bereits veraltet war und das andere, das nur zu Versuchszwecken angelegt war, um dem deutschen Beispiel der Gewinnung von Luftstickstoff zu folgen, überhaupt nur wenig Wert hatte. Von anderer Seite wurde aber auf die Bedeutung des Werks für die Stromlieferung und auf die Möglichkeit hingewiesen, durch den Staatsbetrieb eines solchen Großwerks regelnd auf die Strompreise einzuwirken. Wiederholte Versuche, die Frage auf dem Wege der Gesetzgebung zu regeln, scheiterten; wiederholt wurde ein Gesetz angenommen, aber der Präsident machte von seinem Recht des Einspruchs Gebrauch, und das Gesetz wurde dadurch hinfällig.

Als bald nach seiner Wahl im Jahre 1932, noch bevor er sein Amt im März 1933 antrat, widmete Präsident Roosevelt seine Aufmerksamkeit der Tennessee-Frage. Er erkannte, daß die Lösung sich nicht nur auf die Frage beschränken dürfe, was aus dem Werk Muscle Shoals werden sollte, sondern daß man die Allgemeinheit und damit die gesetzgebenden Körperschaften nur gewinnen könnte, wenn man den Rahmen viel weiter spannte, wenn man also die Frage der Schifffahrt auf dem ganzen Fluß, die Beseitigung der Hochwassergefahr, in Zusammenhang damit die Aufforstung des Niederschlagsgebiets, die Ausnutzung brach liegenden Uferlandes und die Ansiedlung gewerblicher Unternehmen, für die der Fluß die Kraft liefern könnte, mit einbezöge. Zusetzen kam ihm bei Durchführung seiner Pläne die Bewegung zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit. Gewinnend war auch der Gedanke, daß die Vorgänge im Tennessee-Tal ein Vorbild für Unternehmungen den anderen größeren Flußläufen der Vereinigten Staaten bilden könnten.

Die Arbeiten zur Wiederaufforstung der Hänge, von denen dem Tennessee und seinen Nebenflüssen das Wasser zufließt, soll zunächst mit 50 000 bis 70 000 Mann in Angriff genommen werden; man erwartet, diese Zahl noch auf 200 000 erhöhen zu können. Mittlerweile wird die schon genannte Behörde eingehende Vorarbeiten für die Durchführung der sonst für das Tennessee-Tal bestehenden Pläne anstellen und zunächst mit einem Aufwand von 34 Mio. Dollar eine Talsperre im Cove Creek, einem Nebenfluß des Tennessee, in der Nähe von Knoxville bauen, die ausschlaggebenden Einfluß auf die Wasserführung und damit auf die Schifffahrt und die Kraftgewinnung haben soll. Hierfür liegen bereits umfangreiche Unterlagen vor, die z. T. auf Veranlassung der Bundesregierung, aber auch von anderer Seite gesammelt worden sind. Sehr wertvolle Vorarbeiten sind von der technischen Truppe der Vereinigten Staaten, in deren Händen bekanntlich der staatliche Wasserbau liegt, geleistet worden. Sie haben, seit 1922 im Gange, eine Million gekostet. Es sind dabei, z. T. mit Hilfe von Aufnahmen aus dem Flugzeug, die sich auf Flächen von mehr als 40 000 km<sup>2</sup> erstreckten, Pläne von Flächen von zusammen über 15 000 km<sup>2</sup> hergestellt worden. Bis auf 60 m Höhe über dem Wasserspiegel wurden Schichtenlinien in 1,5 m bis 3 m Abstand eingetragen. Dabei werden Nivellementsüge von etwa 3500 km Länge aufgenommen. Die Pläne nehmen 388 Blatt von ungefähr 1,0 × 0,7 m Größe ein.

Die von den Heerestechnikern bearbeiteten Entwürfe umfassen 149 einzelne Wasserkraftwerke, für die

Vorentwürfe aufgestellt und die Kosten schätzungsweise angegeben sind. Von ihnen werden die Staaten Tennessee, Alabama, die beiden Carolina, Georgia, auch Virginia, Kentucky und Mississippi berührt.

Bei dem schon erwähnten Kraftwerk Cove Creek sind zur Zeit die genauen Vorarbeiten im Gange. Die Sperrmauer wird etwa 69 m hoch. Hinter dieser wird sich ein See von 220 km<sup>2</sup> Fläche bilden, der etwa 2,4 Milliarden m<sup>3</sup> Wasser fassen soll. Maschinen für eine Leistung von etwa 200 000 PS sollen hier aufgestellt werden. Die neue Behörde soll diese Anlage auch betreiben und die Kraft an die in Frage kommenden Kreise verteilen. Ein Teil der Einkünfte soll der Bundeskasse, ein Teil den beteiligten Staaten zugute kommen. Auch die Anlage in Muscle Shoals sollen nach ihrem Ausbau von der Behörde betrieben werden, und zwar nicht nur zur Stromgewinnung, sondern auch zur Erzeugung von Düngemitteln.

Wernicke.

### Getreidesilo von 80 000 t Inhalt.

Die Aufbewahrung und Verladung großer Getreidemengen nach neuzeitlichen Gesichtspunkten wurde in Argentinien erst im letzten Jahrzehnt eingerichtet, obwohl dieses Land mit 15 Millionen Tonnen Ausfuhr an zweiter Stelle der Welterzeugung steht. Die zur Zeit größte und leistungsfähigste Anlage dieser Art wurde 1930—1932 in Bahia Blanca für die Buenos Aires Great Southern Railway Co. mit einem Aufwand von rd. 35 Mill. RM erbaut.

Auf der alten Mole des Hafens Ingeniero White von Bahia Blanca befinden sich zwei Silos von zusammen 15 000 t Inhalt, welche vor etwa 30 Jahren errichtet und in die neue Gesamtanlage einbezogen wurden. Diese besteht aus einer Reihe von Entladeschuppen, dem neuen Silo und der neuen Mole, sowie den Förderbrücken für die Schiffsverladung.

Abb. 1 zeigt einen Längsschnitt durch den neuen Silobau. In dem Entladeschuppen befinden sich in sechs Reihen unterhalb der Zuführungsgleise je acht Aufnahmetrichter in Eisenbeton von je 50 t Fassungsvermögen. Die Gleise liegen parallel zur Querrichtung des Silobaus, welches bei rd. 174/140 m Grundfläche aus drei Teilen besteht. Die terrassenförmig bis zu 68,5 m Höhe über Gelände sich erhebende Reineranlage enthält außer den hierfür bestimmten Maschinen in vier oberen Hauptgeschossen eine große Anzahl selbsttätiger Waagen, Aufzüge, Förderbänder usw., darunter 72 zylindrische Zellen von 4,50 m inneren Durchmesser und rd. 18,0 m Höhe. In dem eigentlichen Speicher befinden sich in neun Reihen je 12 zylindrische Zellen von rd. 5,50 l. W. und 27,4 m Höhe. Außerdem werden die zwischen den Zellen liegenden Räume zur Lagerung mit herangezogen. Die Verbindung zwischen Speicher und Reineranlage bildet ein rd. 31 m breiter Zwischenbau mit den zur Verladung der Getreidemengen erforderlichen Einrichtungen. Von diesem führen Förderbrücken zur alten und neuen Mole, woselbst die Verladung gleichzeitig in eine Anzahl Schiffe erfolgen kann. Abb. 2 zeigt (in der Mitte) den neuen Silo und läßt links

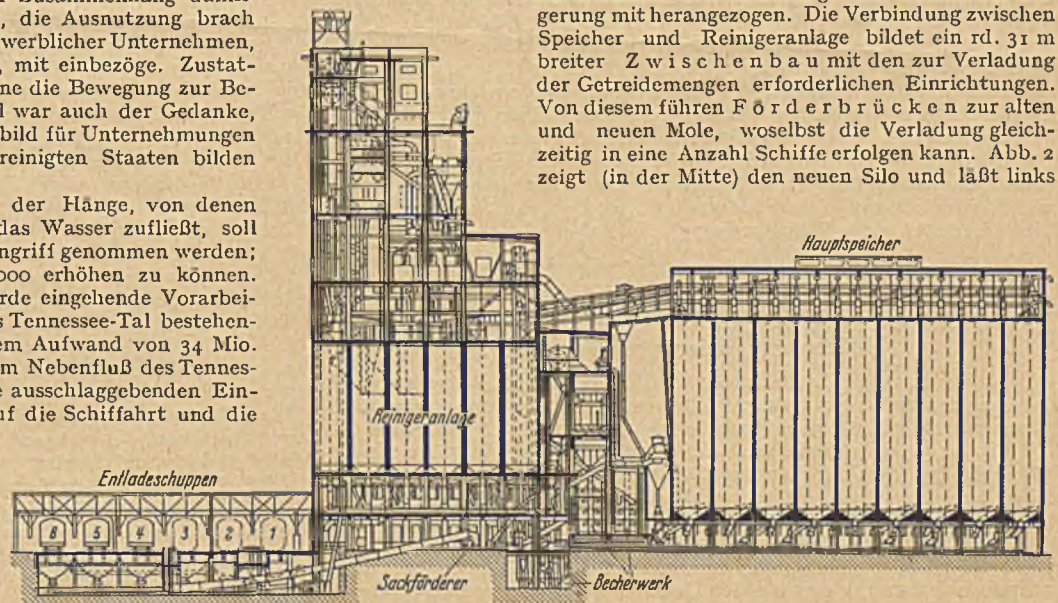


Abb. 1. Längsschnitt.



Abb. 2. Gesamtbild.

die neue Mole mit Förderbrücke, rechts (neben den Schiffen) die beiden alten Silos mit schräger Bandbrücke erkennen.

Die Ausführung der vorerwähnten Baulichkeiten erfolgte fast ausschließlich in Eisenbeton (4400 m<sup>3</sup> mit rd. 1900 t Bewehrung). Die Gründung wurde mit Betonbohrpfählen durchgeführt.

Besonders hervorzuheben ist die außerordentlich schnelle Herstellung der 15 cm starken Silozellen, die nur durch die Verwendung von Gleit-schalung und Ausführung in fünf Bauabschnitten zu je 36 Zellen möglich war. Sie erforderte im Speicher durchschnittlich neun, in der Reinigeranlage sechs Tage, was etwa einer mittleren Leistung von 1,20 m in acht Stunden entspricht; letztere konnte in den Sommermonaten sogar auf etwa 1,50 m gesteigert werden. Die Arbeitsbühnen wurden zuletzt als Schalung der Silo-Abschlußdecken verwendet. Der jeweils freigelegte Beton wurde von Hängegerüsten aus, die mit der Schalung verbunden waren, sofort durch eigene Kolonnen nachgearbeitet.

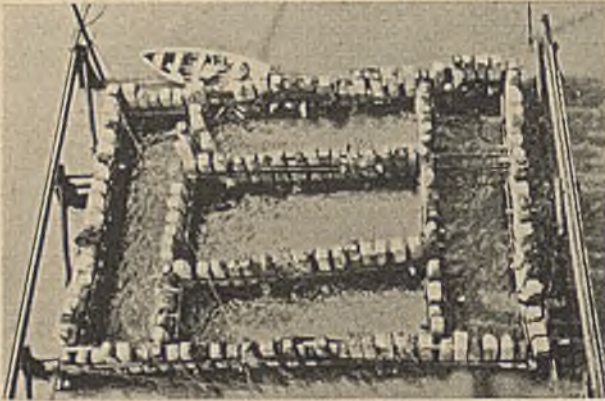


Abb. 3. Pfahlrost eines Pfeilers der neuen Mole.

Ferner ist die aufgelöste Bauweise der neuen, über 300 m langen Mole bemerkenswert. 14 Pfeiler von 10,32/14,00 m Grundfläche sind durch Eisenbetontragwerke von 11,30 bis 13,14 m Stützweite verbunden. Die Pfeiler bestehen aus Eisenbetonpfählen von 33/17 cm Querschnitt und 17,5 m Länge, welche in der aus Abb. 3 ersichtlichen Anordnung gerammt sind, so zwar, daß zwischen den einzelnen Pfählen ein kleiner Zwischenraum besteht. Die hierdurch gebildeten offenen Kästen von rd. 4,0 m Stärke wurden durch Steinschüttung gefüllt und mit einer Eisenbetonplatte abgedeckt. Zwischen diesen Pfeilern spannt sich ein rippenförmiges Tragwerk aus Eisenbeton. Das Schalungsgerüst hierfür wurde unter Ausnutzung der Gezeiten eingeschwommen.

Der durchweg auf elektrische Kraft abgestellte Betrieb ist durch große Geschwindigkeit der Förderbänder und Aufzüge gekennzeichnet, so daß stündlich auf jedem Förderweg rd. 500 t geleistet werden können. (Nach Technique des Travaux [1933], Nr. 10.)

Dr.-Ing. Fritz l'Allemant.

### Schwere Schädigung hölzerner Bauten durch Holzbohrwürmer und Termiten.

Bauwerke aus Holz sind außer den Einflüssen der Witterung noch anderen zerstörenden Angriffen unterworfen, und zwar in einem nicht zu unterschätzenden Grade durch Bohrwürmer und durch Termiten.

Ein im Jahre 1886 in St. Paul, Minn. erstelltes, vierstöckiges Gebäude, das im Jahre 1912 um zwei Stockwerke erhöht worden war, hatte dabei an einer Ecke und an einigen Innensützen Senkungen von 5–8 Zentimeter erfahren. Zunächst führte man dies auf das Austrocknen des tonigen Untergrundes durch den Einbau der Kanalisation zurück; als sich die Setzungen aber später um weitere 8–12 cm an einigen Innensützen fortsetzten, ging man der Ursache dieser Erscheinungen durch eine eingehende Untersuchung nach. Die tragenden, massiven Außenwände waren auf hölzernen Pfählen von 35–40 cm Durchmesser und schätzungsweise 12–15 m Länge und die Innensützen auf Bündeln von je neun solcher Pfähle in einem etwas sumpfigen Tonboden mit stellenweisen Auffüllungen gegründet. Die Pfahlköpfe waren mit einer trockenen, mit einer Mörtelschicht abgeglichenen Steinpackung abgedeckt. Darauf waren die Umfassungswände und die Pfeiler der Innensäulen aufgebaut. Als man die Pfahlköpfe freilegen wollte, stellte sich heraus, daß eine Anzahl Pfähle bis auf eine Tiefe von 1,20–1,50 m völlig verschwunden waren, und in den Hohlräumen waren die Wände bis auf kleinere Abbröckelungen fast unversehrt. Einige Zentimeter tief waren die Wandungen hart und ausgetrocknet, aber weiter in das Erdreich hinein war der Boden wieder so feucht, daß ein Verfaulen der Pfähle ausgeschlossen sein mußte; außerdem hätte dann der verfaulte Pfahl noch vorhanden sein müssen. Da die fünf Jahre vor den letzten Setzungen sehr regenarm waren und der Boden nicht mehr den früheren Feuchtigkeitsgrad hatte, konnten Holzbohrkäfer an die Pfähle gelangen. Aus 1,20 bis 1,50 m Tiefe losgebrochene Pfahlstücke wiesen in dem noch gesund erhaltenen Kiefernholz die Gänge dieser Bohrkäfer auf. Etwa 30–60 cm

unter dem Kopf wurden die Pfähle an ihrer Peripherie angegriffen. Die Käfer legen ihre Eier an solchen Stellen ab, deren Feuchtigkeitsgehalt für ihre Entwicklung günstig ist. Die entstehenden Larven, im üblichen Sprachgebrauch fälschlich „Würmer“ genannt, fressen sich in das Holz hinein, welches ihre Nahrung bildet, und das sie schließlich völlig aufzehren. Von der großen Zahl der holzerstörenden Insekten handelte sich hier um diejenige Art, die mit den Schädlingen der Apfelbaumkulturen als identisch erkannt wurde, nämlich um *Saperda condida* und *Chrysobothrid memorata*.

Die Sicherheit und Lebensdauer von Pfählen unter ähnlichen Untergrundverhältnissen hängt also offenbar ab von dem einwandfreien Schutz der Pfahlköpfe gegen den Angriff dieser zerstörenden Insekten. Dieser kann heutzutage durch das vollständige Einbetonieren der Pfahlköpfe naturgemäß mit größerer Sicherheit erreicht werden, als durch das damalige noch so sorgfältige Abdecken mit Trockenmauerwerk.

Die Wiederherstellung der Gründung geschah in der Weise, daß alle beschädigten Pfähle so tief als nötig ausgebrannt wurden. Durch die Hitze wird der Ton hart und steif, und es läßt sich verhältnismaßig leicht und zuverlässig eisenbewehrter Beton einbringen.

Eine andere, gefährlichere, weil stärker verbreitete Art holzerstörender Insekten in Amerika sind die *Termiten*. Sie sind nicht etwa, wie vielfach geglaubt wird, auf die Tropen beschränkt, sondern finden sich in den letzten Jahren in stets zunehmendem Umfang in fast jedem Staat der Nordamerikanischen Union. In den südöstlichen, mittleren, westlichen, südwestlichen und in den Küstenstaaten am Pazifik ist der von ihnen verursachte Schaden besonders groß. Es hat daher bereits ein intensiver Abwehrkampf gegen diese Plage eingesetzt. Eine eigene Organisation zum Studium des Problems hat mit einem Kostenaufwand von 60 000 Dollars nach einer fünfjährigen Untersuchungsperiode ihre Erfahrungen veröffentlicht, deren wichtigste Tatsachen hier kurz wiedergegeben seien.

Von ihrer ursprünglichen nützlichen Funktion im Haushalt der Natur als „Aufräumungskolonnen“ des Waldes sind die Termiten wegen ihrer weiten Verbreitung heute bereits zu einer Plage geworden, die der Volkswirtschaft einen Schaden zufügt, der zur Zeit einschließlich der erforderlichen Wiederherstellungsarbeiten auf jährlich 40 Millionen Dollars geschätzt wird. Wenn einerseits diesen Verlusten durch eine geeignetere Konstruktion und Schutzmaßnahmen an den Gebäuden vorgebeugt werden kann, so ist es andererseits sehr schwierig, die Termiten wieder loszuwerden, wenn sie einmal ein Gebäude befallen haben.

Die Termiten, niedrige Insekten, Verwandte der Schaben, sind ähnlich den Ameisen in Staaten organisiert und in verschiedene „Kasten“ gegliedert, die sich sowohl in ihrem Körperbau als auch in ihrer Arbeitstätigkeit unterscheiden. Abb. 1 zeigt die verschiedenen Individuen einer Termitenkolonie. Der weißlichen Färbung der Larven und ihrer äußerlichen Ähnlichkeit mit Ameisen verdanken sie die falsche Bezeichnung „weiße Ameisen“. In der Regel entzieht sich ihr Leben und Treiben dem Auge des Menschen, da sie ihre Schlupfwinkel nicht verlassen und man sie nur zu Gesicht bekommt, wenn man sie direkt aus ihrem Bau ausgräbt. Die geflügelten Tiere sind die Männchen und Weibchen, die man nur kurze Zeit im Frühjahr und Herbst schwärmen sieht. Diese elterlichen Termiten gründen dann neue Kolonien. Sie sind selbst nicht schädlich, dagegen ihre Nachkommen, die flügellosen Tiere. Unter diesen unterscheidet man wieder zwei Formen, „Soldaten“ (Tiere mit großem Kopf und starken Kiefern) und „Arbeiter“ (Tiere mit kleinerem Kopf und schwächeren Kiefern).

Nach der Lebensweise der Termiten unterscheidet man zwei Arten: holzbewohnende und erdbewohnende Termiten.

Die erdbewohnenden Termiten zerfallen ebenfalls in mehrere Abarten, von denen die sog. unterirdischen Termiten wegen ihrer Gefährlichkeit am bedeutsamsten sind. Auf den Erdboden aufgesetztes oder in ihm eingebautes Holz bildet ihre Nahrung. Aber gelegentlich befallen sie auch Holz, welches nicht mit dem Boden in Berührung steht, indem sie von ihren unterirdischen Gängen aus einer erdigen Substanz tunnelartige Röhren am Mauerwerk hinaufbauen, bis sie an das Holz gelangen. Auf diese Weise befallen sie die Sparren, Balken, Pfosten u. dgl., welche inwendig vollständig hohlgefressen werden, so daß nur eine äußere Hülle stehen bleibt (Abb. 2). Man entdeckt daher die Insekten meistens erst dann, wenn es bereits zu spät und der Schaden nur unter größten Schwierigkeiten zu beheben ist. Die Termiten können sogar durch das Mauerwerk hindurch in ein Gebäude eindringen und zwar an Stellen, wo schlechter Mörtel verwendet wurde; sie arbeiten sich dann im Innern der Mauern hoch bis zu dem begehrten Holzwerk.

Um den Angriffen der Termiten vorzubeugen, sollte es, wenn irgend



A: Geflügeltes Elterntier (Männchen oder Weibchen); B: Arbeiter; C: Nymphe; D: Soldat.

Abb. 1. Verschiedene Einzeltiere ein und derselben Termitenkolonie.

möglich, vermieden werden, in Fundamenten und Kellern Holz oder holzhaltige Stoffe zu verwenden. Auf alle Fälle muß die direkte Berührung von Holz mit dem Erdboden durch Aufsetzen auf Beton-, Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk in einwandfreiem Mörtel vermieden werden. Weiter empfiehlt sich zwischen Fundamentmauerwerk und Holzkonstruktion eine Schicht von gutem Zementmörtel oder die Einlage eines mauerstark breiten, korrosionsfreien Metallstreifens, um eventuellen Laufröhren der Termiten den Durchgang abzuschneiden.



Abb. 2. Von Termiten völlig ausgehöhlter Holzpfosten.

Weitere Untersuchungen haben zu der Erkenntnis geführt, daß die Termiten in ihrem Darm einzellige Tiere beherbergt, die die Zellulose erst in eine Masse umwandeln, die dann als Nahrung für die Termiten verwertbar wird. Gelingt es also, diese Protozoen im Darm der Termiten auf irgendeine Weise abzutöten, so müssen auch die Termiten selbst zugrundegehen. Die Feststellung der Tatsache, daß verschiedene Holzarten von Natur aus von den Termiten stärker befallen werden als andere, z. B. Zeder, Zypressen und Rotholz, bewies, daß ein direkter Parallelismus zwischen den geringeren Angriffen durch Termiten und dem Gehalt des Holzes an löslichen Auszugstoffen besteht. Auch die stärkere Harzhaltigkeit des Kernholzes einer im übrigen den Termiten zugesag-

den Holzart bewirkt eine geringere Anfälligkeit gegen Termitenangriffe. 12 Gewichtsprozent Gehalt an solchen Auszugstoffen sind für die Protozoen im Termitendarm tödlich und haben das Absterben von 43—86% der Termitenkolonie innerhalb von 60 Tagen zur Folge. Versuche über den Giftigkeitsgrad einiger Holzschutzmittel in verschiedenen Konzentrationen und Mengen ergaben, daß Holz, welches — abgesehen von Kohlentee-Kreosot — mit giftigen Chemikalien behandelt wurde, sich gut gehalten hat. Aber in nur wenigen Fällen erstrecken sich solche Beobachtungen über einen der erwartungsgemäßen Lebensdauer gewöhnlicher Gebäude entsprechenden Zeitraum. Bekannt ist, daß unter Druck mit Kohlentee getränktes Holz genügend lange seinen Zweck erfüllt. Sein penetranter Geruch verbietet indessen seine Anwendung in menschlichen Behausungen.

Im übrigen wird ganz allgemein die Beachtung folgender Maßnahmen gegen Termitenschaden empfohlen:

1. Nicht mit Schutzmitteln behandeltes Holz soll durch konstruktive Maßnahmen von der direkten Berührung mit dem Erdboden ferngehalten werden.
2. Wo der weitestgehende Schutz gegen Termiten gefordert wird, sollte alles Holz in Konstruktionen in, auf und über dem Erdboden mit bewährten Schutzmitteln imprägniert werden.
3. Wo die geforderte Lebensdauer verhältnismäßig kurz oder eine Schutzimprägnierung nicht zweckmäßig ist, wird die Verwendung gesunden, gutausgetrockneten Kernholzes von Baumarten empfohlen, die von Natur aus relativ „termitenfest“ sind.
4. Das Anstreichen, Spritzen oder Eintauchen in giftige oder termitenabweisende Chemikalien bietet einigen Schutz. Sein Stärkegrad und seine Dauer hängen jedoch von der Konzentration, ihrer Erhaltung im Holz, von ihrer Anfangsgiftigkeit und von der Unversehrtheit und Tiefe der imprägnierten Schicht ab. (Nach Eng. News-Rec., Vol. 111,

Hefte Nr. 6 u. 8, unter weiterer Benutzung eines Aufsatzes aus „The Military Engineer“, Vol. XXV, No. 143.)

Dipl.-Ing. E. Ringwald.

### Ein neues Verfahren zur Nachbehandlung von Beton.

Bei der Pflege des Betons nach dem Einbringen bis zum vollständigen Erhärten kommt es bekanntlich darauf an, zu verhindern, daß der Beton vorzeitig austrocknet. Diese Gefahr ist besonders groß bei Betonstraßen wegen der im Verhältnis zum Körpermaß des Betons großen Oberfläche, und wegen der Größe dieser Oberfläche hat es wiederum besondere Schwierigkeiten, das Entweichen des Wassers zu verhüten. Bekannt sind die Verfahren zur Zurückhaltung des Wassers im Beton durch Aufbringung von Sand, Erde, Stroh, Rupfen usw. und Feuchthalten dieser Stoffe, ferner eines Überzugs aus Bitumen, der eine dichte Decke bildet. Ein neuer, in Amerika verwirklichter Gedanke ist es, die Oberfläche des Betons nach dem Einbringen mit reinem Zementbrei zu besprengen. Dadurch soll die Betonplatte der Straße eine dichte Haut erhalten, die den Austritt des Wassers durch Verdunsten verhütet.

Die Straße, auf der das neue Verfahren zunächst versuchsweise angewendet worden ist, hatte die übliche 15 cm starke Betondecke mit verstärkten Kanten und mit einer Längsfuge und Quersfugen in 15 m Abstand. Der Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3,5 bestand aus Quarzsand und Granitklasterschlag. Die Zementpaste wurde unter einem Druck von 3 at aufgesprengt; sie schlug sich als feiner Nebel auf der Betondecke nieder. Die Menge muß sorgfältig geregelt werden. Wird zuviel aufgesprengt, so entsteht eine zu glatte Oberfläche; nimmt man zu wenig, so wird kein genügend dichter Abschluß des Betons erreicht.

Abgesehen von der Versuchsstrecke wurde die Straße nach dem Einbringen des Betons teilweise durch Aufbringen von feuchter Erde, teilweise durch Abdecken mit nassem Rupfen nachbehandelt, der 24 Stunden auf der Straße blieb und auf einem Teil der Straße nach dieser Zeit durch Erde ersetzt wurde. Diese wurde zehn Tage auf der Straße belassen.

Aus den verschiedenen behandelten Straßenteilen wurden nach 28 Tagen Kerne von 15 cm Durchmesser ausgebohrt und an demselben Tage zerdrückt. Der nur mit Rupfen abgedeckte Beton zeigte eine Festigkeit von 190 kg/cm<sup>2</sup>, durch das Abdecken mit Erde war die Festigkeit auf 240 kg/cm<sup>2</sup> erhöht, die des mit Zement besprengten Betons lag mit 210 kg/cm<sup>2</sup> in der Mitte zwischen diesen beiden Werten, das Ergebnis war als durchaus befriedigend anzusehen.

Um den Einfluß der Abdeckung auf den Feuchtigkeitsgrad des Betons und damit ihre Wirksamkeit zu ermitteln, wandte man ein Verfahren an, das wohl ebenfalls als neu bezeichnet werden kann. Man ging von dem Gedanken aus, daß die Leitfähigkeit des Betons mit dem Wassergehalt zu- und beim Austrocknen abnimmt. Es wurden daher in 90 cm Abstand Elektroden auf die Betondecke aufgelegt und der Widerstand zwischen ihnen gemessen. Abgesehen davon, daß das Bild durch einen heftigen Regenguß etwas verwischt wurde, ergab sich bei zehntägiger Dauer der Versuche, daß bei dem mit Rupfen und Erde bedeckten Beton der Widerstand vom zweiten bis zum zehnten Tag nur von etwa 400 auf 700 Ohm stieg; bei dem nur mit Rupfen abgedeckten Beton war schon nach fünf Tagen ein Widerstand von 1400 Ohm erreicht. Bei dem mit Zement besprengten Beton dauerte es neun Tage, ehe der Widerstand ebenfalls auf 1400 Ohm stieg. Aus diesen Zahlen können wohl Schlüsse auf den Feuchtigkeitsgrad gezogen werden, und sie zeigen, daß der mit Zement besprengte Beton auch in bezug auf das Zurückhalten des Anmachwassers, diesen wichtigen Umstand für das Erhärten, sich vorteilhaft verhielt, woraus seine befriedigende Festigkeit sich zwangsläufig ergeben mußte.

W e r n e k k e.

### PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) siehe Heft 3/4 vom 20. Januar 1933, Seite 60.

#### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 50 vom 14. Dezember 1933 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 19 a, Gr. 11. O 20 511. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Schienenbefestigung unter Verwendung von Unterlegplatten; Zus. z. Pat. 582 452. 16. III. 33.
  - Kl. 19 a, Gr. 14. D 63 068. Willi Diehl, Kohlgrub i. Bay. Eiserner Bettungssporn; Zus. z. Anm. D 61 677. 8. III. 32.
  - Kl. 20 i, Gr. 5/01. O 20 589. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Weichenantrieb für Nah- und Fernbedienung mit Winkelantrieb. 28. IV. 33.
  - Kl. 20 i, Gr. 41. S. 99 469. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur wahlweisen Übermittlung einer Anzahl verschiedener Signale, insbes. Eisenbahnsignale. 29. VI. 31.
  - Kl. 20 k, Gr. 9/01. G 84 076. Groß & Froelich, Tempergießerei und Eisenwarenfabrik, Stuttgart-S. Fahrdralthalter. 18. XI. 32.
  - Kl. 37 d, Gr. 40/09. G 84 686. Carl Grab, Ludwigshafen a. Rh. Tragrost für Wandverkleidungen aus Fliesen oder Plättchen; Zus. z. Anm. 37 d, G 230. 30. 2. II. 33.
  - Kl. 37 e, Gr. 9/01. A 62 391. Peters Albers, Aurich, Ostfriesland. Abwälzbare Schalungsform zum Herstellen und Versetzen von Wandteilen. 22. VI. 31.
  - Kl. 38 h, Gr. 2/01. F 71 370. Dr. Richard Falk, Jerusalem und Sonti Kamesam, Debra Dun; Vertr.: Dr. S. Lustig, Pat.-Anw., Breslau. Verfahren zur Schutzbehandlung des Holzes. 6. VII. 31.
  - Kl. 80 b, Gr. 6/04. E 43 544. Ernst Eichert, Weinsberg i. Württbg. und Martin Weger, Schweinfurt a. M. Verfahren zur Herstellung einer Kunststeinmasse, vornehmlich für Fußbodenbelag. 17. XI. 32.
  - Kl. 80 b, Gr. 18/03. V 28 023. Vereinigte Stahlwerke, Akt.-Ges., Düsseldorf. Verfahren zur Herstellung von Isoliersteinen für hohe Temperaturen. 1. IV. 32.

- Kl. 84 a, Gr. 5/02. V 28 759. Hartwig Volbehr, München. Fahrbare Vorrichtung zum Auftragen eines bituminösen Belages, insbes. auf Kanalböschungen. 27. III. 31.
- Kl. 84 c, Gr. 1. St 50 542. Johann Keller, G. m. b. H., Frankfurt a. M. Verfahren zum Einbringen oder Einpressen von Flüssigkeiten in lose Massen, Bodenschüttungen usw. 16. II. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. R 60 30. Alexander George Rotinoff, London; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler, E. Maemecke, Dipl.-Ing. B. Wehr, Dr. W. Kühl, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Vorrichtung zum Einrammen von Mänteln für Ortpfähle. 25. VI. 30. Großbritannien 29. VI. 29.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 51 vom 21. Dezember 1933 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 b, Gr. 21/01. Sch 95 539. Dipl.-Ing. Franz Schulte-Lippern, Wanne-Eickel. Ausbläser zum Reinigen von Bohrlöchern. 1. X. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 15. C 98 30. Clegg Lock Washer Corporation, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelman, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schraubensicherung für den Eisenbahnoberbau. 2. IV. 30.
- Kl. 19 c, Gr. 5/01. I 44 194. Otto Ippen u. Josef Rehak, Prag; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anw., Berlin SW 61. In einem Betonkörper verankerte Straßenbelagplatte aus Gußeisen. 12. IV. 32. Tschechoslowakische Republik 28. IV. 31.
- Kl. 19 d, Gr. 3. J 44 485. Arno Jüngling, Frankfurt a. d. O. und Ludwig Frentz, Berlin-Wilmersdorf. Brückenrollenlager mit geneigten Walzflächen. 24. V. 32.
- Kl. 20 h, Gr. 1. S 100 297. Sperry Products, Inc., New York; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Fahrbare Vorrichtung zum Aufsuchen von Fehlern in einem länglichen elektrischen Leiter, insbes. in verlegten Eisenbahnschienen; Zus. z. Pat. 584 529. 6. VIII. 31. V. St. Amerika 15. VIII. 30.
- Kl. 20 h, Gr. 10. D 63 743. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Berlin. Ortsfeste Vorrichtung zum selbsttätigen Schmierem der inneren Schienenkopfsseitenflächen von Eisenbahnschienen. 22. VI. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 35 036. Naamlooze Vennootschap Machinerieen-en Apparaten-Fabrieken, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Signalanlage für Schienenübergänge. 20. III. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 35 270. Naamlooze Vennootschap Machinerieen-en Apparaten-Fabrieken, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schaltungsanordnung für Signale an Wegübergängen. 23. V. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 39. P 63 788. Pedro Decio Pizzi, Barcelona; Vertr. Dr. M. Herzfeld, Pat.-Anw., Düsseldorf. Einrichtung zur Verhinderung von Unfällen an Wegkreuzungen in Schienenhöhe. 25. VIII. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 1/14. St 50 343. „Straba“ Straßenbaubedarfs-Akt.-Ges., Zürich; Vertr.: H. Dummer u. Dipl.-Ing. R. Ifferte, Pat.-Anwälte, Dresden-A. Verfahren zur Herstellung von pulverförmigen, bituminöse Bestandteile enthaltenden hydraulischen Bindemitteln. 5. I. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. A 68 070. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig. Schaufelradbagger. 22. XII. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 76 556. Lübecker Maschinenbau-Ges., Lübeck. Vorrichtung zum Führen eines schräg zur Uferkante eingestellten Schwimmbaggers. 28. X. 29.
- Kl. 84 d, Gr. 3. D 60 820. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Baggersteuerung mit mehreren Hebeln. 4. IV. 31.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. K 123 667. Dr.-Ing. Franz Krczil, Aussig; Vertr.: Clara Krebs, Frankfurt a. M., Schleidenstr. 14. Verfahren zur Reinigung, Klärung, Filtration, Entchlorung usw. von Wasser aller Art. 5. I. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 1. M 21. 30. Metallgesellschaft Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zur Beseitigung und Vernichtung von in wäßrigen Flüssigkeiten, insbes. Abwässern, enthaltenen Verunreinigungen. 3. XI. 30.
- Kl. 85 d, Gr. 5. G 81 876. Erich Gerlach, Lüchow i. Hann. Vorrichtung zum Anschließen von Schlauchleitungen an Brunnenrohre. 9. II. 32.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 28. Dezember 1933 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 4 c, Gr. 35. B 159 257. Bamag-Meguain Akt.-Ges., Berlin. Abschlußscheibe für Gasbehälter. 21. I. 33.
- Kl. 5 a, Gr. 7. S 106 580. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Vorschubregelung für Erdbohranlagen. 7. X. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. Sch 127 30. Emmy Schütz, geb. Hieber, u. Elisabeth Schütz, Kapellen, Erft. Verfahren zur Herstellung von gebogenen Kappen mit Sehne für den Streckenausbau. 26. IX. 30.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 40 155. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, und Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., G. m. b. H., Bochum. Grubenausbau mittels Doppel-T-Eisen-, Breitflansch- oder ähnl. Profilen. 1. II. 32.
- Kl. 20 h, Gr. 5. G 84 837. J. Gast Kom.-Ges., Berlin-Lichtenberg. Verschleißbarer Radvorleger für Schienenfahrzeuge; Zus. z. Pat. 467 796. 17. II. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 41. L 83 164. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Schaltungsanordnung zur drahtlosen Übermittlung von Zeichen und Gesprächen, insbes. für Rangierbetrieb. 16. II. 33.
- Kl. 37 d, Gr. 7/01. M 116 336. Josef Merckens, Düren i. Rhld. Estrichboden. 24. VII. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 1/05. W 89 063. Dr. Julius Michael Curschellas, Ilan, Graubünden; Vertr.: Dr. F. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Verfahren zur Verbesserung der Eigenschaften hydraulischer Bindemittel. 23. V. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 15. W 88 683. John Nicolas Whyte, London; Vertr.: Dr. C. Wiegand, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Absetzen von Massengut zu einem Haufen. 5. IV. 32. Großbritannien 30. VII. 31.
- Kl. 81 e, Gr. 76. T 41 482. Torkret Gesellschaft m. b. H., Berlin. Verfahren zur Reinigung von Betonförderrohrleitungen. 12. X. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. A 66 237. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig. Schaufelradbagger. 11. VI. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. B 159 129. Carl Böse, Großenhain i. Sa. Baggerschale. 12. I. 33.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 1 vom 4. Januar 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. M 124 157. F. W. Moll Söhne Maschinenfabrik, Witten-Ruhr. Schalenartige Bewehrung von eisernen Ausbauteilen. 17. VI. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 9/20. V 28 393. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Nachgiebiges Verbindungsstück für den Grubenausbau. 2. VII. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. H 127 714. Hinselmann & Co. G. m. b. H., Essen-Kupferdreh. Grubenstempel mit Stempelfuß bzw. -kopf. 8. VII. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 19. N 34 393. Karl Nast, Stuttgart. Ausziehstoß mit selbsttätigem Lückenverschluß durch Einsatzstücke; Zus. z. Pat. 568 342. 2. XI. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 24. St 48 104. Michael Stürmer, Halle a. d. S. Schienenbefestigung für Baggergleise. 12. VIII. 31.
- Kl. 20 i, Gr. 11/02. L 82 761. Robert Lazare Levi, Paris; Vertr.: Dr. H. Barschall, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zur selbsttätigen Weichensteuerung für Ablaufanlagen. 24. XII. 32. Frankreich 26. XII. 31 u. 23. V. 32.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. Sch 95 891. Otto Schneider, Reichenbach i. Vogtl. Tragende Hohlbauplatte aus Holz. 5. XI. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 8/14. H 129 860. Ulrich Hahn, Berlin-Wilmersdorf. Wärmebeständiger und chemisch widerstandsfähiger Mörtel. 12. XII. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 10/04. N 34 689. Emil Neupert, Hamburg. Verfahren zur Herstellung von Zellensteinen; Zus. z. Anm. N 34 643. 30. XII. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 6/01. D 63 821. Dingersche Maschinenfabrik Akt.-Ges., Zweibrücken i. d. Rheinpf. Rechenreiniger mit einer auf seitlichen Laufwagen schwenkbar gelagerten Reinigungsharke. 4. VII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 3. C 46 710. Cie. Intle des Pieux Armés Frankignoul, Sté. Ame., Lüttich, u. Leon de la Vallée Poussin, Ans, Belgien; Vertr.: R. Brede u. Dipl.-Ing. L. Hammersen, Pat.-Anwälte, Köln. Druckregler für unter Druckluft auszuführende Arbeiten. 26. VII. 32.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. B 124 113. Christian Bücher, Wiesbaden. Vorrichtung zur kontinuierlichen Herstellung einer stets gleichmäßigen, insbes. zur Behandlung von Wasser und Trinkwasser geeigneten Kalkhydratlösung. 12. II. 26.



BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kelen, N.: Versuche zur Bestimmung des tangentialen Sohlenwiderstandes von Gewichtsmauern. Selbstverlag des Verfassers. Berlin 1933. 24 × 16 cm. 42 Seiten mit 15 Tabellen und 42 Abb. Preis brosch. RM 4.—.

Der Verfasser beschreibt Versuche an Stein-Betonprüfkörpern von 15,30 cm<sup>2</sup> Querschnitt und 2,30 cm Höhe, durch welche der Scherwiderstand längs der Kontaktfläche unter gleichzeitiger lotrechter Belastung festgestellt werden sollte; die letztere war teils rechteckig, teils dreieckig verteilt. Die Kontaktfläche wurde gestockt, verzahnt und glatt gehalten, und das Steinmaterial bestand aus feinkörnigem Buntsandstein, mittelkörnigem Granit und Kalkstein. Nach dem Abscheren der Kontaktfläche wurden noch Reibungsversuche angeschlossen. Im einzelnen sollten folgende Einflüsse auf den Scherwiderstand geklärt werden: Größe der Normalkraft, Verteilung der Bodenpressung, Mörtelzwischenlage, Flächengröße, Felsqualität, Oberflächenrauigkeit, Betonalter, Zementgehalt, Wassergehalt, Zementqualität, Betonbearbeitung und Sohlenwasserdruck.

Das wichtigste Ergebnis der Versuche besteht in der linearen Beziehung, die zwischen Scherwiderstand und Vertikalspannung gefunden wurde, und bei welcher der Nullwert der Haftfestigkeit und die Steigung beim Reibungsbeiwert entsprechen. Außerdem ist noch der große Abfall des Scherwiderstandes bemerkenswert, der unter der Wirkung des Sohlenwasserdruckes festgestellt wurde. Den für Gewichtsmauern gezogenen Schlußfolgerungen wird man nicht immer beipflichten können. Der Rauigkeit und Ungleichmäßigkeit einer ausgedehnten Felsfläche wird man niemals an kleinen Prüfkörpern Rechnung tragen können; ebensowenig läßt sich ein Stauwasserbeton von 100—150 mm Maximal Korn mit einem Feinbeton von 25 mm direkt vergleichen. Was ferner die „Berechnung“ des Sicherheitsgrades betrifft, so sei darauf hingewiesen, daß bei Berücksichtigung der Schwindspannungen und der Baugrundelastizität derartige Abweichungen von der Trapezregel zu erwarten sind, daß nur eine Abschätzung des Durchschnittswertes Sinn hat. Wie dem nun auch sei, der Verfasser hat sich durch seine vorzüglich aufgetauten Versuche ein großes Verdienst um die Klärung der Frage des Scherwiderstandes erworben, und es wäre nur zu wünschen, daß das Buch in Fachkreisen die ihm gebührende Beachtung fände.

F. Tölke.

Neger, Richard: Die Entwicklung des Bühnenbaues in den deutschen Stromgebieten. Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung. Heft 6. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1932. Preis geh. RM 4,20.

Obwohl Bühnen schon um 1500 an der Elbe und als Deichschutz um 1700 an der Warthe zur Anwendung kamen, hat erst das vergangene Jahrhundert den Bühnenbau als wirkungsvolles Mittel zur Umgestaltung des Flusses im Interesse der Landwirtschaft durch Schaffung besserer Vorflutverhältnisse, oder durch Gewinnung von Kulturland oder der Schifffahrt: durch Schaffung größerer Fahrtiefen und schließlich zum Schutze des Ufers und der Deiche zu seinem heutigen Stande entwickelt.

Die Verschiedenartigkeit der Bauweisen, die in den zahlreichen ausgezeichneten Abbildungen dargestellt werden, ist zweifellos, wie der Verfasser erwähnt, auf die durch die geologischen und Gefällsverhältnisse sowie durch die für die Herstellung der Bühnen zur Verfügung stehenden Baumaterialien in den verschiedenen Flußgebieten bedingt. Jedenfalls hat aber auch der Mangel an einem Austausch der Erfahrungen zu der Mannigfaltigkeit der Bühnenformen beigetragen. Der Verfasser hat sich daher einer dankbar zu begrüßenden Aufgabe unterzogen, als er es unternahm, die an den deutschen Flußläufen von der Memel bis zum Rhein gesammelten Erfahrungen im Bühnenbau zusammenzustellen. Aus dieser Arbeit erkennt man, daß es nicht immer leicht ist, das durch den Bühnenbau angestrebte Ziel mit der aus wirtschaftlichen Gründen notwendigen Herabsetzung der Unterhaltungskosten zu vereinen.

Dem Bestreben, jede Weitläufigkeit zu vermeiden, sind gewisse unbedeutende Unklarheiten zuzuschreiben. So wird im Abschnitt V unter A. 2 gesagt, daß Gehängebauten im allgemeinen heute nicht mehr ausgeführt werden, während einige Zeilen weiter erwähnt wird, daß Wolfische Gehänge an der Aller und in Süddeutschland erfolgreich angewandt worden sind.

Es wäre auch zweckmäßig gewesen, darauf hinzuweisen, daß Bühnen im Ebbe- und Flutgebiet nicht anwendbar sind als allgemeines Hilfsmittel zur Umgestaltung des Stromlaufs. In diesem Falle, wo es darauf ankommt, die Flutwelle möglichst ungehindert bis zur Flutgrenze sich fortpflanzen zu lassen, bedeuten die Bühnen mit ihren „Bremskammern“ (S. 28) Hindernisse, die, durch ihre Summe, schließlich die Fortpflanzung der Flutwelle ungünstig beeinflussen.

Trotz dieser kleinen Mängel, die den Wert der Arbeit in keiner Weise herabzusetzen vermögen, bedeutet Negers „Entwicklung des Bühnenbaues“ eine wertvolle Bereicherung unserer Literatur.

G. de Thierry.

Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands. Herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivellements. Abflubjahr 1929 und 1930. Verlag Ernst Siegfried Mittler u. Sohn. Berlin 1933. Preis für jeden Band RM 24,—.

Ausstattung und Stoffeinteilung dieser beiden Jahrgänge sind die gleichen wie der in Heft 17/18 des Jahrganges 1933 dieser Zeitschrift S. 254/255 besprochenen Jahrbücher 1926, 1927 und 1928. Im Jahrbuch 1930 ist — vielfachen Wünschen entsprechend — ein alphabetisches Gesamtverzeichnis der Pegel aufgenommen, von denen Wasserstandsbeobachtungen in den Jahrbüchern 1901—1930 veröffentlicht wurden. Da es bei dem durch die nationale Revolution vollzogenen Systemwechsel nicht zweifelhaft sein kann, daß unsere verantwortlichen Stellen die große Bedeutung gewässerkundlicher Statistik für die Volkswirtschaft und die allgemeine Wohlfahrt voll erkennen, so wäre ein alsbaldiger Ausbau der hydrographischen Beobachtungen auf breiterer und für das ganze Reich einheitlicher Grundlage dringend erwünscht. Die großzügige und vorbildlich arbeitende Organisation der preußischen Hydrologie könnte hierdurch der wirtschaftenden Praxis und dem Ansehen deutschen Forschungsgeistes weitere wertvolle Dienste erweisen.

Dr.-Ing. Marquardt.

Iguchi, S.: Eine Lösung für die Berechnung der biegsamen rechteckigen Platten. 8°. IV, 56 Seiten mit 13 Textabb. und 3 Tafeln. Verlag von Julius Springer, Berlin 1933. Preis geh. RM 5,—.

Die Schrift geht von der Huberschen Differentialgleichung für die Biegung der orthogonal anisotropen Platte (mit verschiedenen großen Steifigkeiten in senkrechten Richtungen) aus und will eine möglichst allgemein gültige Lösung für die Berechnung von Rechteckplatten geben. Die Gleichung für die Durchbiegung ist bei beliebiger Verteilung der Querverlastung und für neun verschiedene Arten der Randauflagerung brauchbar, wobei jedoch die Durchbiegungen mindestens auf zwei gegenüberliegenden Seiten verschwinden müssen. I. verwendet eine unendliche Doppelreihe, deren jedes Glied aus dem Produkt zweier Funktionen von  $x$  bzw.  $y$  besteht, die durch die Summe eines kubischen algebraischen Ausdruckes und einer Kreisfunktion dargestellt werden. Die Koeffizienten dieser Funktionen lassen sich bei gegebenen Randbedingungen leicht berechnen, so daß man jeweils eine allgemeine Lösung erhält, die auf alle möglichen Belastungsfälle angewendet werden kann.

Für den praktischen Gebrauch formt I. die Doppelreihe in eine schneller konvergierende einfache Reihe um. Aus der Bedingung, daß die Reihe der Differentialgleichung genügen muß, ergeben sich die Bestimmungsgleichungen für die von der Belastung abhängigen Koeffizienten. Die unübersichtliche Rechnung mit den Doppelreihen wird dabei durch eine Formelsammlung erleichtert.

Die Anwendungen beziehen sich auf eine Reihe von bisher noch nicht untersuchten Fällen. 1. Die allseitig freiaufliegende anisotrope Platte mit hydrostatischer Belastung, woraus sich im Grenzfall der gleichmäßigen Last und für Isotropie die bekannten Gleichungen ergeben, ferner die teilweise belastete Platte mit den Grenzfällen der Strecken- und Punktlast. 2. Platten mit drei freiaufliegenden Seiten, während die vierte ganz frei ist. 3. An allen Seiten starr eingespannte Platten mit gleichmäßiger und hydrostatischer Belastung. Das Verfahren läßt sich auch auf die sog. elastisch gestützte Platte (bei Proportionalität zwischen Senkung und Pressung) anwenden.

Bemerkenswert ist das zur Bestimmung der Koeffizienten eingeschlagene Verfahren. Die Bestimmungsgleichungen für die Reihen-koeffizienten sind der Fredholm'schen Integralgleichung analog, was von I. benutzt wird, um das Lösungsverfahren hierfür auf den vorliegenden Fall zu übertragen. Es ist so möglich, die gesuchten Koeffizienten durch eine unendliche Reihe von bekannten Funktionen darzustellen.

Die Zahlenbeispiele erweisen die Leistungsfähigkeit der Methode. Zum Schluß wird noch der Einfluß der Torsionssteifigkeit auf Durchbiegungen und Biegemomente untersucht und die Anwendung auf die Nachrechnung von Versuchen an kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten angedeutet.

Die Durchsicht der Arbeit, deren Inhalt nach obigem durch den Titel allerdings nicht glücklich bezeichnet ist, sei wegen der vielseitigen Verwendbarkeit der neuen Lösung allen an der Plattentheorie interessierten Fachgenossen empfohlen. Beim Lesen des Buches stört, daß I. für die Kreisfunktionen Sin und Cos schreibt, statt wie üblich, sin und cos, ferner auf den Seiten 6—16 der etwa 25mal wiederkehrende Druckfehler  $(-)^m$  statt  $(-1)^m$ .

Ferd. Schleicher.

Szegö, Stephan: Praktische Baustatik. 4°. 245 Seiten mit 275 Abb. und 12 Tab. im Text. Im Selbstverlag des Verfassers, Berlin 1933. Preis brosch. RM 18,—.

Zweck dieses Buches ist, den gegenwärtigen Stand und — soweit dies möglich — auch die zukünftige Entwicklung des konstruktiven Bauwesens an Hand von neuzeitlichen Ausführungs- und Entwurfsbeispielen, statischen Untersuchungen, Versuchsergebnissen und praktischen Erfahrungen so zu beschreiben, daß dem Leser ein Überblick des gesamten Gebietes der ingenieurmäßigen Baukonstruktionen ermöglicht wird.

Das Buch enthält zwei Hauptabschnitte: Statische Grundlagen und Bauliche Durchbildung, die sich wiederum in folgende Kapitel zergliedern: Flächentragwerke (Balkenroste), Raumtragwerke, Elastizitätsgleichungen und Einflußlinien, bzw. Der Stahlbau, Der Eisenbetonbau und Der Holzbau.

Das Buch ist nicht, wie aus dem Titel zunächst geschlossen werden

könnte, ein Lehrbuch der betreffenden Fachgebiete. Wie schon aus der Unterteilung des ersten Hauptabschnittes — Statische Grundlagen — hervorgeht, wird dort nur eine Übersicht über ein Teilgebiet der Statik, das in dem letzten Jahrzehnt mit in den Vordergrund getreten ist, gegeben. Ähnlich verhält es sich mit dem zweiten Hauptabschnitt. Auch hier wird der Stoff nicht wie in einem Lehrbuch der betreffenden Fachgebiete behandelt, sondern der Verfasser bespricht in dem gestellten Rahmen die statischen und konstruktiven Fragen der Entwurfsgestaltung, der Bemessung und der Wirtschaftlichkeit. In diesen Rahmen hat er auch z. T. noch unveröffentlichte Forschungsarbeiten hereingearbeitet. Das Buch vermag dem Leser manche wertvolle Anregung zu vermitteln. Leider lassen die Abbildungen und die Ausstattung vieles zu wünschen übrig.

Dr. R o h d e.

Boerner, Fr.: Statische Tabellen. Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung von Berechnungen für Baukonstruktionen. 10. nach den neuesten Bestimmungen bearbeitete Auflage, 1. Lieferung (Bogen 1—17). 15 × 21,1 cm. VIII/272 S. mit zahlreichen Abb. und Tabellen. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1933. Preis geb. RM. 5,—

In wesentlich erweitertem Umfange erscheint die 1. Lieferung der 10. Auflage der in der Praxis verbreiteten „statischen Tabellen“. Der Verfasser begründet die Erweiterung des Umfanges mit der notwendig gewordenen Neubearbeitung des ganzen Stoffes. Eine größere Reihe von neuen amtlichen Vorschriften, wie die über die geschweißten Stahlbauten, über die Berechnung von hohen Schornsteinen, über die Verwendung von Holz im Hochbau, wurden dabei berücksichtigt. Um den Tabellen noch mehr den Charakter eines für den Hochbau bestimmten Hilfsbuches zu geben, wurden die Brückenvorschriften weggelassen.

Die 2. Lieferung soll bald erscheinen.

Die neue Ausgabe der Boerner'schen Tabellen dürfte auch in Zukunft als Nachschlagbuch dieselbe Verbreitung finden wie bisher.

E. P.

Beyer, K.: Die Statik im Eisenbetonbau. Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik. 2. vollst. neubearb. Auflage, Bd. I. 16,5 × 25 cm. VIII/389 S. mit 572 Abb. im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. Verlag Julius Springer, Berlin 1933. Preis geb. RM 32,50.

Das Werk ist 1927 in erster Auflage als der zweite Band des von dem Deutschen Betonverein herausgegebenen, jedem Eisenbeton-Konstrukteur bestens bekannten „Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung“ erschienen. Durch verschiedene Ergänzungen und neue, verbesserte Fassung ist der Umfang des Buches so angewachsen, daß es geboten erschien, es in der zweiten Auflage in zwei Bänden als selbständiges Werk herauszubringen.

Der erste dieser Bände liegt jetzt vor uns, er umfaßt die gesamte Lehre der Statik der statisch bestimmten und unbestimmten Tragwerke. In dem zweiten, noch in Vorbereitung befindlichen Bande sollen einzelne besonders wichtige Tragwerksformen eingehend untersucht und Berechnungsverfahren angegeben werden. In diesem Bande wird auch die Theorie der Flächentragwerke, also der Scheiben, Platten und Schalen, Platz finden.

Seiner ursprünglichen Zweckbestimmung entsprechend, die dahin gehend, eine Anleitung für den Entwurf und die Berechnung von Eisenbetonbauten zu geben, bringt das Buch auch in der neuen Auflage als Beispiele zur Erläuterung der vorgetragenen allgemeinen Theorie hauptsächlich Tragwerke, die für den Eisenbetonbau von besonderer Bedeutung sind. Die Behandlung des Stoffes ist aber durchweg so allgemein und erschöpfend erfolgt, daß auch der Stahl- oder Holzkonstrukteur alles für ihn Erforderliche aus der „Statik im Eisenbetonbau“ wird entnehmen können.

Das Werk ist als Lehr- und Handbuch für Leser geschrieben, die schon die elementare Baustatik beherrschen, und bietet für diese eine reiche Quelle von Anregungen und Hilfen. Beyer bevorzugt, der allgemein jetzt geltenden Auffassung entsprechend, analytische Verfahren.

Hochgradig statisch unbestimmte Systeme spielen gerade im Eisenbetonbau eine große Rolle. Den verschiedenen Verfahren für eine praktisch brauchbare Auflösung der sich dabei ergebenden umfangreichen Gleichungssysteme sind deshalb ausführliche Darlegungen gewidmet. Durch weitgehend durchgeführte Zahlenbeispiele ist dieses schwierige Wissensgebiet dem Verständnis nahe gebracht worden. Die auch sonst beigegebenen Zahlenbeispiele werden dem Leser zur Erleichterung und Vertiefung des Verständnisses erwünscht sein. Für häufig wiederkehrende Integral- und andere Hilfswerte werden wertvolle Formel- und Zahlentafeln gebracht.

Der Verlag Julius Springer hat das Buch mustergültig ausgestattet und die klaren und treffenden Abbildungen gut in den übersichtlich gesetzten Text eingerückt. Vielleicht darf ich für den zweiten Band und für die dritte Auflage anregen, daß neben die Seitentitel die Abschnittsnummer gesetzt wird, weil auf die Abschnitte wiederholt im Text Bezug genommen ist, und sie sich jetzt nur mit gewissen Schwierigkeiten auffinden lassen.

Das Werk kann den Studierenden zur Vertiefung ihrer Kenntnisse und dem in der Praxis tätigen und mit schwierigen Systemen beschäftigten Ingenieur bestens empfohlen werden.

Prof. Dr. G a e d e.

Bartel, K.: Kotierte Projektionen. Deutsch herausgegeben von W. Haack. 17,5 × 24 cm. VI u. 79 Seiten mit 71 Figuren. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig u. Berlin 1933. Preis geb. RM 4,60.

Das 1931 in zweiter, neu bearbeiteter Auflage erschienene polnische Werk ist nunmehr in deutscher Sprache herausgegeben. Sein erstes Kapitel enthält die Grundaufgaben über Punkt, Gerade und Ebene, das zweite handelt von Raumkurven, Kegeln, Kegelschnitten, abwickelbaren und windschiefen Regelflächen. Beide Kapitel sind naturgemäß theoretisch gehalten. Da der Verfasser sich meist mit einer Beschreibung des anschaulich unmittelbar Gegebenen begnügt und solche Beweise, die, exakt ausgeführt, geometrische oder mathematische Anstrengungen erfordern, vermeidet, so ist das Buch leicht lesbar.

Das dritte Kapitel bringt eine Anzahl Aufgaben, die dem Gebiete des Wegebauens entnommen sind. Diese Aufgaben, sowie der Inhalt des vierten Kapitels über topographische Flächen, ihre ausgezeichneten Punkte und Kurven, Böschungslinien und geodätische Linien dürften auch für den Unterricht in der darstellenden Geometrie mancherlei Anregung bieten. — Hervorzuheben ist schließlich die schöne zeichnerische und drucktechnische Ausstattung des Buches.

H a e n z e l.

Siedler, J.: Beton und Mörtel. (Bauforschungen, Bd. 1.) 4<sup>o</sup>. Umfang 109 S. mit zahlr. Abbildungen. Verlagsgesellschaft R. Müller m. b. H. Eberswalde—Berlin—Leipzig 1933. Preis kart. RM 4,60.

Der Herausgeber beabsichtigt mit der Veröffentlichung der Bauforschungen den technisch einwandfreien Einsatz von Baustoffen und Bauweisen für wirtschaftliches Bauen zu unterstützen und weist auf die Unkenntnis hin, die auf diesem Gebiete bei verantwortlichen Architekten herrschte. Es ist daher zu begrüßen, daß mit Hilfe der Stiftung zur Förderung von Bauforschungen im Reichsarbeitsministerium Untersuchungen ausgeführt wurden, die z. T. in dem vorliegenden Heft veröffentlicht sind.

Eine Arbeit über Leichtbeton von Stadtbaurat Dr.-Ing. Wolfgang Triebel ist das Ergebnis einer größeren Versuchsreihe. Die zweite Arbeit von Dr.-Ing. Helmut Spruck aus dem Laboratorium von Prof. Dr. Dieckmann an der Technischen Hochschule in Braunschweig befaßt sich mit Außenputzmörtel. Die dritte Arbeit über Wärmeausdehnungskoeffizienten von Baustoffen insbesondere von Mörteln wurde von Dr.-Ing. Fritz Wolters in dem gleichen Laboratorium wie die zweite Arbeit ausgeführt.

Der Schluß jeder Arbeit enthält eine kurze Zusammenfassung der Ergebnisse. Zahlreiche Abbildungen, Tabellen und zeichnerische Darstellungen enthalten eine Fülle von wertvollem Material, das der Bauwissenschaft und der Baupraxis wertvolle Dienste leisten kann.

E. P.

Bonwetsch, A.: Antriebsverhältnisse und Kräfte-spiel an Backen-Steinbrechern, insbesondere an Großbrechern. (Mitteilungen des Forschungsinstitutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb, Heft 5. Herausgeber Prof. Dr. G. Garbotz, Technische Hochschule Berlin.) DIN A 4. IV/41 Seiten mit 8 Abb. im Text und 101 Anlagen auf 22 Tafeln. In Kommission beim VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1933. Preis brosch. RM 10,75.

Nach einleitenden Betrachtungen über die konstruktive Durchbildung der Backenbrecher zieht der Verfasser die Katalogangaben der Brecher bauenden deutschen Maschinenfabriken heran und stellt sie für mehr als 200 Ausführungen tabellarisch zusammen. Er macht einen Vorschlag über die Normierung, wobei er die Zahl der Typen auf 21 beschränkt. Sodann wird über eine große Zahl von Versuchen an großen Brechern im Betriebe und weiterhin auch über Untersuchungen auf den Prüffeldern der Maschinenfabriken berichtet. Den Anlaufverhältnissen, die ja gerade bei den Großbrechern besonders schwierig sind, ist ein breiter Raum eingeräumt und anschließend wird der Energieverbrauch behandelt und eine interessante Überlegung über die Wahl und Ausbildung des Antriebes angestellt. Im Zusammenhang damit werden die Reibungsverhältnisse untersucht und schließlich auf die Kraftverhältnisse innerhalb der Brecher eingegangen. Bei den Messungen der Kräfte wurde eine Kondensator-Druckdose verwendet und mit Hilfe dieses Instrumentes die Größe der Zugstangenkräfte sowohl während des Betriebes als auch die Vorspannung beim Anziehen der Lagerdeckelbolzen der Zugstangen ermittelt.

Die gegebenen Entwicklungen sind begleitet von einer großen Zahl von Diagrammen und Tabellen, welche einen weitgehenden Einblick in die Vielzahl der Messungen und die daraus gezogenen Schlüsse vermitteln. Es werden sowohl für den Konstrukteur von Brechern als auch für den Maschinen-Ingenieur, welcher die Brechanlagen auf Großbaustellen oder für Steinbruchbetriebe entwirft, wertvolle Hinweise gegeben, die wirtschaftliche Lösungen und die Schaffung elektrisch einwandfreier Anlagen ermöglichen.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß die Arbeit eine Bereicherung der Literatur der Backenbrecher darstellt und die Reihe der Veröffentlichungen des Forschungsinstitutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin um ein wertvolles Glied verlängert hat.

D r ö s e l e r.

„Hütte“, des Ingenieurs Taschenbuch. 26. neubearbeitete Auflage. III. Band. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte, E. V. in Berlin. 12,5 × 19 cm. In zwei Lieferungen. Vorerst erschienen: Lieferung 1. XIX/676 Seiten mit zahlreichen Textabbildungen. Verlag von

Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1933. Preis i. Lwd. geb. etwa RM 15,50 (der genaue Preis wird nach Erscheinen der 2. (Schluß-) Lieferung angegeben).

Der dritte Band des Taschenbuches „Hütte“ ist den Gebieten des Bauingenieurwesens gewidmet. Er erscheint diesmal in zwei Lieferungen. Die zweite Lieferung, die später erscheinen wird, umfaßt noch die Abschnitte über Straßenbau und Siedlungswesen, Brückenbau und Eisenbahnwesen mit einem Sachverzeichnis.

Die vorliegende erste Lieferung enthält die Abschnitte über Statik der Hochbaukonstruktionen, Grundbau, Erd- und Tunnelbau, Eisenbetonbau, Hochbau, Heizung und Lüftung, Fabrikanlagen und Garagenbau, Baumaschinen, Wasserwirtschaftstechnik in insgesamt 9 Abschnitten.

Zu den Mitarbeitern der früheren Ausgaben sind einige neue Verfasser hinzugetreten, von denen der Bearbeiter des theoretischen Teiles der Wasserwirtschaftstechnik Dr.-Ing. E. I s n e r vor der Herausgabe des Taschenbuches unerwartet verschieden ist.

In dem Vorwort wird hervorgehoben, daß die Neubearbeitung des Bandes die bautechnischen Gebiete stärker berücksichtigt, die in dem Wiederaufbauprogramm der Regierung im Vordergrund stehen, als die Abschnitte, die überwiegend theoretische Bedeutung besitzen.

Die Absicht der Herausgeber, der Neuausgabe eine möglichst knappe Fassung zu geben, ist sehr zu begrüßen. Es würde sich empfehlen, bei der nächsten Auflage zu prüfen, ob diese Absicht nicht in noch stärkerem Maße verwirklicht werden könnte. E. P.

B e t o n - K a l e n d e r 1934. Taschenbuch für Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer. Unter Mitwirkung hervorragender Fachmänner herausgegeben vom Verlag der Zeitschrift „Beton und Eisen“. XXVII. Jahrgang. 10,5 × 16 cm. XII/547 S. mit 534 Abb. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1933. Preis geb. RM 4,50.

Der Betonkalender erscheint in diesem Jahre zum 27. Mal und zwar in einem Bande statt wie bisher in zwei Bänden. Diese stärkere Zusammenfassung bedeutet eine Verbesserung.

Da der Kalender in Fachkreisen wohl bekannt ist, genügt es, auf verschiedene Ergänzungen und Änderungen hinzuweisen, die gegenüber 1933 unter Zuziehung von neuen Mitarbeitern vorgenommen wurden.

Der Beton-Kalender kann wie bisher bestens empfohlen werden. E. P.

D e u t s c h e r B a u k a l e n d e r. Ratgeber für alle Gebiete des Bauwesens. 1934. 62. Jahrgang. 2 Teile. Unter fachmännischer Mitwirkung herausgegeben von dem Verlag der Deutschen Bauzeitung. Format: 10 × 16 cm. 1. Teil: XXIV/144 Seiten mit zahlreichen Abb. 2. Teil: IV/228 Seiten mit zahlreichen Abb. Deutsche Bauzeitung G. m. b. H., Berlin 1934. Preis geb. RM 4,50 zuzüglich Porto.

Der neue Jahrgang des in der Fachwelt wohlbekannten Baukalenders zeigt bei gleichem Umfang gegenüber dem Vorjahr neben vielfacher Umarbeitung und Erweiterung einzelner Kapitel eine Reihe neuer Abschnitte, die in der Hauptsache durch die neuen Gesetze und Vorschriften bedingt sind. Zum Ausgleich mußten andere Abschnitte, die sich gegen früher nicht geändert haben, weggelassen werden. Dies bedeutet aber keineswegs eine Qualitätsverminderung des Kalenders, so daß er auch im neuen Gewande zu den alten Freunden neue gewinnen wird.

W e i s k e, A. und H. N o w s k y: Grundzüge des Fabrik- und Stahlbaues. 15,5 × 23,5 cm. VI/231 S. mit 348 Abb. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin, 1933. In Gzld. geb. RM 9,—.

Das Buch ist die dritte — umgearbeitete und ergänzte — Auflage der „Baukunde für Maschinenbauer“ von A. W e i s k e und soll, wie die beiden ersten Auflagen, dem Maschineningenieur die Kenntnis der einschlägigen Teilgebiete des Bauwesens vermitteln, damit bei der Planung und Ausführung einer Fabrikanlage die Voraussetzungen für ein verständnisvolles Zusammenarbeiten mit dem Baufachmann gegeben sind. Aus diesem Gesichtswinkel gesehen, hätte die ursprüngliche Bezeichnung besser beibehalten werden sollen; der veränderte Titel kann leicht zu irrigen Auffassungen über den Inhalt des Buches führen.

Die Absicht der Verfasser, dem Maschinen-Ingenieur einen Überblick über die bei einem Fabrikbau auftretenden Fragen bautechnischer Art zu geben, ist durchaus anzuerkennen; ist doch der Fabrikbau als ein Grenzgebiet des Bauwesens zu betrachten. Der erste Teil, der hauptsächlich die Elemente des Fabrikbaues behandelt, ist übersichtlich gegliedert und zeichnet sich durch eine knappe und klare Darstellung des Stoffes aus. Der Abschnitt über Fabrikanlagen — Standort der Fabrik, Gebäudeformen, Grundzüge der Beleuchtung, Heizung, Feuer- schutz, Einrichtung der Werkstätten und Wohlfahrtseinrichtungen — entspricht zwar nicht ganz dem Sinne des übrigen Teiles des Buches, enthält aber trotzdem Angaben, die für den eine Fabrikanlage planenden Fachmann, sei er Architekt, Bauingenieur oder Maschinen-Ingenieur, von Wert sind.

Der zweite Teil über den Stahlbau ist für den Maschinenbauer besonders interessant, aber für den eigentlichen Zweck des Buches zu breit angelegt. Hierdurch kann leicht die Gefahr eintreten, daß manchmal — in mißverständlicher Weise — der Bauingenieur als entbehrlich angesehen wird.

Das schön ausgestattete Buch bietet den an Baufragen interessierten Maschinen-Ingenieuren eine gute Orientierungsmöglichkeit und kann in diesem Sinne empfohlen werden. E. H e i d e c k, VDI.

B ö h m, W. L.: Das Tisza-tal. Hydrologisches Bild und Beschreibung der wasserbaulichen Arbeiten. Sonderdruck aus „Hydrologiai Közlöny“, Bd. XII, 1932. Format 17,2 × 24,3 cm. 54 S. mit 20 Abb. und 18 Tabellen. Budapest 1933.

In klarer Erkenntnis der hohen volkswirtschaftlichen Bedeutung des Karpatenbeckens war im früheren Ungarn eine großzügige Wasserwirtschaftspolitik betrieben worden, die sich den Schutz des Landes gegen Hochwasser und die Nutzbarmachung der Theiß (Tisza) und ihrer Nebenflüsse zum Ziele setzte.

Um die Bedeutung der Theiß und die Größe der gestellten Aufgaben zu erfassen, braucht man sich nur vor Augen zu halten, daß das Gefälle des Flusses in seinem Oberlauf auf 270 km Länge 1580 m, in seinem Unterlauf auf 700 km Länge 32 m (!) beträgt.

Als Erfolge der bei Ausbruch des Weltkrieges fast ganz abgeschlossenen Hochwasserschutzmaßnahmen, deren Anfänge in die Jahre 1830 bis 1840 zurückreichen und die mit einheitlicher Zusammenfassung der einzelnen Deichgenossenschaften unter staatliche Oberraufsicht und mit staatlicher Beteiligung durchgeführt wurden, können gebucht werden:

Gewinnung von 3,8 Mill. ha Land zur landwirtschaftlichen Kultur, Wertsteigerung der einer regelmäßigen Bewirtschaftung zugeführten Flächen, Beseitigung der Malariaepidemie, Steigerung der Einwohnerdichte und Ausbau des Verkehrsnetzes.

Dem zweiten Teil des ungarischen Programms — Bau von Tal- sperren zur Gewinnung von 2,8 Mill. PS, zur Aufhöhung der Niedrigwasserstände im Interesse der Schifffahrt und zu Bewässerungszwecken, Erweiterung des Wasserstraßennetzes von 2500 km Länge auf 4200 km — steht die Zerstückelung des Theißbeckens durch den Vertrag von Trianon hindernd im Wege, und es ist nicht abzusehen, ob jemals bei der Härte des Wirtschaftskrieges und der Gegensätzlichkeit der Interessen der Nachfolgestaaten an eine einheitliche Verwirklichung dieses Programms gedacht werden kann. Dr. M u s t e r l e.

L u s s e r, E.: Vergleich von Deckenkonstruktionen. Mitteilung aus dem Institut für Schall- und Wärmeforschung der Techn. Hochschule Stuttgart. 21,5 × 29,5 cm. IV/73 S. mit zahlreichen Abb. und Tafeln. Kommissionsverlag K. Wittwer, Stuttgart 1933. Preis geb. RM 6,—.

Die im Lauf der letzten Jahrzehnte stetig gewachsene Menge von Deckensystemen ist selbst für den Fachmann zur verwirrenden Fülle geworden. Ordnung in überschaubare Gruppen und vor allem Vergleich untereinander nach verschiedenen Gesichtspunkten wurde zum dringenden Bedürfnis. Die umsichtige und fleißige Arbeit Lussers wird dieser Notwendigkeit in hohem Maße gerecht.

48 Typen der Holzbalken- und Massivdeckengruppe werden zeichnerisch dargestellt und in Text und Tafeln untersucht. Die Vergleiche erstrecken sich auf statische und konstruktive Einzelheiten wie Eigengewicht, Deckenstärke, Durchbiegungsmaß und Starrheitsgrad; ferner auf wärme- und schalltechnische Eigenschaften, wobei die Erklärung ausführlich genug gehalten ist, um auch dem minder Bewanderten verständlich zu werden; schließlich auf baubetriebliche und trockenbautechnische Hinweise. Ein einheitlich durchgeführter Kostenvergleich schließt sich an.

Mannigfache wissenschaftliche und praktische Erfahrungen sind in der Schrift niedergelegt. Mögen auch einzelne Deckentypen, die etwas abseits liegen, wie die kreuzweise bewehrten Systeme, nicht berücksichtigt sein, so darf doch zusammenfassend gesagt werden, daß das Studium des Inhalts das Nachschlagen von Handbüchern und vielen Prospekten erspart und an Hand der Tafeln und Rechnungsbeispiele einen raschen, zuverlässigen Überblick über alle Fragen vermittelt, die den Planer und Ausfühler von Deckenkonstruktionen angehen.

Dipl.-Ing. Th. B u s c h.

## NEUERSCHEINUNGEN.

G r a ß m a n n, G.: Untersuchungen an der Beton- pumpe der Torkret G. m. b. H. (Mitteilungen des Forschungs- instituts für Maschinenwesen beim Baubetrieb, Heft 6. Herausgeber Prof. Dr. G. G a r b o t z, Technische Hochschule Berlin.) DIN A 4. IV/28 Seiten mit 57 Abb. im Text und auf 14 Tafeln sowie 26 Tabellen. In Kommission beim VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1933. Preis brosch. RM 7,50.

F i s c h e r, J.: Reichsbaudarlehen für Eigenheime. (Hand- bücherei des Wohnungswesens, Heft 3.) 14,5 × 22 cm. 48 S. Ver- lagsgesellschaft R. Müller m. b. H., Eberswalde-Berlin 1933. Preis kart. RM 1,95.

D i e S a i d e n b a c h t a l s p e r r e d e r S t a d t C h e m n i t z. Als Festschrift zur Einweihung herausgegeben vom Rate der Stadt im Oktober 1933. Format 21 × 30 cm. 98 Seiten mit zahlreichen Ab- bildungen. Druck von Tetzner & Zimmer, Chemnitz.

Wir verweisen auf die beiden Aufsätze von Herrn Regierungs- baumeister W. B ö h m e, Amtsbaurat beim Wasserwerksamt der Stadt Chemnitz, und Herrn Dipl.-Ing. E. S t e y e r, Arbeitsgemeinschaft Saldenbachtalsperre, die im Jahrgang 1931 unserer Zeitschrift unter dem Titel „Die Saldenbachtalsperre der Stadt Chemnitz. — Ihre Planung, Baueinrichtung und -ausführung“ Seite 701 u. 731 veröffentlicht wurden.

Weese, E.: Eisenbeton-Zahlentafeln. Teil II: Eisenbetondecken (Platten). 4. Auflage. 25 Seiten. — Teil IV: Säulen mit einfacher Bügelbewehrung und umschnürte Säulen. 4. Auflage. 21 Seiten. Beide Teile zusammengestellt in Übereinstimmung mit den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1932. Format 21 × 29 cm. Selbstverlag Weese, Berlin-Grünwald 1933. Preis brosch. für Teil II RM 14,—; für Teil IV RM 6.—.

Wir verweisen auf die Besprechung des Teiles I und V von Prof. Dr.-Ing. E. Probst in Heft 25/26 (1933), Seite 361 dieser Zeitschrift.

Kröhnke, O. und L. Stiegler: Die Entstehung und Verhütung der Korrosion an Heizungs- und Warmwasserbereitungsanlagen. 11,5 × 17 cm. 152 S. und 42 Abb. Industrie-Verlag Carl Haenchen, Halle a. d. Saale 1933. Preis in Gzl. geb. RM 5,—.

Department of Scientific and Industrial Research: Report of the Building Research Board for the year 1932. 15 × 24,3 cm. X/133 S. mit 31 Abb. und

12 Tabellen. Published by His Majesty's Stationery Office, London 1933. Preis 2 s 6 d netto.

Die 25 Einfamilienhäuser der Holziedlung am Kochenhof. Errichtet in zeitgemäßen Holzbauweisen als „Ausstellung Deutsches Holz für Hausbau und Wohnung Stuttgart 1933“. Unter Mitwirkung von Prof. Dr. Paul Schmitthenner, Prof. Otto Graf, Prof. Dr. H. Reiher, Dr. Erich K. Hengerer und Zimmermeister Fritz Kreß herausgegeben vom Verein Deutsches Holz. 4°. 72 Seiten mit gegen 200 Ansichten, Plänen und Rissen. Verlag Julius Hoffmann, Stuttgart 1933. Preis kart. RM 3,80.

Jaeger, Ch.: Théorie générale du coup de bélier. (Allgemeine Theorie des Wasserstoßes.) Application au calcul des conduites à caractéristiques multiples et des chambres d'équilibre. 16 × 25 cm. 268 S. mit 54 Textabb. Verlag: Dunod, Editeur, 92, rue Bonaparte, Paris (6°) 1933. Preis brosch. Frs. 86,—.

Röder, K., Gruner, W., Kerner, W., u. Pahlitzsch, G.: Steinbearbeitung. Berichte über betriebswissenschaftliche Arbeiten. Bd. 10. DIN A 4. IV/41 S. mit 78 Abb. u. 10 Zahlentafeln. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1933. Preis brosch. RM 7,50.

## PERSONALNACHRICHTEN.

### G. Kapsch zum 60. Geburtstag.

Der ordentliche Professor für Statik und Eisenbau an der Technischen Hochschule München Dr.-Ing. e. h. Georg Kapsch, feierte am 13. Dezember vorigen Jahres seinen 60. Geburtstag. Er studierte an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn und trat dann in die Dienste der Firma M. A. N., Abtlg. Brückenbau, in der er bis zum Oberingenieur aufrückte. Zahlreiche Brückenentwürfe und -ausführungen sind unter seiner maßgeblichen Mitarbeit und vielfach auch unter seiner Führung entstanden, u. a. die in der Fachwelt vielbeachteten, unter Bohrys Leitung aufgestellten, preisgekrönten Entwürfe zu einer Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Hafen von Sydney (Kabelbrücke mit 549 m Mittelöffnung), die Weserbrücke in Nienburg (Sichelbogen), die Rheinbrücke (Straßenbrücke) zwischen Ruhrort und Homberg (Mittelöffnung 203 m). 1907 übernahm Kapsch die verantwortliche Leitung des Entwurfsbüros der M. A. N. für die Stahlüberbauten der Hamburger Hochbahn.

Im Jahre 1918 betraute die Gesellschaft Harkort in Duisburg Kapsch mit der Oberleitung ihrer technischen Büros. Anfang des Jahres 1920 ernannte ihn die Technische Hochschule Graz zum ord. Professor der Lehrkanzel für Brückenbau; im Studienjahr 1927/28 wurde er zum Rektor gewählt. Das Jahr darauf folgte er einem Rufe der Technischen Hochschule München auf den Lehrstuhl für Statik und Eisenbau.

Kapsch hat sich schon frühzeitig einen bedeutenden Ruf unter den Brückenbauern erworben. Aus allen seinen Veröffentlichungen geht hervor, daß er sein Fach wie nur wenige Brückenbauer sowohl theoretisch wie konstruktiv gleich meisterhaft beherrscht. In Anerkennung dieser seiner hohen wissenschaftlichen Bedeutung verlieh ihm die Technische Hochschule Stuttgart im Jahre 1923 die Würde eines Ehren doktors.

Wir wünschen dem hervorragenden Fachkollegen auch in Zukunft noch viele Jahre erfolgreichen Schaffens als Forscher und Lehrer!

### PHILIPP FORCHHEIMER †.

Am 2. Oktober 1933 ist der hervorragende Hydrauliker, Hofrat Prof. Dr. Ph. Forchheimer im 81. Lebensjahre gestorben.

Geboren am 7. August 1852 in Wien, studierte er in Zürich und war dann eine Zeit lang im Dienste einer Bauunternehmung tätig. In den achtziger Jahren habilitierte sich Forchheimer an der Technischen Hochschule in Aachen und folgte 1891 einem Rufe auf den Lehrstuhl für Wasserbau und Brückenbau an der kaiserlichen ottomanischen Ingenieurhochschule in Konstantinopel, von wo er aber schon nach einem Jahre wieder nach Aachen zurückkehrte. Damit hatte er sich entschlossen, sich ganz der akademischen Tätigkeit als Lehrer und Forscher zu widmen, die er dann auch mehr als 25 Jahre lang in Aachen, Graz und Konstantinopel ausübte.

Mit seiner Erstlingsarbeit über die Ableitung der partiellen Differentialgleichung der Grundwasserströmung nach Rohrbrunnen, die in der Fachwelt als bahnbrechende, wissenschaftliche Abhandlung für die Theorie der Grundwasserströmung eine starke und anerkennende Würdigung erfuhr, leitete er seine zahlreichen Veröffentlichungen ein. Die Ergebnisse seiner weiteren Forschertätigkeit, die sich mit den verschiedensten Gebieten der angewandten Hydraulik befassen, sind in über mehr als 50 Originalarbeiten nieder-

gelegt, von denen fast alle als grundlegende Beiträge zu den technischen Wissenschaften bezeichnet werden können.

Im Jahre 1914 wurde er mit der Reorganisierung der kaiserl. ottomanischen Ingenieurhochschule in Konstantinopel beauftragt. 1918 kehrte Forchheimer nach Wien zurück und widmete sich vornehmlich den Arbeiten zur Neuauflage seines Hauptwerkes, der „Hydraulik“, jenes Standardwerkes, das 1914 erschienen war, und in dem er die Anwendung der theoretischen Hydraulik auf die Lösung wasserbaulicher Probleme fast lückenlos und mit beispielloser Gründlichkeit aufzeigte. Dieses Werk, das vor kurzem bereits in dritter Auflage herauskam, im Verein mit den Pionierleistungen auf den vielen Einzelgebieten haben Forchheimer den Ruf eines der Ersten in der Geschichte der Hydraulik eingetragen.

In Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Fortschritte des wissenschaftlichen Wasserbaues, insbesondere der Hydraulik, verlieh die Technische Hochschule Wien Forchheimer die Würde eines Ehren doktors der technischen Wissenschaften.

Sein rastloser, ewig ungestillter Drang nach immer klarerer und tieferer Erkenntnis besetzte dieses reiche Leben bis an sein

Ende. Der Name Forchheimer wird in der Geschichte der modernen Technik unauslöschlich weiterleben.

