

DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

15. September 1924

Heft 17

NEUERE AUSFÜHRUNGEN IN EISENBETON FÜR KOHLENFÖRDERUNG UND -VERARBEITUNG.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 24.—26. April 1924 zu Berlin.

Von Dipl.-Ing. F. Baumstark, Direktor der Franz Schlüter A.-G., Dortmund.

Übersicht. Bergbauliche Ausführungen unter Tage; Maßnahmen zur Erhöhung der Elastizität des Eisenbetonausbaues. — Kokskohlentürme; Maßnahmen zur Verringerung der Schütthöhe-Sicherung gegen Bodensenkungen im Bergbaugbiet; Anwendung bei einem Kokskohlenturm, einem Kesselhaus, Spitzkästen einer Wäsche und einem Förderturm.

Bei allen industriellen Bauausführungen ist es zweifellos von besonderer Wichtigkeit, daß das Hauptaugenmerk auf den Umstand gerichtet wird, daß die Bauten in ihrer Gesamtanlage und in ihren Einzelheiten so erdacht, entworfen und errichtet werden, daß sie der Zweckbestimmung, die sie haben sollen, am vollkommensten genügen. Es ist dies wohl eine der wichtigsten Voraussetzungen, wenn wir wirtschaftlich bauen wollen, was wir heute mehr denn je benötigen.

Die bei der Anwendung des Eisenbetons im Bergbau bisher gesammelten Erfahrungen geben uns die Möglichkeit, ein Urteil zu gewinnen, inwieweit sich die auf die Verwendung des Eisenbetons im Bergbau gesetzten Hoffnungen verwirklicht und nach welchen Richtungen sich in der Praxis Änderungen und Verbesserungen als notwendig erwiesen haben. Die Anforderungen, die der Bergmann an die zum Grubenausbau verwendeten Baustoffe stellt, sind höher, als wir sie bei anderen Bauwerken zu stellen gewöhnt sind. Bei fast allen anderen, vom Ingenieur zu lösenden Aufgaben sind die angreifenden Kräfte, wenn auch nicht immer in ihrer genauen

Größe, so doch wenigstens mit solcher Annäherung bekannt, daß auf Grund der bekannten Festigkeitseigenschaften der Baustoffe die Abmessungen so sicher ermittelt werden können, daß auch für unvorhergesehene Einwirkungen genügend

Sicherheit verbleibt. Ganz anders verhält es sich bei dem Schacht- und Grubenausbau. Über die Größe der hier infolge des Gebirgsdruckes auftretenden Kräfte sind wir nicht einmal mit roher Annäherung unterrichtet und daher auf Schätzungen angewiesen, die wir unter ähnlichen Verhältnissen stehenden, bewährten Ausführungen entnehmen müssen. Da aber ferner Größe und Richtung des Gebirgsdruckes nicht für alle Zeiten unverändert bleiben, so muß der Baustoff auch diesen im Laufe der Zeit eintretenden Änderungen der wirkenden Kräfte gewachsen sein. Er muß also nicht nur eine hohe Druck- und Zugfestigkeit besitzen, sondern auch imstande sein, sich jeder Änderung des Kräftespiels derart anzupassen, daß er

stärkere Formänderungen aushalten kann, ohne zu brechen. Wenn aber trotzdem einmal Zerstörungen infolge des Gebirgsdruckes eintreten, so müssen Ausbesserungen möglichst einfach und billig vorgenommen werden können.

Betrachten wir nun den Baustoff Eisenbeton, so sehen wir, daß dieser große Widerstandsfähigkeit gegen Druck und zufolge seiner Bewehrung auch gegen Zug besitzt. Die beiden

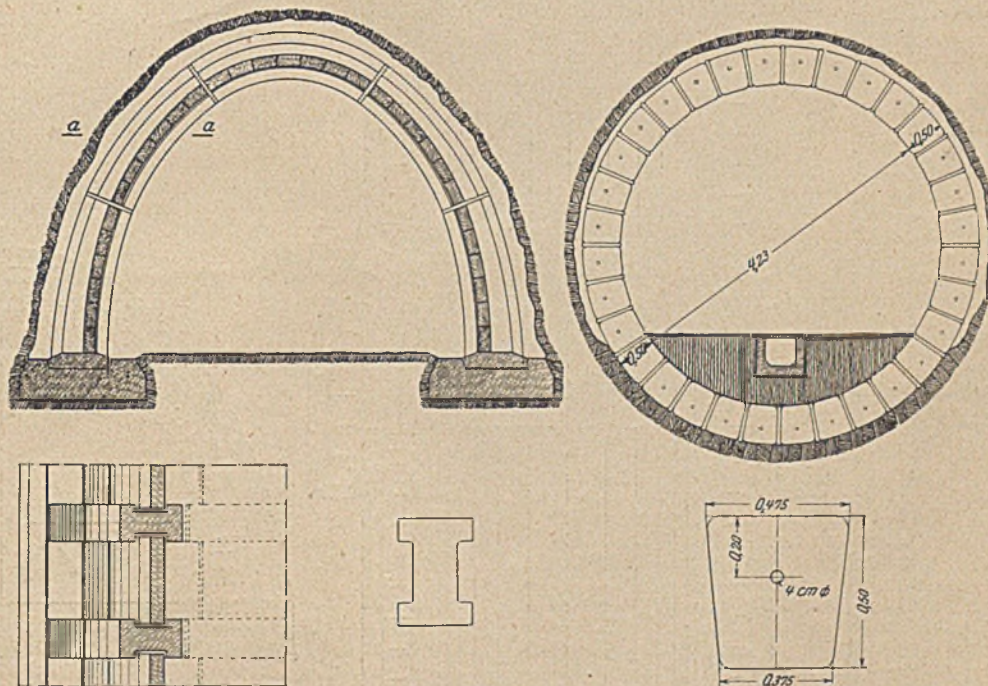
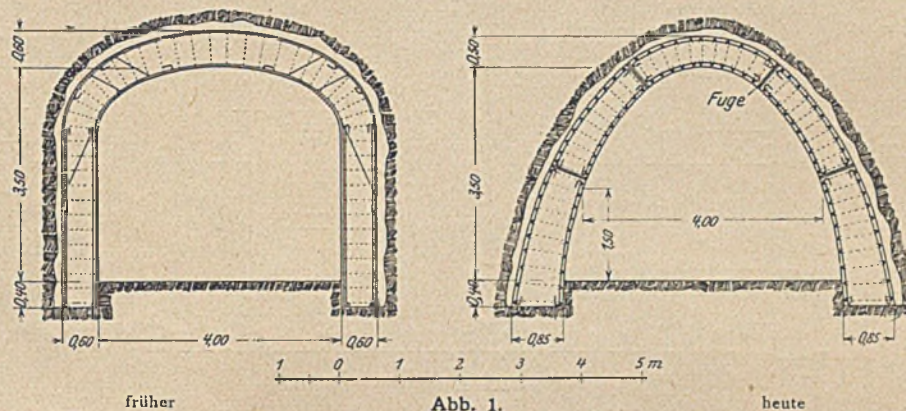


Abb. 2.

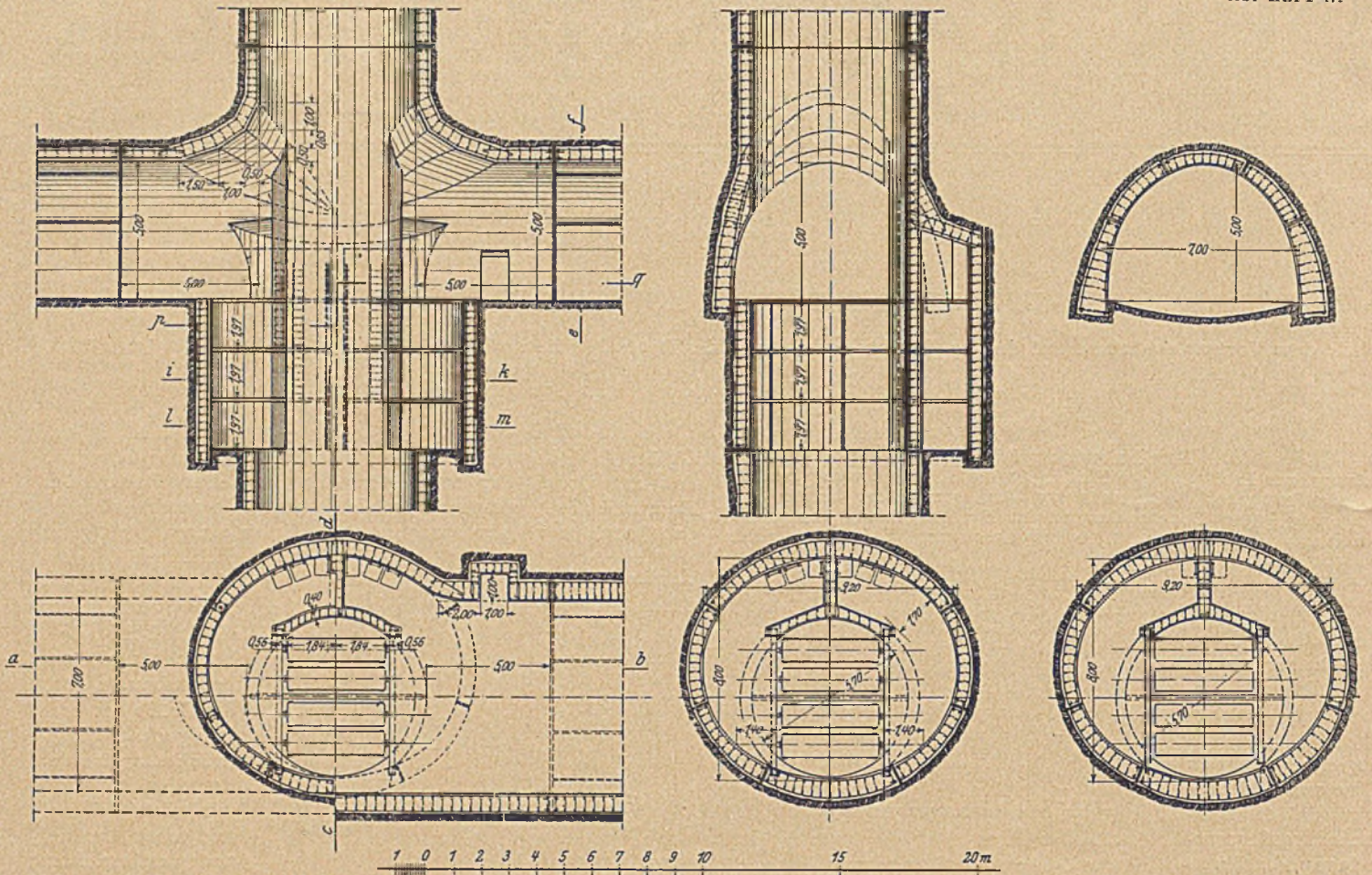


Abb. 3.

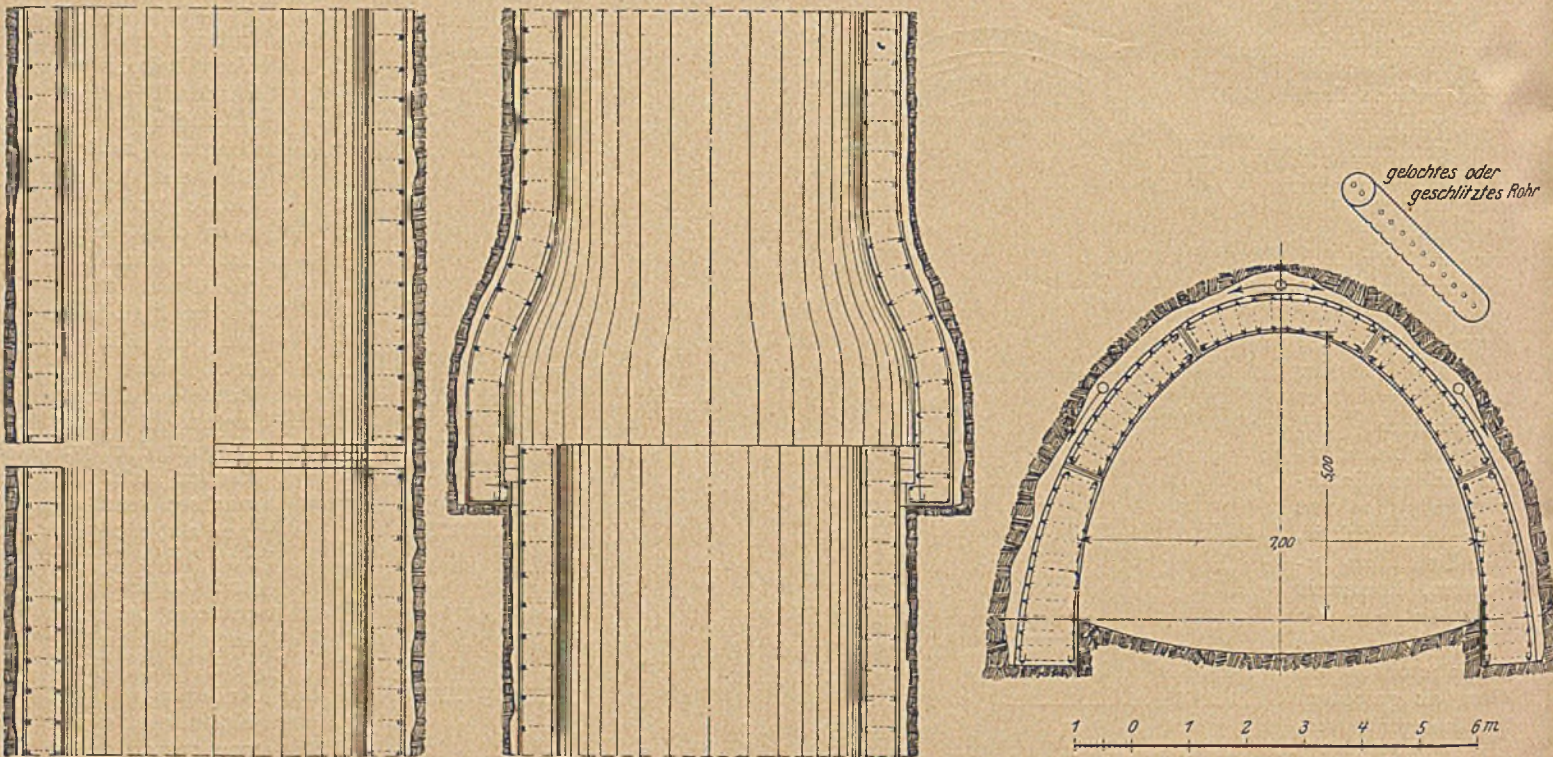


Abb. 4.

Abb. 5.

ersten Grundbedingungen sind also vorhanden. Dagegen ist die Elastizität des Eisenbetons geringer als diejenige anderer Baustoffe, vor allem als die des Holzes, das zum Ausbau von Strecken, besonders bei druckhaftem Gebirge, in der Türstockzimmerung auch heute noch ausgedehnte Verwen-

dung findet. Bei der bekannten großen Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons glaubte man anfänglich von der Berücksichtigung der Elastizitätsverhältnisse Abstand nehmen zu können. Im Laufe der Zeit stellte sich aber bei manchen Ausführungen doch heraus, daß bei zunehmendem Gebirgs-

druck oder Änderungen der Kraftrichtung an einzelnen Stellen Zerstörungen auftraten, deren Beseitigung sich namentlich mit Rücksicht auf das starke Eisengeflecht recht schwierig gestaltete.

Anfänglich suchte man sich dadurch zu helfen, daß man den Beton- und den Eisenquerschnitt vergrößerte. Da aber die Größe des Gebirgsdruckes immer ungewiß ist, so bedeutet die Vergrößerung der Abmessungen noch kein unbedingtes Heilmittel gegen die Einwirkungen des Gebirgsdruckes. Es wurde sogar häufig gerade das Gegenteil von dem erreicht, was man wollte. Durch die großen Abmessungen wurden die Bauglieder immer starrer und dadurch erst recht gefähr-

Tunnelprofil infolge der erforderlichen Überhöhung einen größeren Raum bedingt, so ist der Vorteil, der durch die Verringerung der Biegemomente und der daraus folgenden größeren Widerstandsfähigkeit erlangt wird, doch so überragender Natur, daß sich seine Verwendung allgemein durchsetzte, insbesondere fast ausschließlich zum Ausbau von Füllörterten und Maschinenkammern.

Durch die Anwendung einer der Stützlinie angepaßten Gewölbeform wurden die Zerstörungerscheinungen wesentlich geringer. Es blieb aber immer noch der Nachteil bestehen, daß bei einer Änderung der Richtung des Gebirgsdruckes das Gewölbe sich nicht dem neuen Belastungszustand ohne

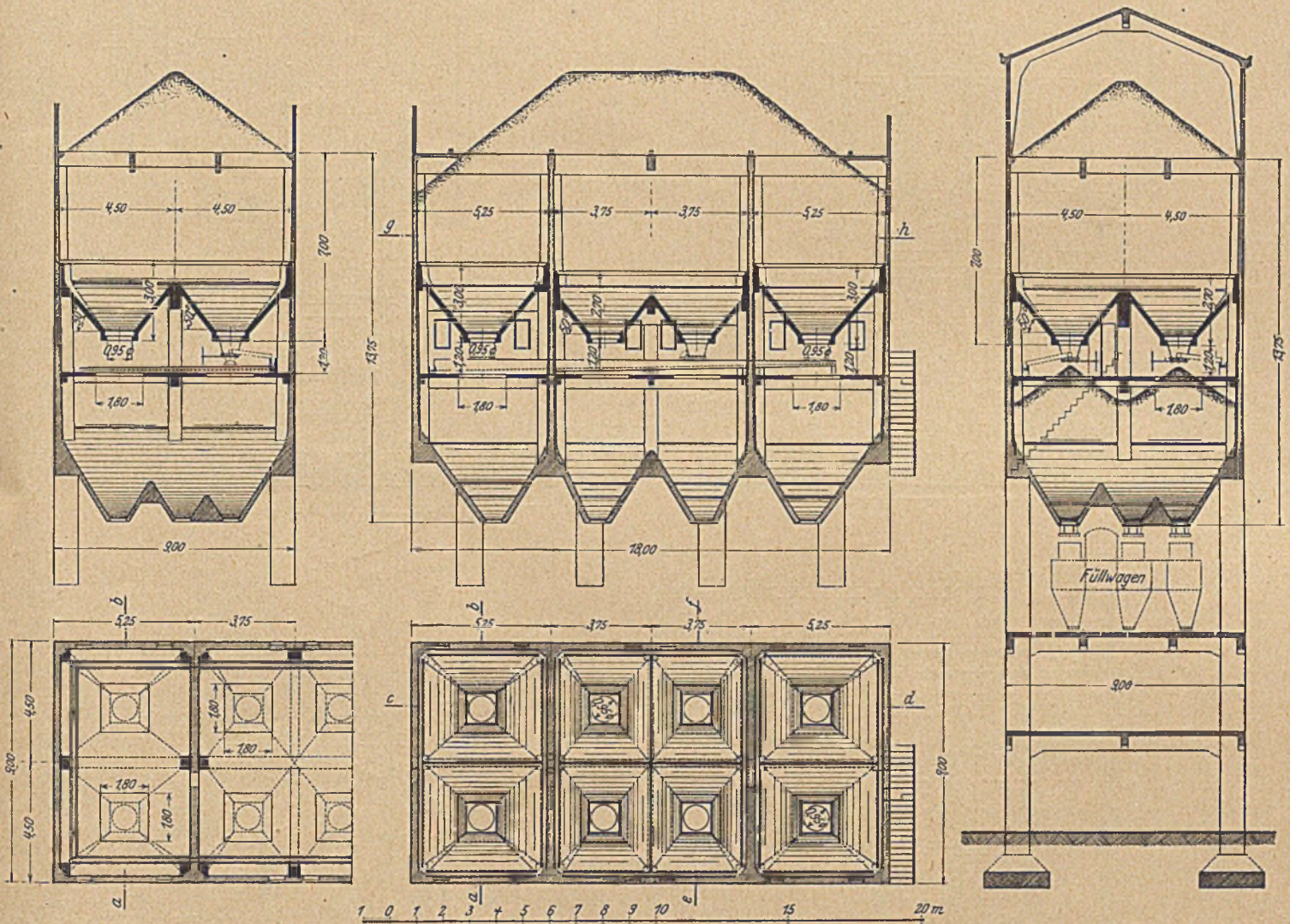


Abb. 6.

det. Mit den größeren Abmessungen wachsen die Kosten, und die stärkere Bewehrung behinderte die Wiederherstellungsarbeiten ganz besonders.

Heutzutage haben wir die Absicht, des Gebirgsdruckes durch Wahl übertrieben großer Abmessungen Herr zu werden, aufgegeben. Beim Streckenbau, also in den wagerechten Einbauten, suchen wir den Einwirkungen des Gebirgsdruckes zunächst dadurch zu begegnen, daß wir als Querschnittsprofile nur solche Formen wählen, bei denen schon an und für sich das Auftreten größerer Biegemomente ausgeschlossen ist. Wir sind von der anfänglich üblichen Rahmenform abgegangen und haben sie durch das überhöhte Tunnelprofil ersetzt, das auch schon im Tunnelbau als zweckmäßige Form bekannt war. Den Unterschied zwischen beiden Profilen sieht man deutlich in den beiden Bildern (Abb. 1), die tatsächlichen Ausführungen entnommen sind. Wenn auch das

weiteres anpassen konnte. Um die örtliche Einwirkung eines plötzlichen oder in plötzlich vermehrter Größe auftretenden Gebirgsdruckes auf den Betonausbau unschädlich zu machen, hat man zwar mit Erfolg zwischen Auskleidung und Gebirgsstoß einen elastischen, druckverteilenden Puffer aus Asche eingelegt. Aber diese Maßnahme ist nur von vorübergehender Wirkung. Denn es kann sehr leicht vorkommen, daß durch den Gebirgsdruck die zwischen Gebirgsstoß und Eisenbetonwand befindliche Pufferschicht derartig zusammengepreßt wird, daß eine direkte Druckübertragung von dem Gebirge auf den Eisenbeton stattfindet. Zweckmäßiger kann man dem Eisenbetonbau an sich eine größere Bewegungsfähigkeit durch Anordnung von Quetschfugen verleihen. Man zerlegt den Ausbau in einzelne Abschnitte und trennt diese durch mit Holz ausgelegte Fugen. Tritt nun an irgendeiner Stelle eine größere einseitige Beanspruchung auf, so

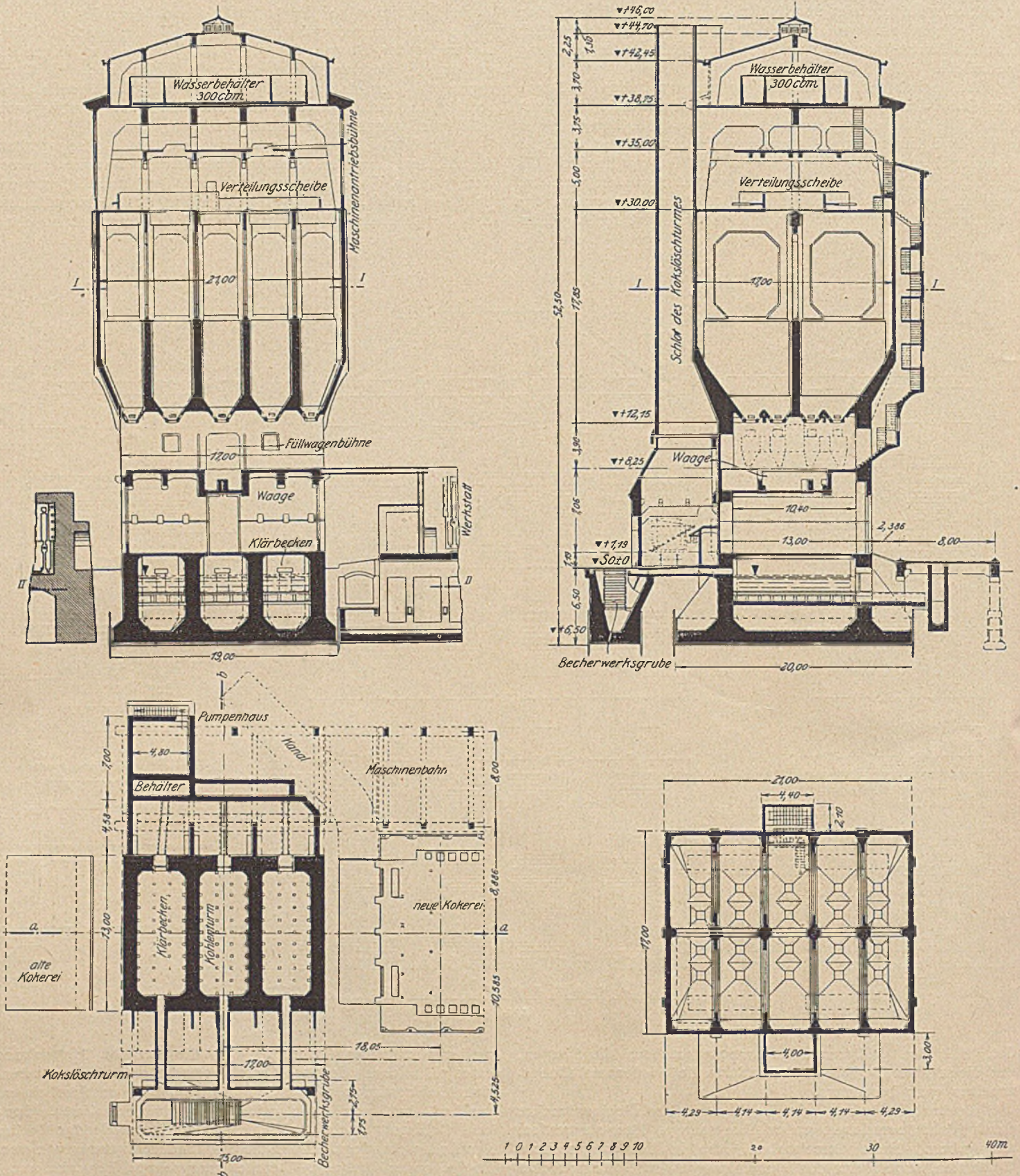


Abb. 7.

drückt sich das Holz der Quetschfugen zusammen und verleiht damit dem Eisenbetonausbau eine viel größere Bewegungsmöglichkeit, als sie beim Ausbau ohne solche Quetschfugen vorhanden ist.

Die Anzahl der Quetschfugen wächst mit der Größe und Ungleichmäßigkeit des zu erwartenden Gebirgsdruckes.

Bei besonders ungünstigem Gebirge sind wir dazu übergegangen, die Verkleidung aus über Tage fabrikmäßig angefertigten Türstöcken herzustellen oder bei ganz ungünstigen Verhältnissen ein vollständig geschlossenes Profil aus abwechselnden Lagen von Betonsteinen und Quetschhölzern zusammenzusetzen (Abb. 2).

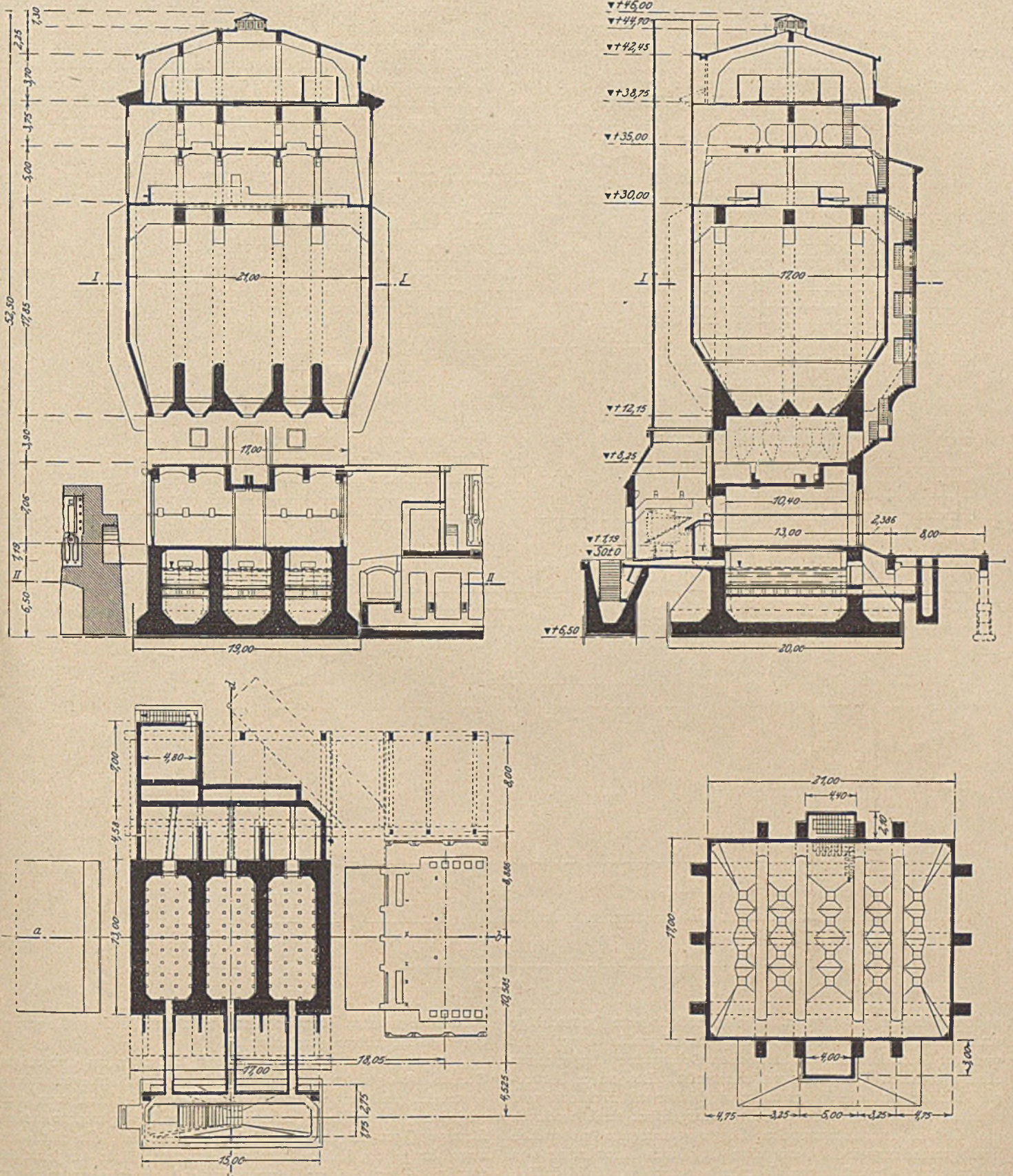


Abb. 7.

Die nicht nur in wagerechter, sondern auch in senkrechter Richtung angeordneten Quetschfugen vereinfachen etwa erforderliche Ausbesserungsarbeiten ganz wesentlich, denn es handelt sich nur um die Auswechslung einer verhältnismäßig kleinen und von ihren Anschlußstücken unabhängigen Eisenbetonplatte.

Eine nach diesen Grundsätzen ausgeführte Anlage stellt Abb. 3 dar. Es ist der Ausbau eines Füllortes auf Schacht IV, III. Sohle des konsolidierten Steinkohlenbergwerks Minister Achenbach, Brambauer, Kreis Dortmund. Für den Entwurf waren folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Trennung des Füllortes von dem Schacht und den anschließenden Querschlägen durch Quetschfugen,
2. Aufteilung des Füllortkellers sowie der anschließenden Querschläge durch Quetschfugen.

Durch die Anordnung dieser Quetschfugen ist das Füllort vollständig von dem Schacht und den Querschlägen getrennt, so daß sich Bewegungen von dem einen Teil nicht auf den

mauerwerk ebenfalls teilweise durchgeführt und der zwischen Schachtwand und Füllortwand befindliche Zwischenraum gegeneinander durch eine starke Querwand abgesteift, die in Verbindung mit der Eisenbetonwand des Schachtes und des Füllortes gewissermaßen einen kräftigen, breitflanschigen T-Träger darstellt, der imstande ist, große seitliche Beanspruchungen aufzunehmen. Durch die Durchführung des

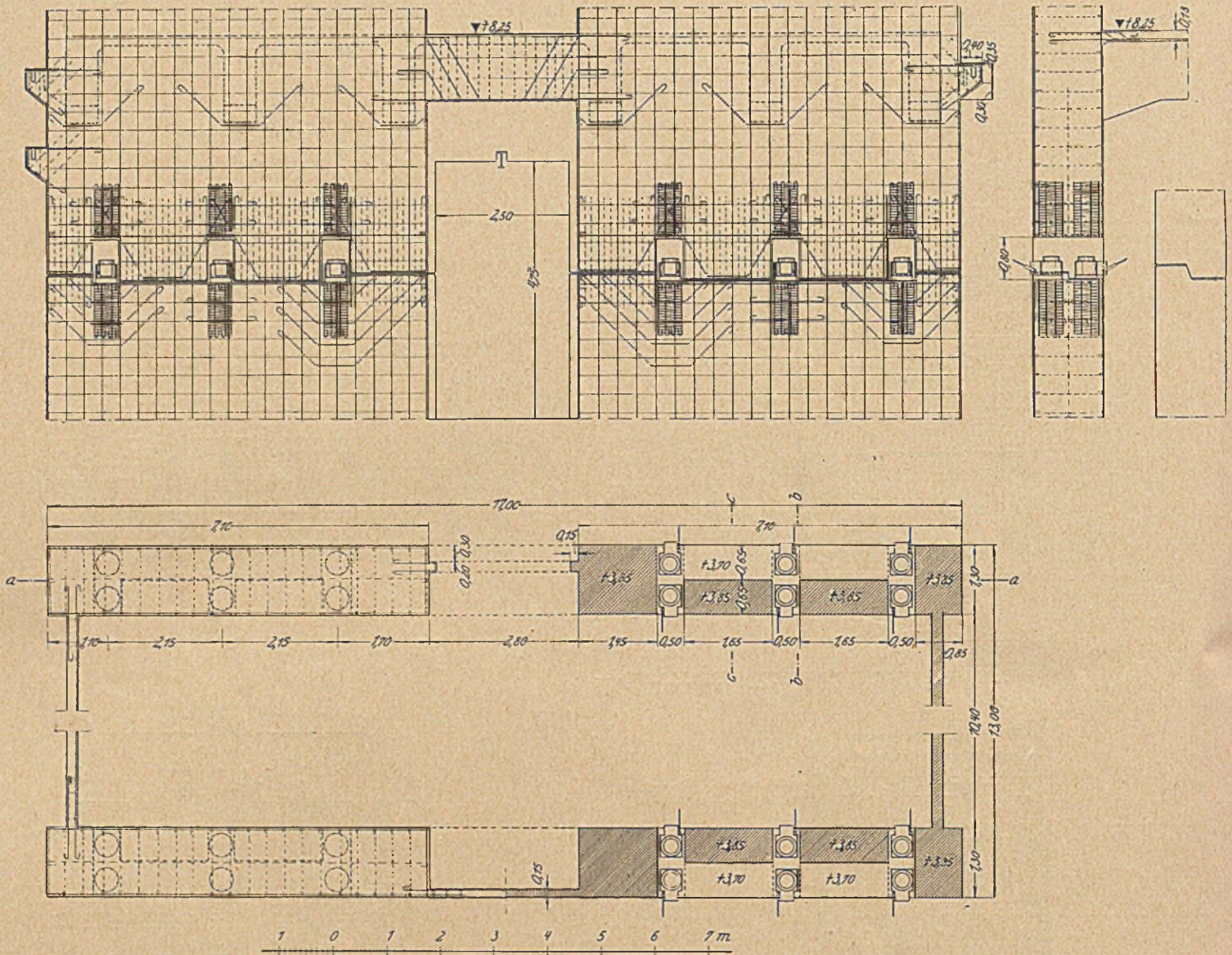


Abb. 8.

anderen übertragen können. Die anschließenden Querschläge sind unter Zugrundelegung eines Tunnelprofils ausgebildet und mit Rücksicht auf die möglichen Gebirgsdruckänderungen ebenfalls durch Quetschfugen unterteilt. Besonders hervorzuheben ist, daß die Keller nicht wie bisher mit rechteckigem, sondern mit elliptischem Grundriß ausgeführt sind, wodurch die Größe der auftretenden Biegemomente wesentlich herabgemindert wird. Außerdem ist durch Anordnung von senkrechten Quetschfugen Vorsorge getroffen, daß örtlich auftretende, einseitige Gebirgsdrücke mit größerer Sicherheit aufgenommen werden.

Der am meisten gefährdete Punkt ist der obere Anschluß des Schachtes an das Füllort. Um auch hier die Gefahr nach Möglichkeit zu verringern, ist das Füllort exzentrisch zur Schachtmitte angeordnet, so daß die Schachtwandung auf der einen Seite ununterbrochen durchgeführt werden konnte. Auf der gegenüberliegenden Seite ist das Schacht-

Schachtsegmentes ist auch eine bessere und sichere Lagerung der Einstrichhölzer gewährleistet.

Auch bei Schachtauskleidungen hat man an denjenigen Stellen, wo es sich um das Durchfahren von alten, verlassenen Querschlägen handelt, oder wo Gebirgsschichten von verschiedener Festigkeit zusammenreffen, wagerechte, ringförmige Quetschfugen mit Erfolg angewendet, die mit einer ungefähr 30 cm hohen Lage von weichem Holz ausgekleidet wurden. Eine stärkere Bemessung des Holzeinbaues erscheint nicht zweckmäßig, weil sich die Holzlagen im Laufe der Zeit derartig zusammenpressen, daß eine spätere Beseitigung nur äußerst schwer vorgenommen werden kann. Wenn keine Wasserzuflüsse zu erwarten sind, so genügt es sogar, die Fugen einfach offen zu lassen oder teleskopartig zu überdecken, da der Eisenbeton im Schacht hängt (Abb. 4).

Aber nicht alle an Eisenbetonausführungen unter Tage auftretenden Zerstörungen sind auf die Wirkung des Gebirgs-

druckes zurückzuführen. Auch bei Verwendung bester Baustoffe und bei der sorgfältigsten Stampfarbeit kann es vorkommen, daß der Beton die vorausgesetzte Festigkeit nicht erreicht, wenn nämlich während des Abbinde- und Erhärtungsvorganges dem Beton durch übermäßige Wärme das Wasser entzogen wird. Auch unter Tage gibt es Strecken, in denen dauernd eine Temperatur von 20–35° und mehr herrscht. Infolgedessen verdunstet das dem Beton zum Abbinden erforderliche Wasser sehr rasch, so daß keine nennenswerte Druckfestigkeit erreicht wird. In einem solchen Fall genügt es nicht, die Schalung durch Bespritzen dauernd feucht zu halten,

weil auch dieses Wasser sehr rasch verdunstet. Es müssen vielmehr zwischen Gebirgsstoß und äußerer Gewölbelaubung Bewässerungsröhre eingebaut werden, die es ermöglichen, auch vom Gebirgsstoß aus den Beton dauernd naß zu halten. Nur bei Anwendung derartiger Schlitz- oder gelochter Rohrleitungen, deren Anzahl entsprechend der auftretenden Wärme leicht vergrößert werden kann und denen dauernd Wasser zugeführt wird, ist es möglich, auch in solchen Fällen einen Beton von hoher Druckfestigkeit zu erhalten, der imstande ist, den auftretenden Gebirgsdrücken Widerstand zu leisten (Abb. 5). Daß bei Ausführung von Arbeiten unter Tage auch der Einwirkung der Grubenwässer durch geeignete Auswahl des Zementes Rechnung getragen werden muß, dürfte bekannt sein und braucht wohl nicht besonders erwähnt zu werden.

Nachdem wir uns am Gewinnungsort der Kohle aufgehalten haben, wollen wir sie bei ihrer weiteren Verarbeitung begleiten. Sie gelangt zur Aufbereitung in die Separation und Wäsche. Die Ausführung einer Kohlenwäsche weicht nicht merklich von den üblichen Silobauten ab. Die gereinigte und klassierte Kohle kommt teilweise zum Versand, teilweise wird sie in den Kokereien zur Herstellung von Koks und zur Gewinnung der Nebenprodukte verwendet. Die zur Koksbereitung die-

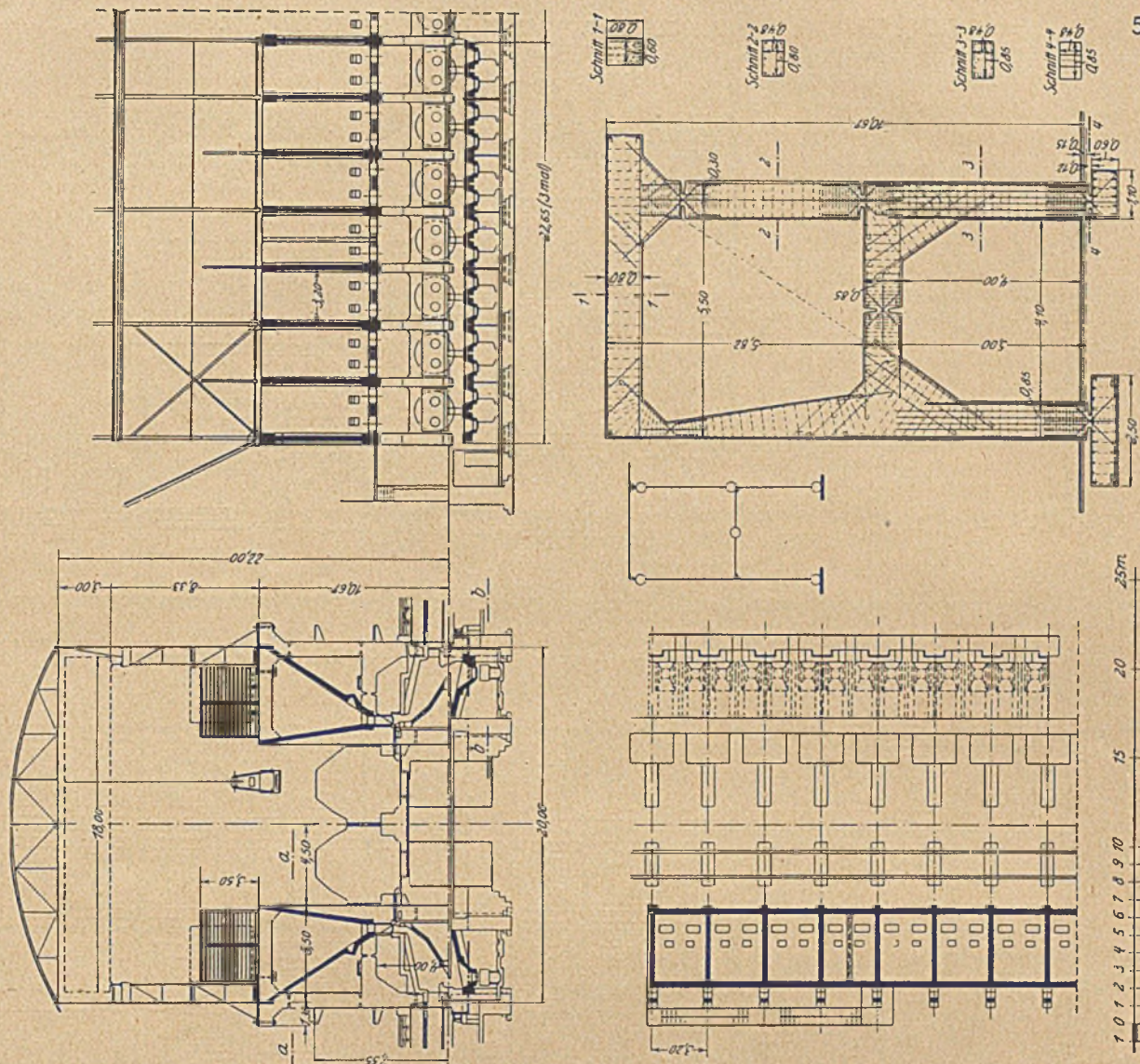


Abb. 9.

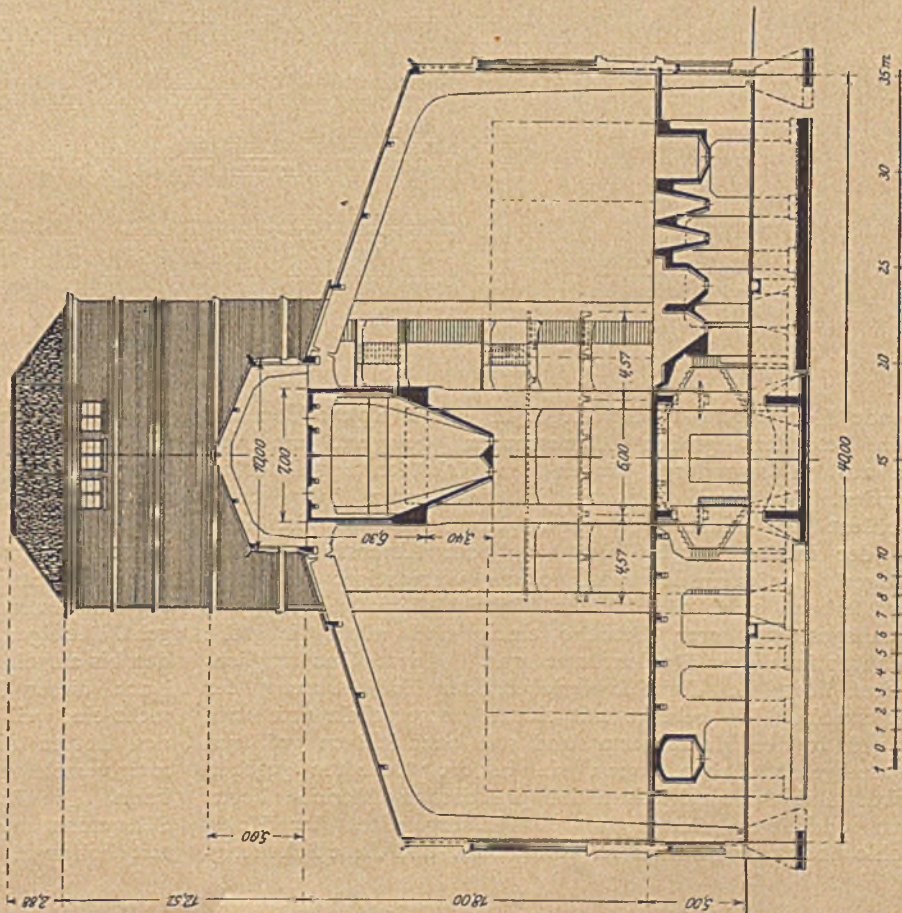


Abb. 10.

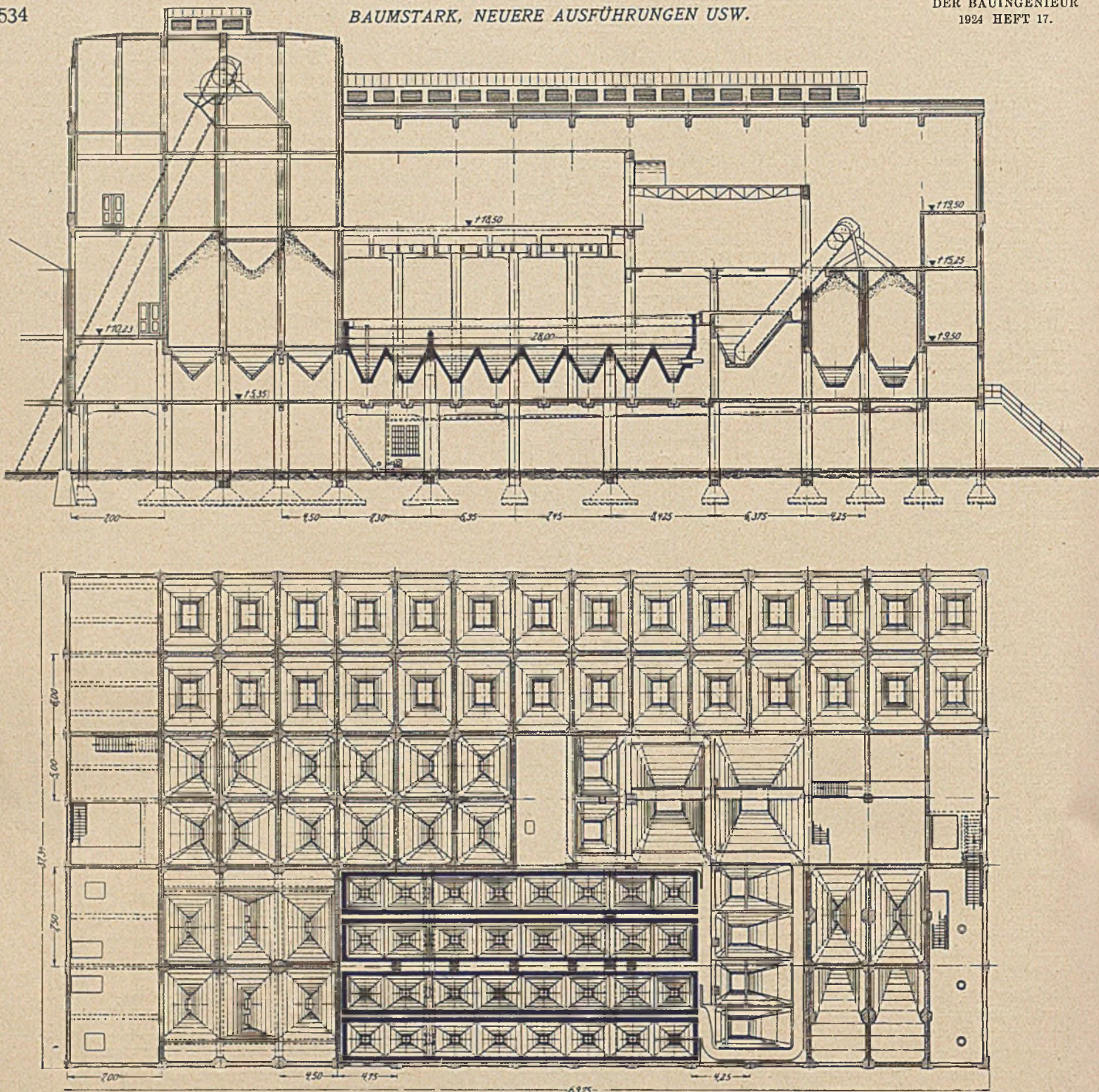


Abb. 11.

nende Kohle wird in der Regel in einem Kokskohlenturm von besonders großen Abmessungen gelagert, um von da aus in besonderen Wagen den Koksöfen zugeführt zu werden. Während man bis in die letzten Jahre diese Kohlentürme nicht groß genug bauen konnte, ist man in der letzten Zeit bei der Wahl der Abmessungen derartiger Großraumsilos doch etwas vorsichtiger geworden. Es haben sich nämlich im Betrieb Unzuträglichkeiten herausgestellt, deren Ursache einzig und allein die große Schütthöhe dieser Kohlentürme war. Diese Unzuträglichkeiten liegen in der Schwierigkeit der Entwässerung der Kokskohle. Sie gelangt mit einem Wassergehalt von etwa 12 vH in den Kohlenturm und soll auch keinen größeren Wassergehalt haben, wenn sie in die Koksöfen gegeben wird. Die Schwierigkeiten im praktischen Betriebe liegen nun darin, ein Ansteigen des Wassergehaltes der Kokskohle über 12 vH hinaus zu verhindern, und diese Schwierig-

keiten wachsen mit der Raumgröße und Schütthöhe der Kokskohlentürme. Alle Versuche, eine gleichmäßig trockene Kokskohle zu erlangen, scheitern vor allen Dingen an den mehr oder weniger hohen Beimengungen von Letten und Ton. Schon in der Wäsche verunreinigen diese Beimengungen das Waschwasser in kurzer Zeit derart, daß selbst in den gewöhnlichen niedrigen Schwemmsümpfen mit einer Schütthöhe von 5–6 m die Entwässerung sehr langsam und unvollkommen vor sich geht. Die eigentliche Entwässerung findet in den ersten 10 Stunden bis auf einen Wassergehalt von ungefähr 12–15 vH statt. Nach dieser Zeit tritt keine nennenswerte Entwässerung mehr ein, weil die dem Waschwasser und der Kohle anhaftenden Letten die Jalousien und Entwässerungsschieber derartig verschlammten, daß kein Tropfen Wasser mehr entweichen kann. Die Folge davon ist, daß in der unteren Spitze des Schwemmsumpfes ein Gemisch von Kokskohle und Letten mit hohem Wasser- und Aschegehalt vorhanden ist. Ver-

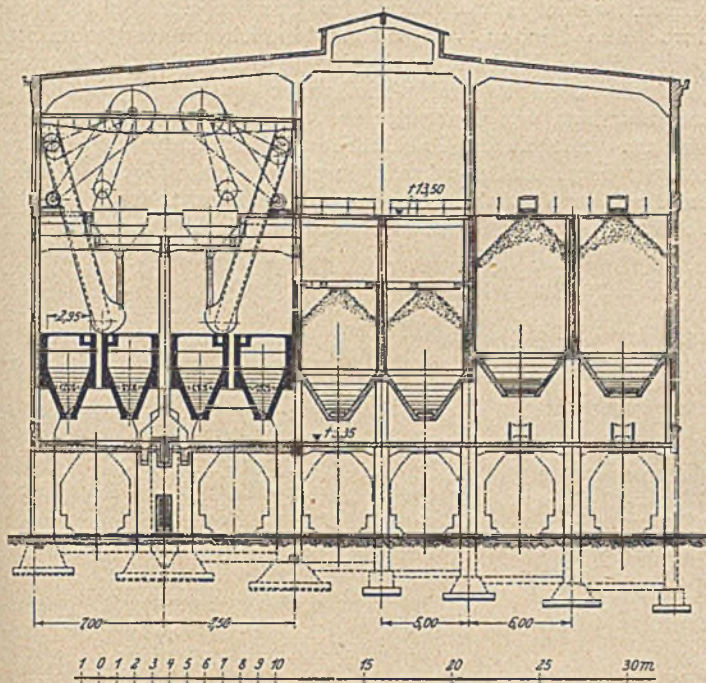


Abb. 11.

suche zur weiteren Entwässerung dieser Spitze durch Anbringen weiterer Jalousien und Entwässerungsschieber aus gelochten Blechen waren ohne Erfolg.

höhe kommen zwar als Entwässerungstürme nicht mehr in Frage, die Erfahrung hat aber gelehrt, daß, wenn man diesen Türmen eine Kohle von 12–13 vH Wassergehalt zuführt, die Kohle im unteren Teil des Turmes an Lette, d. h. an Aschegehalt und an Wasser zunimmt, während der obere Teil der Kohle besser ist. Bei der Entnahme der Kohle sind daher die ersten Chargen viel wasserreicher als die übrigen.

Die Ursache des verschiedenen Wassergehaltes der Kohle ist darin zu suchen, daß infolge der großen Schütthöhe die Kohle im Trichter eine derartig dichte Lagerung annimmt, daß das Wasser nicht mehr zu den Verschlüssen gelangen und aus diesen austreten kann, besonders weil auch der in der Kohle befindliche Lettenschlamm die Poren, und zwar im unteren Teil der Trichter am meisten, vollkommen verstopft.

Um diesen bei der Entwässerung der Kokskohle entstehenden Schwierigkeiten wirksam zu begegnen, gibt es nur die eine Möglichkeit, neben der Entfernung der Lette aus der Kokskohle den Druck auf die im Trichter befindliche Kohlenlage soweit zu verringern, daß das Wasser zu den Trichterschneuzen gelangen und ablaufen kann. Man muß also die Schütthöhe gering halten, indem man viele niedrige Zellen anordnet oder indem man in vorhandenen Kohlentürmen Zwischentrichter einbaut und so die Gesamthöhe heruntersetzt. Ist wegen der Platzverhältnisse oder aus sonstigen Gründen keine dieser beiden Maßnahmen durchführbar, so genügt in vielen Fällen auch schon der Einbau von Quer- und Längswänden, weil durch die an den Wänden auftretende Reibung der Druck auf die Sohle wesentlich verringert wird. Es hat sich gezeigt, daß es zweckmäßig ist, die Schütthöhe möglichst nicht größer als 8–10 m zu wählen und ferner

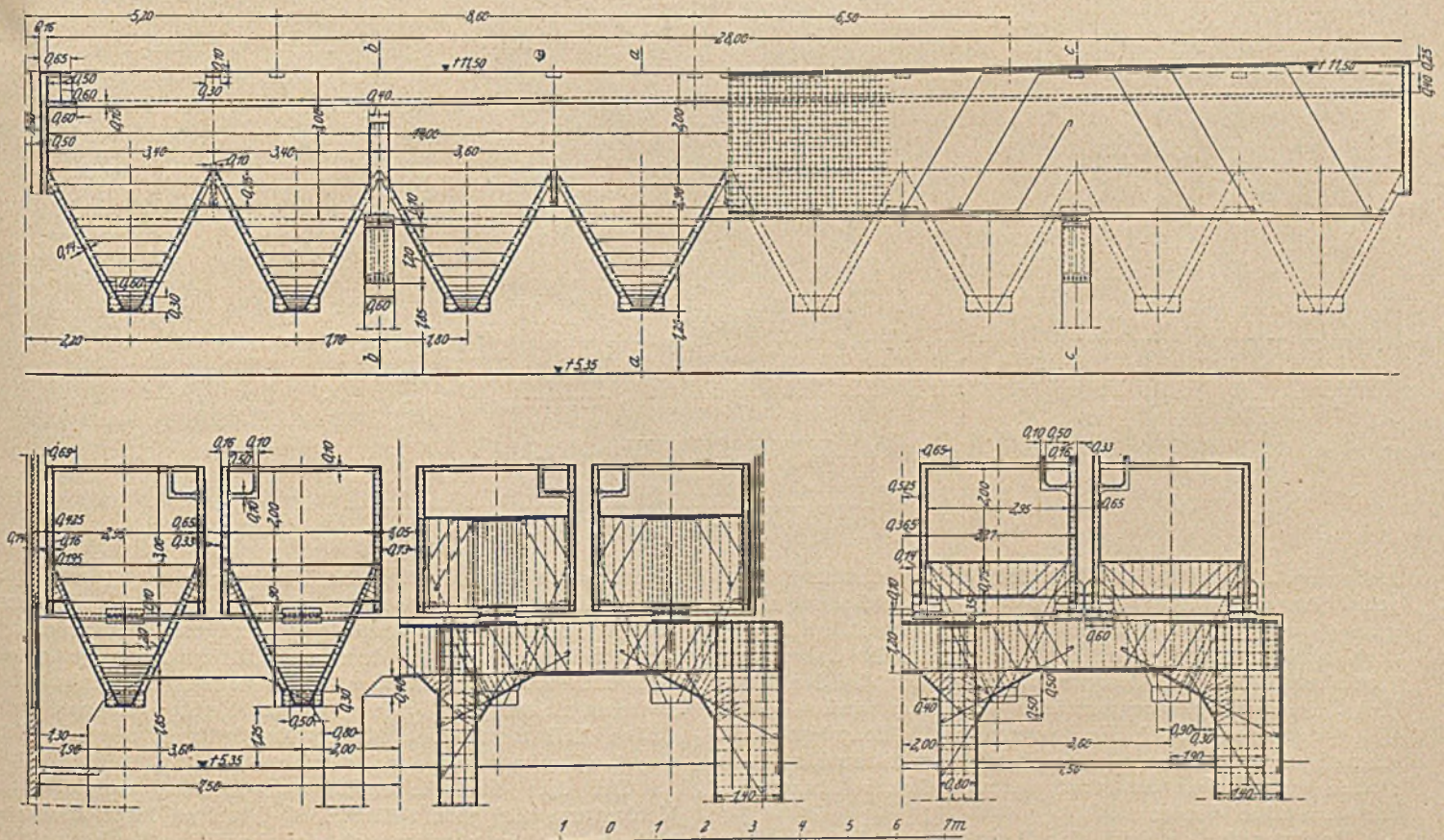


Abb. 12.

Wenn nun schon in der Wäsche bei den niedrigen Schwemmsümpfen die Entwässerung der Kokskohle auf Schwierigkeiten stößt, so ist dies bei Großraum-Kohlentürmen noch viel mehr der Fall. Die Großraum-Kohlentürme von 15–18 m Schütthöhe

einen Großraum-Kohlenturm durch Querwände derartig in Schotten aufzuteilen, daß jede Abteilung nur 500–600 t Fassungsvermögen hat. Die Höhe der Trennwände kann $\frac{3}{4}$ – $\frac{4}{5}$ der ganzen Schütthöhe betragen.

Praktische Versuche haben ergeben, daß ein Kohlenturm von 12 m Schütthöhe nur zur Hälfte gefüllt, in einem Drittel der Zeit eine weit bessere Entwässerung der Koks-kohle aufwies, als bei vollständiger Füllung.

Die ausreichende Entwässerung der Koks-kohle ist deshalb von so großer Wichtigkeit und sogar eine unbedingte Betriebsnotwendigkeit, weil wasserreiche Kohle einesteils auf das feuerfeste Material der Koksöfen schädigend einwirkt und die Koksöfen-Firmen die Garantie für die Öfen ablehnen, wenn der Wassergehalt der Kohle 12–13 vH überschreitet.

(Abb. 6). Um hier eine geringere Schütthöhe herbeizuführen, wurde in der Mitte des Turmes eine Unterteilung durch den Einbau von Eisenbetontrichtern vorgenommen. Durch diesen Einbau wurde der ursprüngliche Kohlenturm gewissermaßen in zwei voneinander unabhängige Kohlentürme zerlegt, von denen der obere das Material dem unteren zuführt. Die neuen Trichterböden ruhen auf Umfassungsbalken, deren Auflagerdruck durch neu eingezogene Stützen auf die alten Wände und hierdurch auf die vorhandenen Stützen übertragen wird. Sowohl der Einbau dieses Trichterbodens,

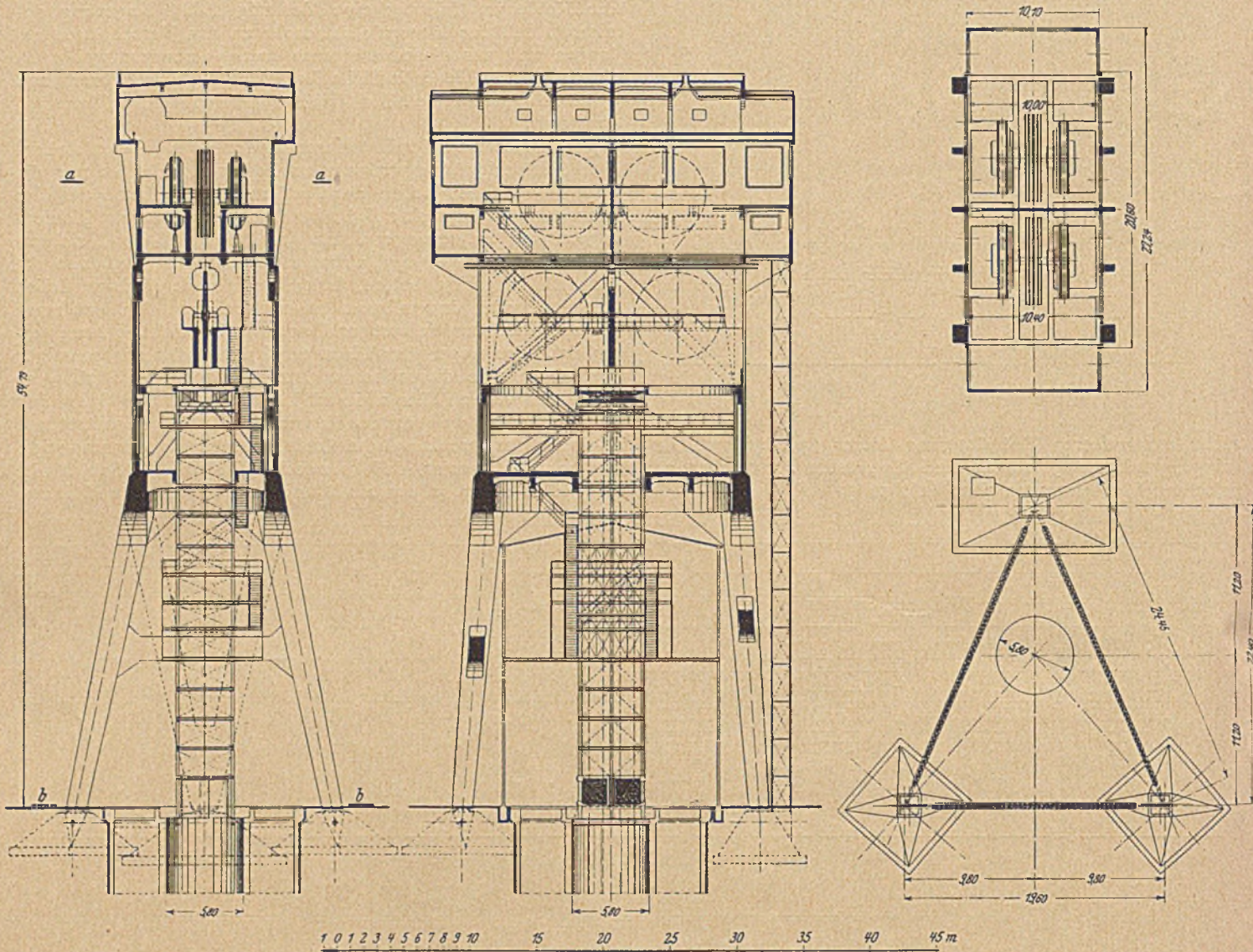


Abb. 13.

Außerdem erfordert eine Kohle mit einem höheren Wassergehalt längere Zeit zur Verkokung als eine solche mit niedrigem Wassergehalt, so daß entweder der gleichmäßige Betrieb der Koksöfen gestört wird, oder wenn man die wasserreiche Kohle nur die gleiche Zeit wie die wasserarme in den Koksöfen läßt, der Koks entsprechend schlechter wird.

Ferner macht auch die wasserreiche Kohle entsprechend dem zu verdampfenden Wasser einen Mehrverbrauch an Heizstoffen notwendig, was vom wirtschaftlichen Standpunkt aus vermieden werden muß.

Es ist nötig, daß sich der Bauingenieur alle diese Vorgänge gründlich klar macht, weil er nur so dazu kommen kann, Bauten zu errichten, die ihrer Zweckbestimmung wirklich entsprechen und größte Wirtschaftlichkeit des Betriebes gewährleisten.

Die geschilderten Nachteile haben sich auch an dem großen Koks-kohlenturm einer Zeche im Ruhrgebiet gezeigt

als auch die Vergrößerung des Böschungswinkels der Kohle infolge des geringeren Wassergehaltes hatte eine Verringerung des Seitendruckes und damit eine geringere Beanspruchung der Wand zur Folge, was dem in der Kriegszeit ausgeführten Bauwerk sehr zustatten kam. Was durch den Einbau der Zwischentrichter an Füllung verloren ging, konnte zum großen Teil durch eine höhere Anschüttung oberhalb der obersten Decke wettgemacht werden.

Bei dem für die Zeche Consolidation ausgeführten Kohlenturm für 3000 t Nutzinhalt (Abb. 7) lagen die Verhältnisse insofern günstiger, als der eigentliche Bunker erst in Angriff genommen wurde, nachdem man sich schon über die Abhängigkeit des Wassergehaltes der Kohle von der Schütthöhe im Klaren war. Bei diesem Turm konnten also alle zuvor dargelegten Gesichtspunkte von vornherein berücksichtigt werden. Wie man in der Abb. 7 sieht, wurde der aus einem einzelnen Bunker bestehende Turm durch Ein-

bau von vier Querwänden und einer Längswand wenigstens in seinem unteren Teil bis zu einer Höhe von 30 m in zehn kleinere Bunker zerlegt.

Bei dem Entwurf des Kohlenturms — und hiermit komme ich zum letzten Teil meiner Ausführungen — wurde in weitgehendem Maße auf Bodensenkungen, die im Bergbauggebiet möglich sind, Rücksicht genommen. Der Turm ist ein gewaltiges Bauwerk von 46 m Höhe. Er steht auf einer starken Grundplatte, auf welche die Last des Oberbaues durch äußerst kräftig gehaltene Eisenbetonstützen übertragen wird. Um ein Geraderichten des Turmes zu ermöglichen, sind diese Säulen ungefähr in halber Höhe zwischen der Decke über der Kläranlage und der Füllwagenbühne durchschnitten (Abb. 8). Die Schnittflächen greifen schachbrettartig ineinander ein, so daß bei einer Schrägstellung des Turmes ein Verschieben des oberen Teiles gegenüber dem unteren ausgeschlossen ist. Innerhalb der Säulen sind Aussparungen für die zum Heben des Turmes erforderlichen hydraulischen Pumpen angeordnet. Soll der Turm geradegerichtet werden, so werden entsprechend seiner Schräglage Eisenkeile bzw. Eisenplatten zuvor hergerichtet und dann der Turm mit den hydraulischen Pressen in die lotrechte Lage gebracht. In die entstehenden Zwischenräume zwischen den Schnittflächen der Säulen werden die Eisenteile eingelegt und vergossen. Bei dieser Einrichtung ist also ein Auseinanderschneiden von Eisenlagen nicht notwendig. In fester Verbindung mit dem Turm befindet sich auf der einen Seite der Treppenausbau, auf der anderen Seite der Abzugschlot. Die trichterförmige Erweiterung des Abzugschlotes ist von dem eigentlichen Schlot durch eine Fuge getrennt, da dieser Teil nicht mehr vollständig auf der Grundplatte des Turmes untergebracht werden konnte und deshalb eine besondere Gründung erhalten mußte.

Es ist unser Bestreben, bei Bauten im Bergbausenkenungsgebiet, bei denen mit Bodensenkungen zu rechnen ist, die Haupttragteile beweglich, also möglichst statisch bestimmt anzuordnen.

Dieser Grundsatz ist bei den drei folgenden Bauwerken durchgeführt worden. Abb. 9 ist die Übersichtszeichnung eines Kesselhauses für ein Elektrizitätswerk.

Die zu beiden Seiten der Gleise befindlichen Rahmenkonstruktionen, zwischen denen im unteren Teil die Kessel liegen, haben, wie die Systemzeichnung zeigt, sechs Gelenke erhalten, so daß eine vollkommene Beweglichkeit gewährleistet ist. Diese Konstruktion wurde nicht allein mit Rücksicht auf die Einwirkung des Bergbaues gewählt, sondern auch zur Vermeidung von Temperaturspannungen, die von der ausstrahlenden Wärme der Kessel herrühren. In Abb. 9 ist ein solcher Bock mit den Einzelheiten der Eisenbewehrung dargestellt. Er hat 10,67 m Höhe und 5,80 m Gesamtbreite; im ganzen sind 48 solcher Böcke vorhanden. Die Länge des Kesselhauses beträgt etwa 67 m, die Breite 20 m. Ähnliche Rücksichten waren auch für die Wahl der Konstruktion bei dem Kesselhause auf Zeche Viktor b. Rauxel maßgebend. Abb. 10 zeigt einen Querschnitt durch die Bunkeranlage des Kesselhauses. Man sieht auch hier, wie die ganze Konstruktion durch Gelenke und Pendelstützen in einzelne Teile zer-

legt ist, und wie die Grundplatte zerschnitten ist, so daß die einzelnen Tragglieder in ihrer Gründung von einander unabhängig sind und sich jedes für sich bewegen kann. Die bebaute Grundfläche des Kesselhauses beträgt etwa 40 × 42 m. Ein gleiches Kesselhaus wurde für die Zeche Unna-Königsborn erbaut.

Bei kleineren Grundflächen kann mit Vorteil die Dreipunktlagerung in der Weise angewandt werden, wie dies im Betonkalender 1912 von Herrn Dr. Schlüter vorgeschlagen und bei der Hauptversammlung des Deutschen Beton-

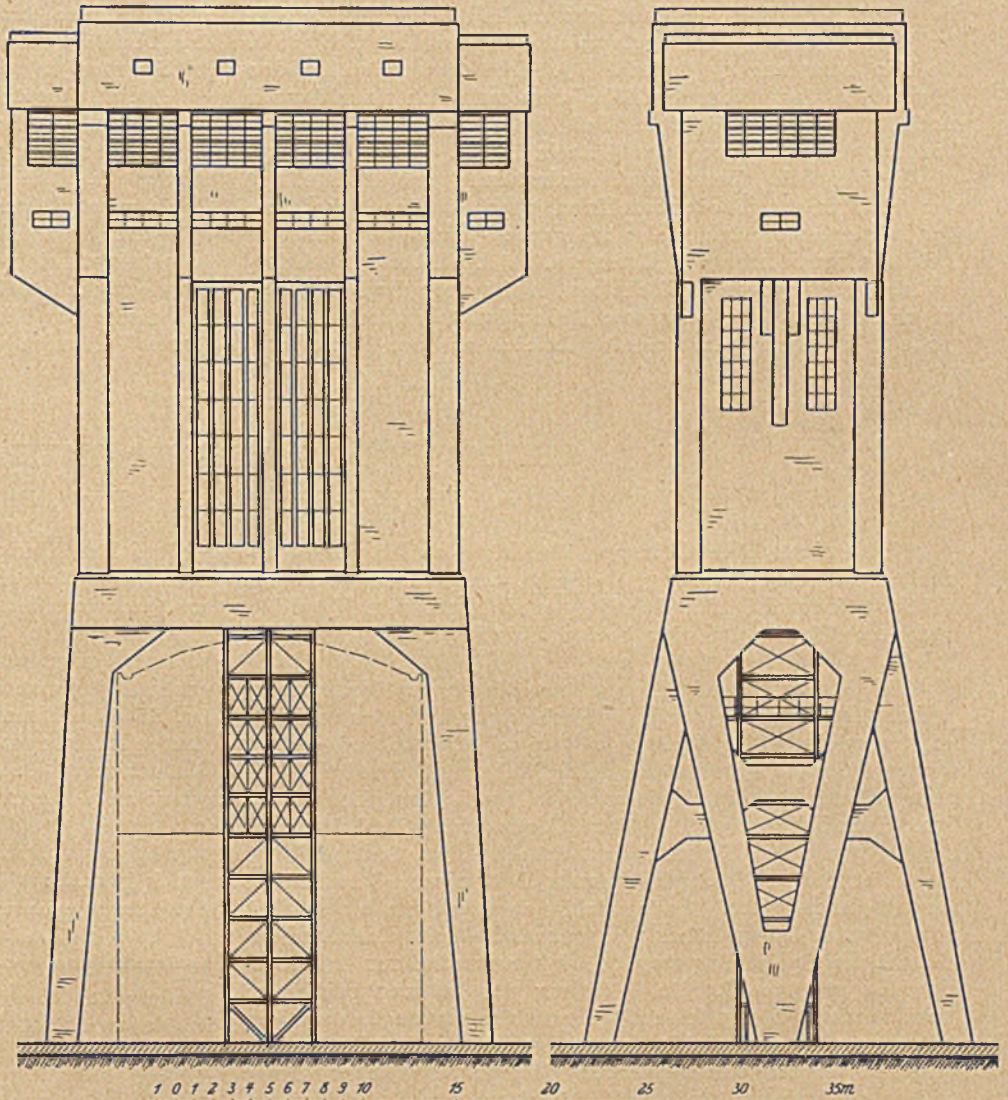


Abb. 14.

Vereins im Jahre 1913 zum ersten Male von Dr.-Ing. Paul Müller bei dem von der Firma Hüser & Co., Obercassel, erbauten Schwimmbecken in Gladbeck vorgeführt wurde. Diese Dreipunktlagerung wurde für die Auflagerung der Spitzkästen der Wäsche der Staatsmijnen Heerlen angewandt (Abb. 11 u. 12). In dem Wäschegebäude von 70 m Länge, 28 m Breite und 27 m Höhe befinden sich 4 Aggregate von Spitzkästen, die 28 m lang und 3 m breit sind. Jedes Aggregat ruht auf 3 Gelenken, um zu erreichen, daß die Konstruktion etwaige Bewegungen leicht mitmachen kann, ohne daß Zusatzspannungen auftreten. Auf jedes der zwischen zwei Spitzkästen befindlichen Lager kommt eine Belastung von 105 t, auf jedes der in der Mittelachse der Spitzkästen befindlichen Lager entfällt eine Last von 210 t.

In diesem Zusammenhang und zum Schluß möchte ich noch ein Bauwerk zeigen, das die der Firma Franz Schlüter

Aktiengesellschaft befreundete Allgemeine Beton Compagnie, 's-Gravenhage, zur Zeit ausführt, einen auf drei Punkten gelagerten Förderturm für die Staatsmijnen Heerlen, der zugleich wohl der größte Eisenbetonförderturm der Welt zu werden verspricht. Der höchste eiserne Förderturm ist wohl der von der Gewerkschaft Orange in Gelsenkirchen für Schacht 9 der Bergwerks-Aktiengesellschaft Consolidation ausgeführte mit 53 m Höhe und der auf den Kruppschen Zechen Hannover $\frac{3}{4}$ erbaute Förderturm von 54 m Gesamthöhe. Der neue Eisenbeton-Förderturm für die Staatsmijnen Heerlen wird eine Höhe von 55 m erhalten, also auch noch die größten eisernen Fördertürme an Höhe überragen. Die der Berechnung zugrunde gelegte Seilbruchlast beträgt 310 t, die Windbelastung 150 kg/m^2 . Die Abb. 13 u. 14 stellen den Förderturm dar. Von der Höhe kann man sich einen Begriff machen, wenn man bedenkt, daß der untere offene Bock so hoch ist wie das Warenhaus Tietz in Berlin.

Bekanntlich dienen die Fördertürme zur Aufstellung von elektrischen Fördermaschinen oberhalb des Schachtes. Der Förderturm erleidet also im ganzen genommen aus den Seilzügen nur lotrechte Belastungen, während bei den Fördergerüsten, die nur die Seilscheiben, nicht aber die Maschinen tragen, auch schräg gerichtete Seilzugkräfte auftreten. Die große Höhe der Fördertürme ergibt sich aus der Notwendig-

keit der Unterbringung der Maschinen mit den Bremsrichtungen und aus den Betriebsverhältnissen. Die Eisenbetonbauweise eignet sich für Fördertürme besonders deshalb, weil der Eisenbeton eine große Masse besitzt und daher Schwingungen und Erschütterungen viel mehr gedämpft werden als bei den leichteren eisernen Gerüsten, so daß die Maschinen ruhig liegen. Bei solchen Fördertürmen handelt es sich im allgemeinen stets darum, die großen Stiehlasten des schweren Turmaufbaues auf weiter auseinander liegende Fußpunkte unten zu übertragen. Dies geschieht bei dem Förderturm der Staatsmijnen Heerlen durch Dreipunkt-lagerung, also durch drei mächtige Ständer. Der Auflagerdruck beträgt bei einem Auflager 2000 t, bei den beiden anderen jeweils 1100 t.

Meine Ausführungen dürften bewiesen haben, daß der Eisenbetonbau auch in den letzten Jahren für große industrielle Ausführungen besonderer Art mit Erfolg angewandt worden ist. Die Ausführungen, die ich in ihren wesentlichen Punkten vorführen konnte, zeigen, daß man in der Großindustrie dem Eisenbetonbau unbedingtes Vertrauen entgegenbringt, sie beweisen aber auch, daß auch das Ausland die deutsche Baukunst würdigt, und ich kann wohl sagen, daß diejenigen Bauten, die fertiggestellt und im Betrieb sind, dieses Vertrauen vollkommen gerechtfertigt haben.

BETONMAST ODER EISERNER GITTERMAST.

Von Mag.-Baurat Dr. Luz. David, Berlin.

Unter dieser Überschrift veröffentlicht Herr Dr. O. Stötzner, Bad Oeynhausen/Westfalen, im Februar-Heft des „Elektro-Journals“ eine Schrift, die sich mit dem Vergleich und dem Wettbewerb der beiden Bauweisen im Mastenbau befaßt.

Da das vorliegende Thema gewiß weitere Kreise interessiert (insbesondere auch in Verbindung mit den auf die Schrift erfolgten Erwidern), so sei nachstehend einiges auszugsweise mitgeteilt, um schließlich auch die Frage zu untersuchen, ob und inwieweit eine Vergleichung der beiden Bauweisen allgemein gültig durchführbar ist. Zunächst geht Dr. St. von einem Versuche aus, den Prof. Dr. Saliger¹⁾ an einem armierten Stampfbetonmast I-förmigen Querschnitts vorgenommen hatte. Es handelt sich dabei um einen Mast von 16,5 m Länge über Einspannstelle mit einem aufzunehmenden Spitzenzug von 600 kg senkrecht zur Leitungsrichtung und 300 kg in Richtung der Leitung bei einem Winddruck von 125 kg/m^2 . Der Mast verjüngte sich von $165 \times 55 \text{ cm}$ am Fuß bis auf $25 \times 25 \text{ cm}$ am Kopf. Dr. St. vergleicht damit einen eisernen Gittermast gleicher Länge mit $92 \times 92 \text{ cm}$ am Fuß und $40 \times 40 \text{ cm}$ am Kopf und errechnet die Biegemomente infolge Leitungszug und Winddruck²⁾ für den

Betonmast quer zur Leitung	16 412 mkg
längs der „	12 082 „
Eisenmast quer zur Leitung	14 644 „
längs der „	9 694 „

Aus diesen für den Eisenmast um 10,8 bzw. 19,8 vH geringeren Biegemomenten errechnet er dann ein entsprechend kleineres Fundamentgewicht mit etwa 40 vH Ersparnis. Er vergleicht dann die von Prof. S. gemessene Durchbiegung von 17,5 cm mit der errechneten Durchbiegung von 13,4 cm des eisernen Mastes. Nun folgt ein Vergleich der Drehwiderstände der beiden Masten. Während der Betonmast versuchsgemäß bei einem Drehmoment von 140 000 cmkg zum Bruch kam, leitet Dr. St. ein noch aufnehmbares Drehmoment von derselben Größe her, wobei er allerdings zur Herstellung der er-

forderlichen Knicksicherheit und Abminderung der Leibungsdrucke bei den oberen Füllungsgliedern deren Winkelstärke auf 6 mm erhöht. Damit ergibt sich nach Dr. St., daß der Eisenbetonmast bei einem Drehmoment von 140 000 cmkg zu Bruch ging, während der Eisenmast bei einem Drehmoment noch ausgesprochen standsicher ist. Aus diesen Angaben leitet Dr. St. eine Eisenersparnis von 85 kg her und betont die bedeutende Ersparnis an Eisenbahnfrachtkosten, da bei den 6 t schweren Betonmasten nur 6 Maste, bei den nur 0,7 t schweren Gittermasten hingegen 14 Maste verladen werden können.

In der folgenden Tabelle sind die Vergleiche nebeneinander gestellt:

	Betonmast	Eisenmast
Fundament	7,128 cbm	4,290 cbm
Eisenaufwand	785 kg	700 kg
Gesamtgewicht	6000 kg	700 kg
Verfrachtungsmöglichkeit	{ 6 Maste Tarif d. 15 t-Wag.	{ 14 Maste Tarif d. 10 t-Wag.

Auf Grund dieser Tabelle zog Dr. St. den Schluß, daß der Eisenmast dem Betonmast erheblich überlegen ist, und verzichtet aus diesem Grunde, auf die weiteren wirtschaftlichen Vorteile der Eisenmaste einzugehen unter Hinweis auf das Fachschrifttum.

Hierauf erwidert im April-Heft derselben Zeitschrift Herr Ober-Ing. Joh. Knust folgendes:

Zunächst sei der Vergleich des Eisenmastes mit einem Stampfbetonmast nicht geeignet, die Frage des Wettbewerbes ganz allgemein zu entscheiden, und er betont die Notwendigkeit, zum Vergleich auch die Schleuderbetonmaste heranzuziehen. Er berechnet die Windkraft (unter Zugrundelegung des Beiwertes 0,5 wegen des runden Mastquerschnittes) zu 420 kg und damit ein Biegemoment in Richtung des 600 kg-Spitzenzuges zu 13 090 mkg gegenüber 14 644 mkg beim Eisenmast und leitet hieraus naturgemäß Vorteile für die Gründung und Ersparnisse her. Abgesehen davon, weist

¹⁾ „Elektrotechnik und Maschinenbau“ vom 9. 12. 1923, S. 705.

²⁾ Hierbei Luvseite mit 100 vH und Leseite mit 50 vH Winddruck ermittelt.

er darauf hin, daß Schleuderbetonmaste mittlerer Verhältnisse in Wirklichkeit gar keiner Blockfundamente bedürfen, sondern daß die Gründung ganz einfach mittels Eisenbetonflügeln bewerkstelligt wird.

Bei dieser Gelegenheit betont K., daß zwar diese Gründungsmöglichkeit mit Platten auch dem Eisenmast zu Gebote stünde, daß sie jedoch nicht ratsam erscheine, weil der im Erdreich steckende Teil des Mastes nicht überwacht werden kann. Außerdem seien die hierbei meist verwendeten Holzschwellen in hohem Maße der Fäulnis ausgesetzt. Somit stünde hinsichtlich Gründung der Eisenmast dem Betonmast nach, weil kostspielige Betonierungsarbeiten beim Betonmast auf der Strecke gänzlich entfielen. Auf die Frage der verhältnismäßig großen Torsionsfestigkeit des Eisenmastes geht Herr K. nicht ein mit dem Hinweis, daß die Berechnungsgrundlagen zu unsicher seien, und betont weiterhin, daß gerade in letzter Zeit eiserne Gittermaste durch Torsion zerstört worden sind. Bezüglich des Vergleiches der erforderlichen Baustoffmengen hält K. folgende Zusammenstellung entgegen, die einen erheblichen Vorteil zugunsten des Schleuderbetonmastes zeigen:

	Eisenmast	Betonmast
Fundamentinhalt	4,29 m ³	3)
Eisenaufwand	700 kg	581 kg
Gesamtgewicht	700 kg	3800 kg
Verfrachtungsmöglichkeit	{ 14 Maste 10 t-Wagentarif	{ 9—10 Maste 15 t-Wagentarif

Ferner bezweifelt er die Verladungsmöglichkeit von 14 Masten auf einem 10 t-Wagen, es sei denn, daß die einzelnen Stöße ineinandergeschachtelt werden, was beim Laden unliebsame Verzögerungen und Schwierigkeiten ergeben müsse.

Weiterhin führt er gegen den Eisenmast die nötige Überwachung der Anstriche und die Empfindlichkeit gegen atmosphärische und chemische Einflüsse ins Feld und behauptet, daß in Gegenden, in denen die Luft durch Abgase geschwängert ist, sowie an Küstengebieten der Schleuderbetonmast überhaupt das einzig gegebene Gestängematerial sein dürfte. —

Gleichfalls gegen den Eisenmast wendet sich eine Erwiderung des Herrn Schenck unter der Voranschickung, daß die Stötznersche Berechnung mit einer von ihm selbst aufgestellten Berechnung übereinstimmt. Er beanstandet nur die von Dr. St. für den Betonmast aufgestellte Fundamentberechnung als zu reichlich, denn bei runden und kantigen Betonmasten betrage die Fundamentgröße nur wenig mehr als für einen entsprechenden Eisenmast, und gibt in diesem Falle das erforderliche Fundamentbetonquantum mit 5—6 m³ an (statt 7,128 m³). Bei Verwendung der übrigens behördlich zugelassenen Betonschwellen zur Erdbefestigung (vgl. Abb. 1, S. 116 „Elektro-Journal“) würde die Gründung noch billiger werden. Sodann sei es unrichtig, daß Dr. St. bei dem Eisenmast eine Durchbiegung von 13,4 cm angebe; denn vorschriftsgemäß müßte bei Leitungsriß mit einer 1,0 prozentigen Durchbiegung, das sind 17,25 cm — auch beim Eisenmast — gerechnet werden. Im übrigen bestätigt Herr Sch. die Widerstandsfähigkeit des Eisenmastes gegen Drehbeanspruchung, wobei allerdings der Eisenmast etwa 50—100 kg schwerer sein wird als von Dr. St. angegeben, so daß hiermit Dr. St.s Vergleichstabelle anfechtbar sei. Allerdings sei der Eisenmast günstiger in bezug auf Verfrachtung und auch für die Besteigung und nötig werdende Traversenverlegung, da sich der Schleuderbeton nur sehr schwer anstemmen läßt.

Er gibt nun eine kleine Beschreibung der Schleuderbetonmaste, die an sich mit den behandelten Fragen wenig zu tun hat. —

3) Die Gründung mit Eisenbetonflügeln, deren Kosten etwa gleich denen von 1 m³ Fundamentbeton sind.

Hierauf folgt das Schlußwort zu diesem Thema von Dr. Stötzner. Er betont, daß sein ursprünglicher Aufsatz sich in erster Linie auf einen Vergleich mit dem von Prof. Saliger angeführten Mast bezöge, und holt den Vergleich mit dem Schleuderbetonmast mit Hilfe der in den Erwiderungen gewonnenen Angaben nach. Er ist dann der Ansicht, daß auch der Schleuderbetonmast dem Eisenmast wirtschaftlich nicht gleichwertig sein kann; denn 1. könne man die Fundierung beim Eisenmast mit Betonschwellen genau so vornehmen, 2. ist die Torsionsfestigkeit — wie nicht bestritten — unbedingt größer, 3. ist der Anschaffungspreis von 581 kg Stahlbewehrung beim Schleudermast schon allein höher (128 M) als der Materialpreis des kompletten Gittermastes (119 M), und schließlich sei bei einer Verfrachtungsbasis von etwa 200 km die Frachtdifferenz rd 40 M pro Mast zugunsten des Eisenmastes.

Überdies müßte wohl einige Zeit weiterhin verfließen sein, um zu sehen, wie sich Schleuderbetonmaste in der Zukunft bewähren, erst dann ließe sich ein Vergleich endgültig ziehen.

Es sei mir gestattet, nunmehr — ohne einen bestimmten Baustoff oder eine Bauweise irgendwie zu bevorzugen — hierzu Stellung zu nehmen. Der Gittermast soll hierbei vorwiegend nur dem Schleuderbetonmast gegenübergestellt werden, da der eingangs erwähnte Versuch von Prof. Saliger — so interessant der Versuch an sich auch ist — immerhin nur ein Einzelversuch bleibt. Wir können auch die strittigen Fundamentfragen vielleicht fortlassen in der Annahme, daß die Grundsätze — seien sie erleichternder oder auch erschwerender Art — jeglicher Bauweise so ziemlich in gleichem Maße zugute kommen werden, ob es sich nun um einen Gittermast, Schleuderbetonmast oder auch Stampfbetonmast handelt.

Nur darf jedoch zugunsten des eisernen Mastes nicht vergessen werden, daß in Wirklichkeit ein Mastkörper, bei dem der Schwerpunkt tief liegt, relativ sich günstiger in bezug auf Schwingungsverhältnisse einstellen wird als ein Körper mit höher liegendem Schwerpunkt. Zwar ist dieser Einfluß bei den Berechnungen bisher nicht berücksichtigt worden und braucht auch nicht weiter zahlenmäßig verfolgt zu werden, jedoch wäre bei der endgültigen Beurteilung der Mastenfrage dieser Gesichtspunkt immerhin zu berücksichtigen.

Bei der Angabe von Dr. St. über die errechnete Durchbiegung des Eisenmastes von 13,4 cm gegenüber 17,5 cm gemessener Durchbiegung am Betonmast müßte gesagt werden, unter welchen statischen Voraussetzungen die Durchbiegung gerechnet ist. Sind gelenkige Knotenpunkte angenommen, so fällt beim Versuch die Durchbiegung kleiner aus als die errechnete.

Herr Knust hält es nicht für ratsam, wenn man die Eisenmaste behufs Plattengründung mit einem Teil in die Erde hineinragen läßt, mit der zunächst berechtigten Befürchtung, daß gerade dieser dem Anrosten am meisten preisgegebene Teil der Überwachung gänzlich und dauernd entzogen sei. Jedoch geben die neuzeitlichen technischen Errungenschaften ein einfaches Mittel an die Hand, um eine dem Betonmast ebenbürtige Sicherung der Eisenquerschnitte zu schaffen, nämlich das Anblasen mit Torkreputz. Somit kommt die Gründung mit Betonschwellen dem Gittermast ebenfalls zugute, und Herrn Knusts Gegenüberstellung der Fundamentgewichte wäre im allgemeinen nicht gültig. Es darf hierbei nicht unerwähnt bleiben, daß der absolut höhere Verdrehwiderstand des Gittermastes zweifelsohne sehr in die Wagschale fällt, wengleich der Fußgrundriß größer ist als beim Betonmast. Die Berechnungsannahme Stötzners, daß sich das Drehmoment auf vier Scheiben verteilt, ist nicht als zu ungünstig zu bezeichnen. Die angekündigten Torsionsversuche werden darüber bald Klarheit schaffen. —

Zum Schluß wird von Herrn Knust auf die Anstrich- und Unterhaltungskosten der Gittermasten hingewiesen, insbesondere die Gefährdung der Maste in Gegenden, wo die Luft durch Abgase chemischer Fabrikation geschwängert

ist. Diese Bedenken haben natürlich ihre Berechtigung; aber es darf auch nicht verschwiegen werden, daß gerade in solchen Industriegebieten auch der Betonmast gefährdet ist; denn die Erfahrungen an Eisenbeton-Straßenüberführungen über Eisenbahnen haben bekanntlich gezeigt, daß die Zug- und Schwindrisse im Beton oft einen Gefahrenpunkt für Korrosionen gebildet haben.

Beim Transport und Aufrichten werden sich aber Risse im Eisenbetonmast ebenfalls nicht vermeiden lassen — wie Schwindrisse überhaupt —, so daß auch hier eine Gefährdung durch Abgase entsteht. Da die Eisenbetonmasten erst verhältnismäßig kurze Zeit im Gebrauch sind, dürfte es sich empfehlen, in dieser Hinsicht in besonders ungünstigen Gegenden von Zeit zu Zeit unvoreingenommene Nachprüfungen vorzunehmen. Durchschnittlich werden naturgemäß die Gittermaste durch die Anstricherneuerungen größere Unterhaltungskosten erfordern, aber deshalb kann nicht von Herrn Knust gefolgert werden, daß in Gegenden, deren Luft mit Abgasen durchsetzt ist, der Betonmast das einzig gegebene Gestängematerial ist.

Nun nochmals die Frage der Durchbiegung: Die Entgegnung von Herrn Schenck behauptet, Dr. St. hätte auf alle Fälle mit einer Durchbiegung von 1 vH, d. i. 17,25 cm rechnen müssen. Dies scheint auf einem Mißverständnis zu beruhen; denn Dr. St. behauptet ja nichts weiter, als daß bei einem bestimmten Biegemoment die Durchbiegung an der Mastspitze rechnermäßig so und so groß ist, und gibt 13,4 cm an. Nach den Normalien für Freileitungen des V. D. E. vom Januar 1914 darf die Durchbiegung der Maste höchstens 2 vH der freien Länge betragen. In den Normalien für Freileitungen von 1921 ist über die zulässige Durchbiegung nichts gesagt. In den Bestimmungen für bruchsichere Führung von Hochspannungs-Freileitungen über Reichs-Telegraphen- und Fernsprechleitungen vom Mai 1920 ist nach einem Beispiel auf Seite 12 die Durchbiegung mit 1 vH der freien Mastlänge einzusetzen. Schließlich müssen wir uns noch darüber von vornherein klar sein, daß ein gut konstruierter Mastkörper quadratischen Grundrisses, der von 1,2 auf 0,4 m nach oben zuläuft, wie der Gittermast ganz selbstverständlich mehr Biege- und Drehungswiderstand aufweisen wird als Eisenbetonmasten, die am Fuß 52 cm und am Zopfende 26 cm haben.

Im übrigen bin ich der Meinung, daß diese beiden Bauweisen erst dann technisch und wirtschaftlich mit Erfolg und gerecht verglichen werden können, wenn sie vor allen Dingen zuerst auf eine gemeinsame Basis gestellt werden, d. h., wenn

z. B. die von den zuständigen Behörden erlassenen Vorschriften für beide Bauweisen wenigstens einigermaßen gleich günstig bzw. ungünstig sind. Dies ist aber bis heute keineswegs der Fall. Man betrachte beispielsweise nur die Frage der Inanspruchnahme durch Winddruck. Nach den Normen⁴⁾ für Starkstromfreileitungen sind bei Gittermasten die im Windschatten liegenden Teile mit 50 vH der Vorderfläche in Rechnung zu stellen. Dies entspricht auch den Gepflogenheiten bei der Berechnung von anderen Eisenbauwerken des allgemeinen Bauwesens. Anders liegt der Fall bei zylindrischen Masten (unter 50 cm Dmr.). Während z. B. ein Schornstein nach den Bestimmungen des Preuß. Ministerialerlasses vom 30. IV. 1902 mit 0,67 seiner Projektion in Rechnung zu stellen ist, braucht gemäß den Normen nur 0,5 in Ansatz gebracht zu werden.

Dies ergäbe z. B. in unserem Falle für Herrn Knusts Beispiel des Schleuderbetonmastes einen Winddruck von

$$\frac{0,52 \cdot 0,26}{2} 17,25 \cdot 125 \cdot 0,67 = 250 \text{ kg (statt 420 kg),}$$

und das Moment an der Einspannstelle betrüge nunmehr

$$600 \cdot 16,5 \cdot 520 \cdot 7,55 = 13\,830 \text{ mkg (statt 13\,090 mkg),}$$

somit nur $5 \frac{1}{2}$ vH kleiner (früher 10,6 vH) als das für den Eisenmast gegebene Moment von 14 644 mkg.

Es sollte damit lediglich gezeigt werden, welche Wirkung eine Verschiedenheit in den Anordnungen der Vorschriften im allgemeinen Ingenieurbau und im Mastenbau zur Folge hat.

Wesentlich erscheint es vor allen Dingen daher, festzustellen, bei welchen Abmessungen ein Eisenbetonmast mit einem Eisenmast **statisch** gleichwertig ist, und zwar unter Annahme einmal rein zentrischen, dann exzentrischen Zuges.

Dies ließe sich wohl durch eine Anzahl Parallelversuche beantworten, es ist dann unwesentlich, nach welchen Sonderbestimmungen die Versuchsmaste berechnet wurden.

Schließlich können die dann als statisch gleichwertig anerkannten Maste einer wirtschaftlichen Vergleichsrechnung unterzogen werden.

Sehr zu begrüßen wäre es dann auch, wenn bei dem gegenwärtig stark in den Vordergrund getretenen Bedürfnis, die Windkraftverhältnisse durch Versuche zu klären, auch einige Mastmodelle angeblasen würden, um festzustellen, ob die bisherigen Annahmen einigermaßen zutreffend sind.

DRUCK- UND ZUGVERSUCHE AN BETON MIT MIKROKOMPARATOR.

Von Prof. Dr. K. Eisenmann, Braunschweig.

Übersicht. Druck- und Zugmessungen an Betonbalken Mischung 1 : 4 werden mittels Mikrokomparators durchgeführt. Nach wiederholten Beanspruchungen wachsen die Dehnungen geradlinig mit den Spannungen, abgesehen von einer Abweichung für geringe Spannungen. Der Nullpunkt der Dehnungs-Spannungskurve ist leicht veränderlich und daher unbestimmt. Die Elastizitätskoeffizienten für Zug und Druck weichen für denselben Balken, wenn überhaupt, so nicht erheblich von einander ab.

In vorliegender Arbeit werden Druck- und Zugversuche an Betonbalken mittels einer optischen Meßmethode mitgeteilt, die später auch auf Eisenbeton angewandt werden soll.

Versuche mit Eisenbeton liegen bereits in größerer Anzahl vor¹⁾, jedoch scheinen die hierbei angewandten Methoden bei den sehr kleinen Verschiebungen, die an diesem Material zu beobachten sind, nicht die erforderliche Genauigkeit zu besitzen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß aus diesem Grunde bisher genügend übereinstimmende Resultate der verschiedenen Beobachter noch nicht gewonnen wurden.

Ohne auf die Einzelheiten der verschiedenen Meßmethoden einzugehen, kann man doch feststellen, daß allen das nämliche

Prinzip zugrunde liegt. Es wird durch die relative Verschiebung zweier mit dem Beton fest verbundener Punkte gegeneinander irgendein Spiegel- oder Zeigermechanismus mit sehr großer Übersetzung bewegt, um die sehr kleinen Längenänderungen des Betons auf diese Weise feststellen zu können. Die Nachteile dieser Methoden sind, daß der Meßapparat in unmittelbare Berührung mit den Versuchsbalken gebracht und die Meßstrecke meist zu kurz gewählt werden muß. Ein gewisser Grad der Genauigkeit kann daher selbst mit den besten Apparaten nicht überschritten werden, da der Beton als grobkörniges Material nur bei genügend langer Meßstrecke als homogener Körper angesehen werden darf. Diese Methoden sind zwar gut anwendbar bei größeren Längenänderungen, wie sie bei den Metallen leicht hervorzubringen sind, jedoch müssen sie bei Eisenbeton versagen, da namentlich bei Biegeversuchen Längenänderungen von nur wenigen μ genau festgestellt werden müssen.

Es wurde daher eine optische Meßmethode mit Mikrokomparator angewandt, bei der eine unmittelbare Berührung

¹⁾ Vgl. Literatur „Handbuch für Eisenbeton“, Berlin 1921, Wilhelm Ernst & Sohn. — „Der Eisenbeton“ von E. Mörsch, Stuttgart 1920.

⁴⁾ Normen für Starkstrom-Freileitungen, aufgestellt vom Verband deutscher Elektrotechniker, Verlag Jul. Springer, 1924.

mit den Meßpunkten der Probekörper vermieden wird. Die Meßstrecke erhielt eine Länge von 80 cm, die sich für Druck- und Zugversuche als genügend groß erwies. Diese Methode dient bereits zu Längenmessungen bei Temperaturänderungen von Metallstäben; für Messungen an Beton ist sie jedoch noch nicht ausgearbeitet worden. Um Biegungsversuche an Eisenbeton mittels dieser Methode vorzubereiten, wurden daher zunächst hiermit Druck- und Zugversuche an reinem Beton ausgeführt, deren Ergebnisse im folgenden mitgeteilt werden. Bei diesen Versuchen wurde ich in bester Weise von Herrn Rolf Busemann unterstützt; Biegungsversuche an Eisenbeton nach dieser Methode werden in der Dissertation von Herrn R. Busemann demnächst veröffentlicht werden.

Die für die Versuche notwendigen Betonkörper wurden von der Firma Drenckhahn & Sudhop, Braunschweig, in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt. Sie wurden am 19. 4. 1923 gestampft, und zwar alle aus derselben Betonmischung, um die Resultate möglichst miteinander vergleichen zu können. Der Beton bestand aus einer Mischung: 125 Zement: 167 Steinsplitt: 333 Grand und hatte das spezifische Gewicht von 2,2. Die Würfelstärke betrug nach vier Wochen 210 kg/cm² und nach fünf Monaten 280 kg/cm². Da die Versuche als Vorbereitung für Messungen an Eisenbeton dienen sollten, so wurden die Versuchsbalken aus Beton von der Mischung 1:4 und von rechteckigem Querschnitt hergestellt. Die Abmessungen eines Balkens betragen: Gesamtlänge 1,50 m, der Querschnitt des 80 cm langen Mittelstückes 12 × 20 cm², der Querschnitt der Enden zu beiden Seiten des Mittelstückes 12 × 24 cm² (siehe Abb. 1).

Auf den beiden 20 cm hohen Seitenflächen wurden je zwei Eisenstifte von 3 mm Durchmesser in einem wagerechten Abstand von 80 cm auf der Mittellinie eingegipst, auf deren glatt polierter Endfläche ein Kreuz mit einer sehr feinen Nadel eingerissen war. Die Längenänderungen dieser Meßstrecke wurden auf beiden Seiten durch zwei Mikrokomparatoren gemessen. Der eine Mikrokomparator mit 15facher Vergrößerung gehört der Technischen Hochschule und wurde für horizontale Ableseung umgebaut (Abb. 1). Der andere Mikrokomparator wurde aus zwei Schlittenmikroskopen, die die Firma Carl Zeiß, Jena, in dankenswerter Weise für diese Versuche zur Verfügung gestellt hatte, zusammengestellt. Die Mikroskope zeigten eine 21fache Vergrößerung, der Schlitten wurde durch eine Mikrometerschraube bewegt und gestattete eine Ablesemöglichkeit von 1/1000 mm. Diese Mikroskope erwiesen sich für die vorliegenden Messungen durch Präzision und leichte Einstellung als besonders geeignet (Abb. 2). Die Mikrokomparatoren wurden auf den Balken selber gelegt, wodurch schädliche Verschiebungen ausgeschaltet wurden.

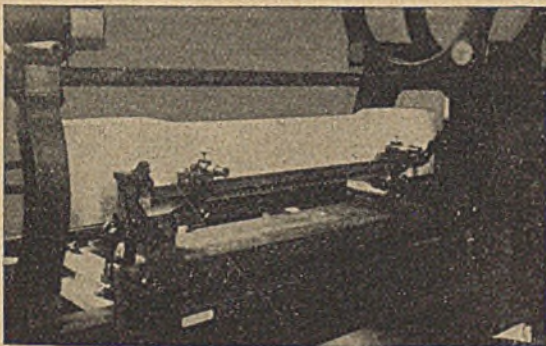


Abb. 1. Erste Versuchsanordnung mit Mikrokomparator.

Die Druck- und Zugbeanspruchungen wurden durch die im Festigkeitslaboratorium der Technischen Hochschule befindliche Werdermaschine erzeugt. Um Temperaturschwankungen auszuschalten, wurde stets auf eine niedere Spannung - 4 kg/cm² -, jedoch nicht auf Null zurückgegangen, weil der Nullpunkt sich als veränderlich erwies, so daß die Re-

sultate dadurch mit einer großen Unsicherheit behaftet sein würden. Der Nullpunkt wurde besonders und stets zweimal gemessen. Jede Einstellung der Mikrometerschraube wurde bei demselben Druck fünfmal wiederholt und das Mittel hieraus gebildet; jede

Spannungsstufe wurde dreimal wiederholt und somit 6 Werte für die Längenänderungen ermittelt. Die 6 Zahlen jeder Horizontalreihe in den Tabellenstellen die Längenänderungen dar, die aus den Messungen eines Komparators auf

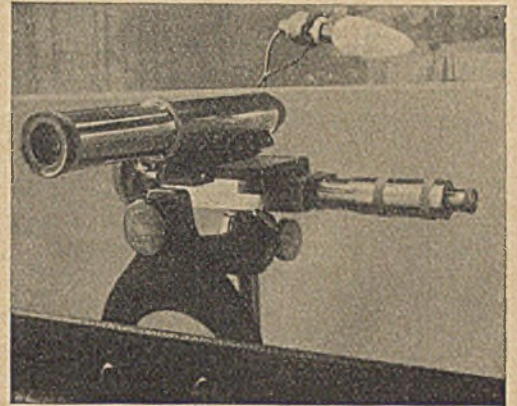


Abb. 2. Schlittenmikroskop von C. Zeiß, Jena.

der einen Seite berechnet wurden. Je zwei zusammengehörende Horizontalreihen stellen somit die Messungen auf beiden Seiten dar, und aus ihnen wurde das gesamte Mittel gebildet; dabei wurden die je ersten Werte der Horizontalreihen nicht berücksichtigt, da sie unter Umständen die unelastischen Änderungen des Balkens mit enthalten können. Bei sämtlichen vorliegenden Messungen wurde aber auf die Feststellung der dauernden Längenänderung kein Wert gelegt, sondern nur die rein elastischen Veränderungen ermittelt; die Balken waren bereits bei Vorversuchen verschiedentlich beansprucht worden.

Zugversuche am Balken I (Abb. 3).

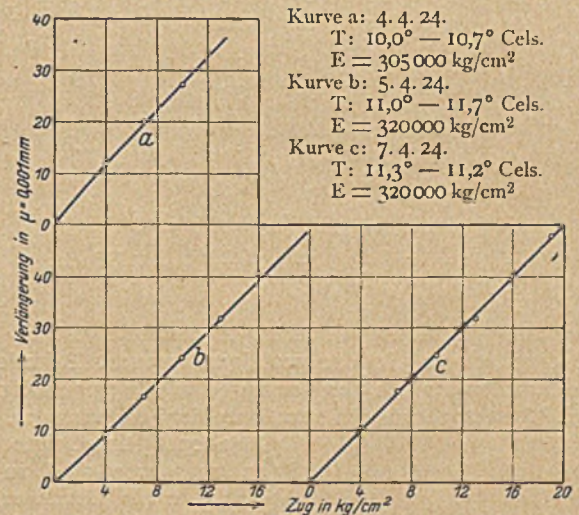


Tabelle I.
Beobachter: Eisenmann, Busemann.

Druckstufe kg/cm ²	Verlängerung gemessen auf beiden Seiten in μ						Mittel in μ	Ordinate von Null an in μ
0 — 4	14	14	12	14	14	13	11,7	11,7
4 — 7	5	9	9	10	11	11	8,2	19,9
4 — 10	9	6	7	4	8	9	15,5	27,2
	13	10	10	8	10	10		
	18	14	16	14	13	10		
	18	17	17	18	19	17		

Abb. 3. Kurve a.
Datum: 4. 4. 24. Temperatur: 10,0° — 10,7° Celsius.
Elastizitätsmodul: E = 305 000 kg/cm².

0 — 4	14	14	12	14	14	13	11,7	11,7
4 — 7	5	9	9	10	11	11	8,2	19,9
4 — 10	9	6	7	4	8	9	15,5	27,2
	13	10	10	8	10	10		
	18	14	16	14	13	10		
	18	17	17	18	19	17		

Druckstufe kg/cm ²	Verlängerung gemessen auf beiden Seiten in μ						Mittel in μ	Ordinate von Null an in μ
----------------------------------	---	--	--	--	--	--	--------------------	-------------------------------------

Abb. 3 Kurve b.

Datum: 5. 4. 24. Temperatur: 11,0°–11,7° Celsius.
E = 320 000 kg/cm².

0-4	11	8	10	10	8	9	9,3	9,2
	7	9	9	10	10	10		
4-7	8	8	7	6	6	6	7,4	16,6
	8	9	8	8	8	8		
4-10	16	16	14	13	14	15	14,8	24,0
	16	15	14	15	16	16		
4-13	24	23	22	20	18	19	22,5	31,7
	24	23	25	25	25	25		
4-16	31	32	33	33	32	30	31,4	40,6
	32	32	33	30	29	30		
0-4	12	8	8	8	9	8	9,1	
	7	9	11	9	10	11		

Abb. 3. Kurve c.

Datum: 7. 4. 24. Temperatur: 11,3°–11,2° Celsius.
E = 320 000 kg/cm².

0-4	11	10	10	11	12	13	11,3	10,4
	9	11	12	11	11	12		
4-7	7	9	10	7	6	7	7,4	17,8
	8	7	6	6	8	8		
4-10	14	12	13	15	15	14	14,3	24,7
	16	15	14	15	15	15		
4-13	22	23	21	20	21	21	21,6	32,0
	22	23	22	21	22	22		
4-16	31	30	29	29	31	32	29,9	40,3
	30	29	29	30	30	30		
0-4	11	12	9	9	10	9	9,5	
	9	9	8	10	10	9		
4-19	44	41	39	38	36	38	37,7	48,1
	39	38	38	37	36	36		
4-22	—	—	—	—	—	—	Bruch.	

geführt werden kann wie bei den folgenden Meßreihen. Es ist auch möglich, daß der Balken erst bei wiederholten Beanspruchungen sich einem konstanten Zustande nähert. Damit die Genauigkeit der optischen Methode beurteilt werden kann, werden die Tabellen ausführlich wiedergegeben.

Druckversuche am Balken II (Abb. 4a–d).

Tabelle II.

Beobachter: Eisenmann, Busemann.

Druckstufe kg/cm ²	Verkürzung gemessen auf beiden Seiten in μ						Mittel in μ	Ordinate von Null an in μ
----------------------------------	---	--	--	--	--	--	--------------------	-------------------------------------

Abb. 4 a.

Datum: 12. 4. 24. Temperatur: 11,9°–13,8° Celsius.
Elastizitätsmodul = 247 000 kg/cm².

0-4	9	7	7	8	10	11	11,4	11,4
	14	14	13	11	15	13		
4-10	15	14	13	15	15	15	15,7	27,1
	21	17	17	15	17	19		
4-20	44	42	46	45	39	40	50,9	62,3
	58	60	58	58	59	62		
4-30	71	72	69	70	73	74	81,5	92,9
	93	91	90	90	92	94		
4-40	104	103	104	102	102	104	113,1	124,5
	126	127	123	121	122	123		

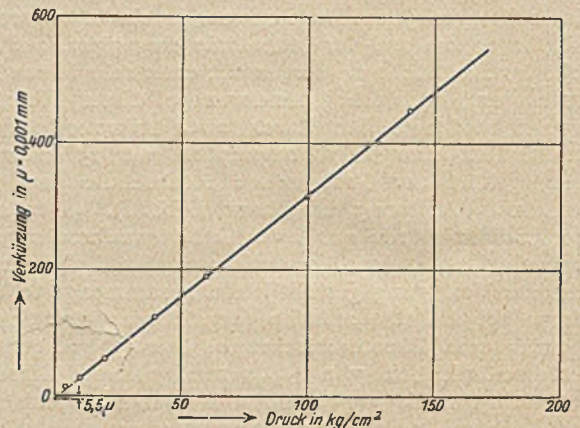


Abb. 4 b. Datum: 14. 4. 24. T: 10,5°–10,5°C
E = 247 000 kg/cm²

Abb. 4 b.

Datum: 14. 4. 24. Temperatur: 10,5°–11,5° Celsius.
E = 247 000 kg/cm².

0-4	6	7	5	6	5	5	10,5	11,5
	15	15	16	15	15	16		
4-10	16	14	13	15	13	11	15,4	27,0
	19	17	17	19	19	16		
4-20	42	40	40	39	38	40	45,2	56,7
	50	51	52	51	49	52		
4-40	99	96	98	99	100	102	112,6	124,1
	124	128	125	127	125	126		
0-4	18	17	9	8	8	10	12,6	
	19	13	14	13	16	18		
4-60	163	160	161	160	160	158	178,5	190,0
	203	199	197	196	196	198		
4-100	280	277	280	285	283	283	305,8	317,3
	334	330	330	329	331	330		
4-140	428	415	414	415	416	413	440,4	451,9
	473	460	467	465	468	471		

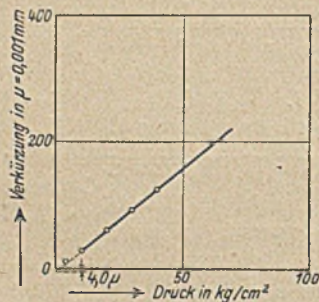


Abb. 4 a.

Datum: 12. 4. 24.
T: 11,9°–13,8°C
E = 247 000 kg/cm²

mend 320 000 kg/cm². Der niedrige Wert läßt sich daraus erklären, daß in der ersten Meßreihe außer dem stets unsicheren Nullpunkt nur drei Punkte gemessen wurden, so daß die Bestimmung von E hier nicht mit derselben Genauigkeit aus-

Es wurden drei Zugversuche in Spannungsstufen ausgeführt, die stets um 3 kg/cm² gesteigert wurden. Beim letzten Versuch wurde der Balken durch eine Zugspannung von 22 kg/cm² beansprucht und zerriß an der Einspannung, ohne daß er sonst Risse zeigte. Die Spannungswerte sind in den Abb. 3a–c als Abszissen, die Verlängerungen der 80 cm langen Meßstrecke als Ordinaten in $\mu = 0,001$ mm aufgetragen.

Die Versuche ergeben ein streng geradliniges Anwachsen der Verlängerungen mit den Zugspannungen und somit einen konstanten Elastizitätsmodul für Zug. Beim ersten Versuch (Abb. 3a) beträgt dieser Elastizitätsmodul 305 000 kg/cm², bei den beiden darauf folgenden (Abb. 3b u. c) übereinstimmend 320 000 kg/cm².

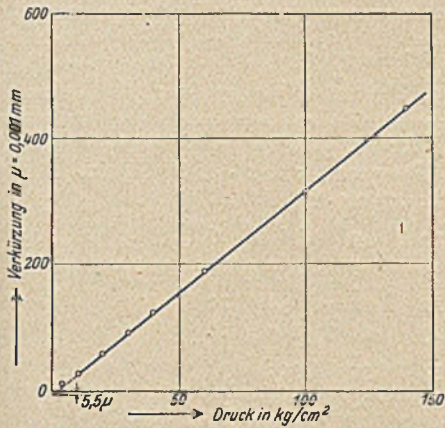


Abb. 4c.

Dat.: 15. 4. 24. T: 13,5°—15,5° Cels.
E = 247 000 kg/cm²

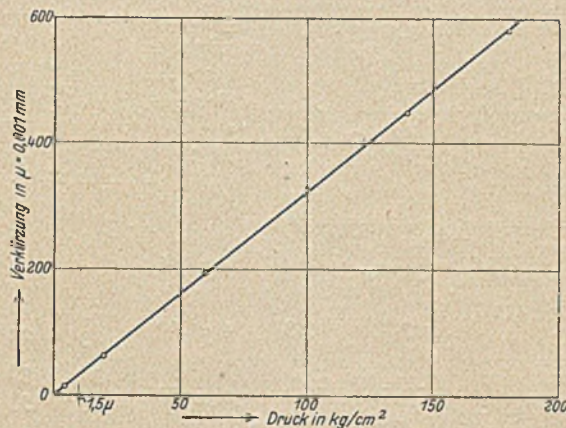


Abb. 4d.

Datum: 16. 4. 24. T: 15,0°—15,7° Cels.
E = 247 000 kg/cm²

Druck- stufe kg/cm ²	Verkürzung gemessen auf beiden Seiten in μ	Mittel in μ	Ordinate von Null an in μ
---------------------------------------	---	----------------	---------------------------------

Abb. 4c.

Datum: 15. 4. 24. Temperatur: 13,5°—15,5° Celsius.
E = 247.000 kg/cm².

0—4	3 14	7 11	10 13	8 14	7 13	7 12	10,0	10,0
4—10	14 22	16 17	13 21	13 21	17 21	14 21	17,3	27,4
4—20	43 54	41 53	46 54	44 55	41 55	41 55	48,5	58,5
4—30	94 71	93 70	93 73	92 73	93 71	92 70	82,1	92,1
4—40	99 126	101 126	100 130	99 132	98 133	100 133	114,8	124,8
0—4	9 20	4 16	5 14	9 12	8 15	3 15	10,1	
4—60	164 210	155 203	159 200	160 199	161 199	163 201	180,0	190,0
4—100	286 333	282 329	287 329	285 330	286 329	285 331	307,3	317,3
4—140	412 462	407 455	414 457	406 451	417 459	418 461	435,0	445,0

Abb. 4d.

Datum: 16. 4. 24. Temperatur: 15,0°—15,7° Celsius.
E = 247 000 kg/cm².

0—4	6 18	6 9	7 15	8 15	8 15	4 14	10,1	10,9
4—20	47 66	45 62	43 60	43 57	43 57	42 59	51,1	62,0
4—60	168 207	167 204	164 205	162 202	165 199	165 203	183,6	194,5
0—4	13 20	9 15	7 17	6 15	8 15	7 17	11,6	
4—100	299 342	292 334	291 338	292 336	292 337	290 338	314,0	324,9
4—140	414 462	411 458	413 458	414 458	417 461	418 464	436,5	447,4
4—180	551 599	543 585	551 591	541 587	558 590	554 588	568,8	579,7
4—200	637 663	618 641	—	Risse	—	—	637,0	648,0

Es wurden vier Meßreihen ausgeführt und dabei der Druck allmählich bis auf 180 kg/cm² erhöht. Bei der letzten Meßreihe wurde der Druck bis auf 200 kg/cm² gesteigert, dabei zeigte der Balken an den Einspannstellen Längsrisse, so daß von weiteren Messungen an diesem Balken Abstand genommen wurde. Die Abhängigkeit der Verkürzungen der 80 cm langen Meßstrecke von der Druckspannung ist in den Abb. 4a—d dargestellt. Bis zu einer Druckspannung von 10 kg/cm² erhält man eine gekrümmte Kurve, von dieser Druckstufe an bis zur Bruchgrenze verläuft die Kurve jedoch wieder streng linear, so

daß der Elastizitätsmodul von 10 kg/cm² an aufwärts als vollständig konstant gefunden wurde, er betrug bei allen vier Versuchsergebnissen übereinstimmend 247000 kg/cm². Der Gedanke liegt deshalb nahe, daß die Abweichungen der verschiedenen Meßreihen voneinander nur von der Veränderlichkeit des Nullpunktes abhängen. Setzt man nämlich einen neuen Nullpunkt in der Verlängerung der Geraden fest, in der Annahme, daß bei vollständig elastischem Verhalten des Balkens die Dehnungsspannungskurve geradlinig in diesen neuen Nullpunkt einmünden würde, so stellt der Abstand des neuen Nullpunktes vom Koordinatenursprung eine Länge dar, die das unelastische Verhalten des Balkens kennzeichnet. Nimmt man ferner an, daß diese unelastische Länge an den verschiedenen Versuchstagen infolge Druck- und Temperatureinflüssen sich verändern kann, so läßt sich in der Tat eine gute Übereinstimmung zwischen sämtlichen Meßreihen erzielen.

Tabelle III.

Vergleich der Messung bei Annahme einer Nullpunktverschiebung.

Spannung in kg/cm ²	Ordinaten der Meßreihe in μ				Mittel in μ	Ordinaten einer Geraden in μ	Ab- weichung vom Mittel in μ
	12. 4.	14. 4.	15. 4.	16. 4.			
0	4,0	5,5	5,5	1,5	—	0,0	—
4	15,4	17,0	15,5	12,4	—	13,0	—
10	31,1	32,0	32,9	—	32,2	32,4	+ 0,2
20	66,3	62,2	64,0	63,6	64,0	64,8	+ 0,8
30	96,6	—	97,6	—	97,1	97,2	+ 0,1
40	128,5	129,6	130,5	—	129,5	129,6	+ 0,1
60	—	195,5	195,5	196,1	195,7	194,4	— 1,3
100	—	322,8	322,8	326,4	324,0	324,0	0,0
140	—	457,4	450,5	449,5	452,9	453,6	+ 0,8
180	—	—	—	581,5	581,5	583,0	+ 1,5
200	—	—	—	649,5	649,4	648,0	— 1,5

In der Tabelle III sind die Ordinaten auf den neuen Nullpunkt bezogen, indem für die Kurven 4a—d die unelastischen Längen zu je 4,0 μ, 5,5 μ, 5,5 μ und 1,5 μ ermittelt wurden; ferner sind zum Vergleiche die Ordinaten einer durch den neuen Ursprung gehenden Geraden und die Abweichung dieser rechnerisch ermittelten Ordinaten vom Mittelwert der durch Versuch gefundenen eingetragen. Wegen des krummlinigen Verlaufs der Dehnungsspannungskurven ist eine Übereinstimmung bei der kleinsten Druckspannung von 4 kg/cm² noch nicht zu erwarten, jedoch stimmen die Werte von 10 kg/cm² an gut überein. Man kann deshalb sagen, daß der Elastizitätsmodul für den untersuchten Balken konstant gleich 247000 kg/cm² ist, abgesehen von einer Anomalie in der Nähe des Nullpunktes.

Druckversuche am Balken I (Abb. 5a-c).
Tabelle IV.
Beobachter: Eisenmann, Biersack.

Druckstufe kg/cm ²	Verkürzung gemessen auf beiden Seiten in μ						Mittel in μ	Ordinate von Null an in μ
----------------------------------	---	--	--	--	--	--	--------------------	-------------------------------------

Druckstufe kg/cm ²	Verkürzung gemessen auf beiden Seiten in μ						Mittel in μ	Ordinate von Null an in μ
----------------------------------	---	--	--	--	--	--	--------------------	-------------------------------------

Abb. 5c.
Datum: 23. 4. 24, Temperatur: 10,2°-12,6° Celsius.
E = 275 000 kg/cm².

0-4	8	7	12	9	6	6	7,5	8,6
4-10	15	10	12	14	13	10	15,9	24,5
4-20	37	36	34	30	30	31	43,4	52,0
4-40	71	67	65	66	68	69	100,6	109,2
4-60	133	132	134	135	135	135	157,6	166,1
0-4	12	9	12	11	11	10	9,6	
4-100	207	202	203	205	205	204	277,0	285,6
4-140	302	300	304	301	301	301	390,1	398,6
4-180	413	404	416	415	421	420	514,0	522,0

Abb. 5a.

Datum 17. 4. 24. Temperatur: 13,9°-15,3° Celsius.

0-4	15	18	14	13	13	16	7,2	7,3
4-10	21	21	20	19	21	22	12,1	19,4
4-20	58	57	57	57	58	58	36,2	43,5
4-30	86	84	86	84	77	79	61,6	68,9
4-40	103	101	99	100	100	102	89,5	96,8
4-60	144	143	143	148	144	144	145,6	152,9
0-4	18	11	10	11	10	10	7,3	
4-100	217	216	210	211	211	212	263,1	270,4

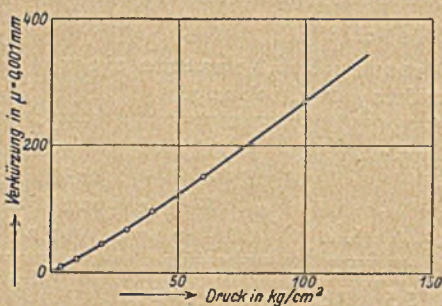


Abb. 5 a. Datum: 17. 4. 24.
T: 13,9°-15,3° Cels.

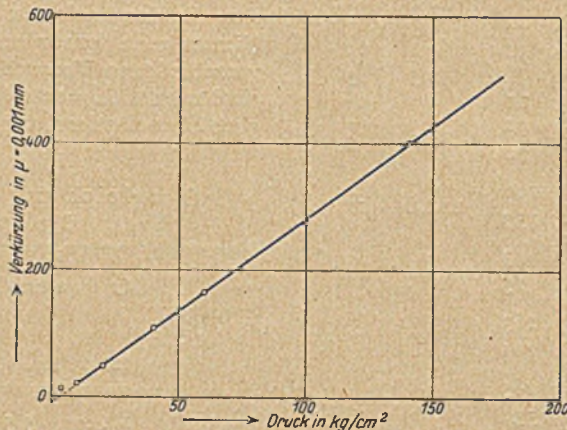


Abb. 5 b. Datum: 19. 4. 24. T: 12,0°-13,1° Cels.
E = 278 000 kg/cm²

Abb. 5b.

Datum: 19. 4. 24. Temperatur: 12,0°-13,1° Celsius.
E = 278 000 kg/cm².

0-4	6	5	6	6	7	7	8,1	8,7
4-10	14	11	13	13	12	10	10,6	19,2
4-20	33	35	35	34	33	34	39,2	47,8
4-40	80	79	79	79	77	77	97,4	106,0
4-60	123	123	120	122	123	121	155,7	164,4
0-4	9	7	9	9	9	6	9,2	
4-100	215	210	209	207	209	212	266,8	275,4
4-140	304	301	303	298	298	300	390,0	399,0

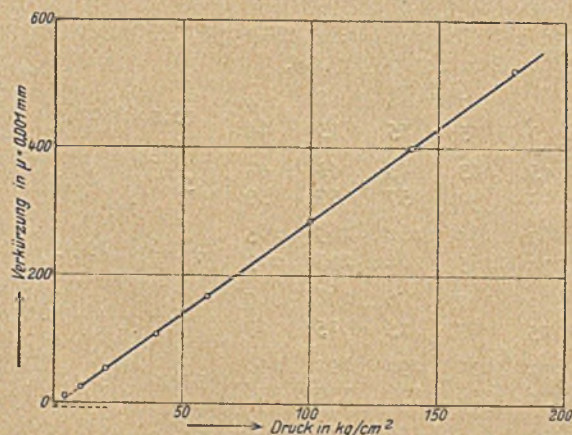


Abb. 5 c. Datum: 23. 4. 24. T: 10,2°-12,6° Cels.
E = 275 000 kg/cm²

Die Resultate, die bei den Zugversuchen am Balken I und bei den Druckversuchen am Balken II gewonnen sind, stimmen zwar darin überein, daß die Elastizitätskoeffizienten konstant sind, jedoch weichen sie ihrer Größe nach erheblich voneinander ab, da für Zug $E = 320\,000$ kg/cm² und für Druck $E = 247\,000$ kg/cm² gefunden wurde, trotzdem beide Balken aus demselben Material hergestellt waren; immerhin liegt der Gedanke nahe, daß die Verschiedenheit der Elastizitätskoeffizienten nicht allein von dem verschiedenen Verhalten gegenüber Zug und Druck herrührt, sondern auch von der ungleichen Herstellungsart wie Wasser-

zusatz und Stampfen.

Um diese Frage zu entscheiden, wurde der Balken I, der bisher nur auf Zug beansprucht war, noch einmal auf Druck untersucht, obwohl er an der Einspannungsstelle gerissen war, da in dem Teile zwischen den Meßpunkten

keine Risse aufgetreten waren. Von den aufgenommenen drei Meßreihen weicht die erste (Abb. 5a), obwohl bei ihr auch die bleibenden Verkürzungen ausgeschaltet waren, erheblich

von den beiden andern ab (Abb. 5 b u. c), da sie bis zu einer Druckspannung von 60 kg/cm² eine gekrümmte Kurve bildet. In den beiden späteren Meßreihen zeigt der Balken I wieder dasselbe Verhalten wie der Balken II; denn von 10 kg/cm² an aufwärts bis zu den höchsten untersuchten Spannungen von 180 kg/cm² wächst die Verkürzung linear mit der Spannung. Wir können wohl annehmen, daß erst bei den späteren Meßreihen der Balken ein konstantes Verhalten zeigt, und berücksichtigen deshalb nur die Kurven 5 b und c. Nach wiederholten Belastungen ist somit der Elastizitätsmodul von 10 kg/cm² an konstant und beträgt für Kurve 5 b 278000 kg/cm² und für Kurve 5 c 275000 kg/cm²; die Übereinstimmung der beiden letzten Kurven ist wieder gut. Vergleicht man jetzt diesen Elastizitätsmodul für Druck im Mittel $E = 277000 \text{ kg/cm}^2$ mit dem für Zug $E = 320000 \text{ kg/cm}^2$, so ist zwar die Abweichung zwischen den Elastizitätskoeffizienten für Druck und Zug kleiner als vorher, jedoch zu groß, als daß sie durch Versuchsfehler hervorgebracht sein könnte, denn sie beträgt rund 13%, während der mittlere Meßfehler selbst bei Berücksichtigung aller Einflüsse 2-3% nicht überschreitet. Immerhin liegt aber die Möglichkeit vor, daß durch das Zerreißen des Balkens I bei den Zugversuchen Veränderungen im Gefüge des Betons hervorgerufen sind, auf die der Unterschied der Elastizitätskoeffizienten unter Umständen zurückgeführt werden kann.

Schlußbemerkung.

Für Messungen an Betonbalken wird eine optische Methode durchgeführt mittels eines Mikroskopkomparators, der mit vier Schlittenmikroskopen montiert ist und Ablesungen auf beiden Seiten des Balkens ermöglicht. Obwohl nur eine geringe Anzahl von Balken untersucht werden konnte, so wird

doch durch die Versuchsergebnisse bestätigt, daß mit dieser Methode Druck- und Zugmessungen an Beton mit großer Genauigkeit durchgeführt werden können.

Druck- und Zugmessungen ergeben zwischen Dehnung und Spannung ein lineares Gesetz bis zur Druck- bzw. Zugfestigkeit, abgesehen von einer Abweichung in der Nähe des Nullpunktes. Dieser gekrümmte Teil der Kurve verändert sich leicht bei Verschiebung des Nullpunktes infolge des unelastischen Verhaltens des Balkens. Man kann daher, ohne einen großen Fehler zu begehen, für die hier verwendete Betonart, die für Eisenbeton geeignet ist, das Hook'sche Gesetz als gültig annehmen. Allerdings ist für das Verhalten von Dehnung und Druckspannung von Bach und Schüle²⁾ das sogenannte Potenzgesetz aufgestellt worden: $\epsilon = \alpha \sigma^m$, worin ϵ die Dehnung, σ die Spannung, α und m Materialkonstanten bedeuten. Die Annahme eines Potenzgesetzes ist jedoch mit den vorliegenden Versuchen nicht vereinbar, da die am Nullpunkt gekrümmte Kurve asymptotisch in eine gerade Linie übergehen muß, so daß voraussichtlich nur ein exponentielles Gesetz in Frage kommt. Möglicherweise wird die bei schwächeren Betonmischungen bis zu viel höheren Spannungen reichende Krümmung ebenfalls bedingt durch eine entsprechend größere Nullpunktverschiebung, so daß die Kurven mit wachsender Spannung schließlich in eine Gerade einmünden würden, wenn nicht die Bruchfestigkeit vorher erreicht würde.

Die Elastizitätskoeffizienten für Druck ergeben sich um etwa 13% kleiner als die für Zug; allerdings ist durch die Versuche nicht ausgeschlossen, daß die Abweichungen durch Materialveränderungen im Balken entstanden sind, so daß nicht entschieden werden kann, ob die Elastizitätskoeffizienten für Druck und Zug verschieden sind.

BEITRAG ZUR BEURTEILUNG DER STOSSWIRKUNG HERABFALLENDER KÖRPER
AUF EINFACHE BALKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Kaufmann, Hannover-Döhren.

(Schluß von Seite 502.)

Führt man in diese Ausdrücke der Reihe nach die obigen Wurzelwerte ein, so erhält man:

$$A_1 \eta_{1a} = \frac{12 v \eta_{1a}}{v u_1^4 \beta_1 \cos u_1 \cdot \tau_1} = 12 v \cdot 0,001 184$$

$$A_2 \eta_{2a} = \frac{12 v \eta_{2a}}{v u_2^4 \beta_2 \cos u_2 \cdot \tau_2} = 12 v \cdot 0,000 000 757$$

$$A_3 \eta_{3a} = \frac{12 v \eta_{3a}}{v u_3^4 \beta_3 \cos u_3 \cdot \tau_3} = 12 v \cdot 0,000 000 020 1.$$

Man erkennt, daß hier bereits der Einfluß von $A_2 \eta_{2a}$ und $A_3 \eta_{3a}$ gegenüber dem ersten Glied der Summe \sum verschwindend klein ist. Mit $\sin \beta_1 t = 1$ erhält man daher unter alleiniger Berücksichtigung des ersten Gliedes als größte Durchbiegung an der Stoßstelle:

$$y_a = A_1 \eta_{1a} = 12 v \cdot 0,001 184.$$

Nun ist aber nach (17):

$$v = \frac{Q \sqrt{2 g h}}{Q + \frac{5}{8} q l} = \frac{20 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,75}}{20 + \frac{5}{8} 14,37 \cdot 5,8} = 1,62 \frac{\text{m}}{\text{sec}}$$

und somit

$$y_a = 12 \cdot 1,62 \cdot 0,001 184 = 0,023 02 \text{ m} = \approx 2,3 \text{ cm.}$$

Zur Prüfung der Frage, ob auch bei einem andern Verhältnis $\frac{G}{Q} = \frac{1}{v}$ die Vernachlässigung der höheren Glieder zulässig ist, wurden für $\frac{1}{v}$ der Reihe nach die Werte $\frac{1}{5}$, $\frac{1}{3}$, 1 und 2 eingeführt (im vorhergehenden Beispiel war $\frac{1}{v} = 4,1675$) und die Ausdrücke $A_r \eta_{ra}$ für einen Balken von beliebigem

Trägheitsmoment J und beliebiger Stützweite l berechnet, nachdem die zugehörigen Wurzeln u bestimmt waren. Mit

$$\beta_r = \frac{\mu_r^2}{K}, \text{ wo } \frac{1}{K} = \frac{4}{l^2} \sqrt{\frac{E J g}{q}}$$

für jeden einzelnen Fall eine Konstante ist, ergab sich:

$\frac{1}{v}$	$A_1 \eta_{1a}$	$A_2 \eta_{2a}$	$A_3 \eta_{3a}$
$\frac{1}{5}$	12 v K · 0,112 69	12 v K · 0,000 000 575	12 v K · 0,000 000 005 8
$\frac{1}{3}$	12 v K · 0,089 81	12 v K · 0,000 001 405	12 v K · 0,000 000 015 3
1	12 v K · 0,058 59	12 v K · 0,000 007 25	12 v K · 0,000 000 105 2
2	12 v K · 0,047 69	12 v K · 0,000 015 43	12 v K · 0,000 000 293

Man erkennt also, daß auch bei den vorstehend gewählten Verhältnissen für $\frac{G}{Q}$ der Einfluß der höheren Glieder unbedeutend ist und deshalb vernachlässigt werden kann, und zwar trifft dieses um so mehr zu, je größer Q im Verhältnis zu G wird, also gerade bei den Fällen, die für die Praxis von Interesse sind. Die alleinige Berücksichtigung des Einflusses der Grundschwingung erscheint demnach für praktische Bedürfnisse als vollkommen gerechtfertigt.

Dies führt zu einer wesentlichen Vereinfachung der Rechnung. Durch Differentiation von (10) nach der Zeit ergibt sich:

$$\frac{\partial y_r}{\partial t} = v_r = \beta_r \cos(\beta_r t + \varphi_r) A_r \eta_r.$$

²⁾ Versuche von C. von Bach, Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1897.

Setzt man nun $A_2 = A_3 = \dots = 0$ und beachtet, daß $\varphi_1 = 0$, so ergibt sich daraus mit $t = 0$ die Anfangsgeschwindigkeit an der Stelle x :

$$v_x = \beta_1 A_1 \eta_{1x},$$

und an der Stelle $x = \frac{1}{2}$:

$$v = \beta_1 A_1 \eta_{1a},$$

wo

$$\eta_{1x} = \sin \alpha_1 x - \omega_1 \text{Si} \alpha_1 x$$
$$\eta_{1a} = \sin u_1 - \omega_1 \text{Si} u_1.$$

Für die Amplitude der Grundschwingung erhält man somit den einfachen Ausdruck:

$$A_1 = \frac{v}{\beta_1 \eta_{1a}}.$$

Die Geschwindigkeit v wird nun mit Hilfe von (15) berechnet, indem man dort

$$v_x = v \frac{\eta_{1x}}{\eta_{1a}}$$

einsetzt. Dann wird

$$v = \frac{m \sqrt{2gh}}{m + \int \mu dx \frac{\eta_{1x}}{\eta_{1a}}} = \frac{Q \sqrt{2gh}}{Q + \frac{2q}{\eta_{1a}} \int_0^{\frac{1}{2}} (\sin \alpha_1 x - \omega_1 \text{Si} \alpha_1 x) dx}$$

oder nach Ausführung der Integration unter Beachtung von $\omega_1 = \frac{\cos u_1}{\text{Si} u_1}$:

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{1 + \frac{2q}{\eta_{1a} \alpha_1 Q} (1 + \omega_1 - 2 \cos u_1)}$$

woraus folgt:

$$A_1 = \frac{\sqrt{2gh}}{\beta_1 \left[\eta_{1a} + \frac{2q}{Q \alpha_1} (1 + \omega_1 - 2 \cos u_1) \right]}$$

Nun ist aber

$$\eta_{1a} = \frac{2 \cos u_1}{v u_1}; \quad \frac{2q}{Q \alpha_1} = \frac{2G}{Q \alpha_1 l} = \frac{1}{v u_1}.$$

Also lautet der Nenner von A_1 :

$$\beta_1 \left[\frac{2 \cos u_1}{v u_1} + \frac{1}{v u_1} (1 + \omega_1 - 2 \cos u_1) \right]$$

und somit A_1 selbst:

$$A_1 = \frac{\sqrt{2gh} v u_1}{\beta_1 (1 + \omega_1)} \dots \dots \dots (24)$$

Für einen beliebigen Punkt der Balkenachse ergibt sich nun nach (22) als maximale Biegungsordinate:

$$y = A_1 \eta_{1x} \dots \dots \dots (25)$$

und insbesondere an der Stoßstelle mit $x = \frac{1}{2}$:

$$y_a = A_1 \eta_{1a} \dots \dots \dots (26)$$

Zum Vergleich mit dem oben für y_a gefundenen Zahlenwert des behandelten Beispiels ist nachstehend noch derselbe Wert nach dem abgekürzten Verfahren berechnet worden.

Mit $h = 1,75 \text{ m}; v = \frac{Q}{G} = \frac{20}{14,37 \cdot 5,8} = 0,24; u_1 = 1,4236;$

$$\beta_1 = 69,89; \omega_1 = \frac{\cos u_1}{\text{Si} u_1} = \frac{0,1467}{2,1965} = 0,0668; \eta_{1a} = 0,8586$$

folgt nach (24):

$$A_1 = \frac{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,75 \cdot 0,24 \cdot 1,4236}}{69,89 (1 + 0,0668)} = 0,02686 \text{ m},$$

und somit nach (26):

$$y_a = 0,02686 \cdot 0,8586 = 0,02306 \text{ m} = \infty 2,31 \text{ cm},$$

in recht guter Übereinstimmung mit dem weiter oben für y_a gefundenen Wert.

Es liegt nun der Gedanke nahe, mit Hilfe des Ausdrucks (25) das Moment $M_x = -E J \frac{d^2 y}{dx^2}$ abzuleiten, um daraus für $x = \frac{1}{2}$ das größte Moment und die maximale Biegungs-
spannung zu bestimmen. Dann wird wegen

$$\eta_{1x} = \sin \alpha_1 x - \omega_1 \text{Si} \alpha_1 x$$

$$M_x = E J A_1 \alpha_1^2 (\sin \alpha_1 x + \omega_1 \text{Si} \alpha_1 x),$$

und für $x = \frac{1}{2}$:

$$M_a = E J A_1 \alpha_1^2 (\sin u_1 + \omega_1 \text{Si} u_1).$$

Hieraus folgt:

$$\sigma_a = \pm \frac{M_a e}{J} = \pm E e A_1 \alpha_1^2 (\sin u_1 + \omega_1 \text{Si} u_1),$$

wo e die halbe Höhe des Balkenquerschnitts angibt. Die vorstehende Gleichung würde streng richtig sein, wenn tatsächlich die Amplituden der Oberschwingungen gleich Null wären, was jedoch, wie oben gezeigt, in Wirklichkeit nicht zutrifft. Nun ist zwar der Einfluß der Oberschwingungen nur gering, indessen ist zu beachten, daß der gewählte Anfangszustand auch nur eine Näherung darstellt. Es wäre also wohl denkbar, daß bei einer den Stoßvorgang genau erfassenden Darstellung des Problems sich ein Formänderungszustand ergibt, der zwar absolut genommen ungefähr gleich große Biegungsordinaten liefert wie im vorliegenden Fall, der aber zeitlich betrachtet von dem hier beschriebenen nicht unwesentlich abweicht, da ja die Oberschwingungen ihr Maximum zu anderen Zeiten erreichen als die Grundschwingung. Große Genauigkeit darf also von der für σ_a gefundenen Formel nicht erwartet werden. Ungünstiger rechnet man jedenfalls, wenn man die mit Hilfe von (26) gefundene Biegungsordinate y_a mit einer gleich großen statischen Durchbiegung infolge einer Last P an der Stoßstelle vergleicht und daraus für diesen fiktiven Belastungszustand die maximale Spannung ermittelt. Dabei setzt man:

$$y_a = \frac{P l^3}{48 E J},$$

woraus folgt:

$$P = \frac{48 E J y_a}{l^3}$$

und

$$M_a = \frac{P l}{4} = \frac{12 E J y_a}{l^2}.$$

Für die größte Beanspruchung ergibt sich schließlich:

$$\sigma_a = \pm \frac{M_a}{J} e = \pm \frac{12 E e y_a}{l^2},$$

wo wieder e die halbe Höhe des Balkenquerschnitts bezeichnet. Dieser Wert ist noch um den Beitrag aus Eigengewicht des Balkens zu vergrößern, wenn σ_{max} bestimmt werden soll.

Zur Prüfung der hier entwickelten Theorie sowie der weiter oben mitgeteilten Formeln für den dynamischen Faktor n hat der Verfasser Versuche angestellt, über deren Ergebnis nachstehend berichtet werden soll⁶⁾.

Benutzt wurden zwei flußeiserne Träger I N. P. 14 und I N. P. 16 von je 5,8 m freier Spannweite, welche beiderseits auf starken Mauerwerkspfählen frei drehbar gestützt waren. An einem Gerüst wurde ein 20 kg schwerer prismatischer Eisenkern senkrecht über Trägermitte aufgehängt, der bei seiner Abwärtsbewegung mittels eines Blechrohres geführt wurde. Um nun die durch den Stoß des herabfallenden Eisenkerns erzeugten Transversalschwingungen des Trägers messen zu können, war parallel zum Trägersteg unmittelbar neben dem Träger ein auf Rollen laufendes hochkant stehendes Brett angebracht, dessen dem Träger zugekehrte Seite mit einer berußten Glasplatte belegt war. An der Stoßstelle, d. h. in Trägermitte, und ferner im Abstand 1,5 m von der Mitte war am unteren Trägerflansch je ein mit scharfer Spitze versehener Stahlstift angeklemt, der mittels einer Feder leicht gegen die berußte Glasplatte gedrückt wurde und so jede transversale Vibration des Trägers auf dieser anzeigen mußte.

⁶⁾ Das für die Versuche erforderliche Trägermaterial wurde in entgegenkommender Weise von der Fa. Louis Eilers, Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen, zur Verfügung gestellt.

Während des Stoßes wurde das Brett und mit ihm die Glasplatte parallel zum Träger bewegt, so daß sich der ganze Schwingungsvorgang für die beiden beobachteten Trägerstellen als Sinuskurve darstellen ließ, deren Ordinaten mit dem Abklingen der Schwingung allmählich kleiner und schließlich zu Null wurden.

Als größte Schwingungsordinaten von der Gleichgewichtslage aus ergaben sich folgende Werte, wobei y_a die Ordinate in Trägermitte, y_b diejenige an der Stelle $x = 1,4$ m (also bei 2,9 m halber Stützweite um 1,5 m von der Mitte entfernt) bezeichnet.

Versuchsreihe a.

Träger N. P. 14, Stützweite $l = 5,8$ m; Gewicht des fallenden Körpers $Q = 20$ kg; Fallhöhe $h = 1,75$; Stoßstelle in Trägermitte.

Versuch Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
y_a in cm .	2,20	2,35	2,45	2,30	2,50	2,20	2,30	2,40	2,40	2,25
y_b in cm .	1,50	1,60	1,65	1,55	1,70	1,45	1,50	1,60	1,65	1,50

Durchschnittswerte:

in der Mitte: $y_a = 2,34$ cm
bei $x = 1,4$ m: $y_b = 1,57$ cm

Versuchsreihe b.

Fallhöhe $h = 1,0$ m, sonst wie unter a.

Versuch Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
y_a in cm .	1,70	1,75	1,90	1,90	1,75	1,80	1,85	1,70	1,80	1,75
y_b in cm .	1,10	1,20	1,25	1,25	1,15	1,20	1,25	1,15	1,15	1,15

Durchschnittswerte:

in der Mitte: $y_a = 1,79$ cm
bei $x = 1,4$ m: $y_b = 1,19$ cm

Versuchsreihe c.

Träger N. P. 16; $l = 5,8$ m; $Q = 20$ kg; $h = 1,75$ m; Stoßstelle in Trägermitte.

Versuch Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
y_a in cm .	1,85	1,70	1,75	1,65	1,70	1,65	1,60	1,70	1,80	1,70
y_b in cm .	1,25	1,10	1,20	1,10	1,15	1,15	1,10	1,15	1,25	1,15

Durchschnittswerte:

in der Mitte: $y_a = 1,71$ cm
bei $x = 1,4$ m: $y_b = 1,16$ cm

Versuchsreihe d.

Fallhöhe $h = 1,0$ m, sonst wie unter c.

Versuch Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
y_a in cm .	1,40	1,40	1,25	1,35	1,25	1,25	1,20	1,40	1,30	1,30
y_b in cm .	0,90	0,95	0,80	0,90	0,85	0,80	0,80	0,90	0,85	0,85

Durchschnittswerte:

in der Mitte: $y_a = 1,31$ cm
bei $x = 1,4$ m: $y_b = 0,86$ cm

Die vorstehend mitgeteilten Werte für y_a und y_b sind nun zum Vergleich mit Hilfe der oben entwickelten Formeln berechnet worden und in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt. In den Spalten I und II sind die Ordinaten aufgetragen, welche sich ergeben, wenn man nach den Formeln (I) bzw. (II) (vgl. S. 498 u. 499) den dynamischen Faktor n berechnet und eine Last $n \cdot Q$ an der Stoßstelle angreifen läßt, wo Q das Gewicht des stoßenden Körpers bezeichnet. Die Spalte III dagegen enthält die nach der Schwingungstheorie gefundenen Ordinaten.

Fall	Dynamischer Faktor		y_a in cm			y_b in cm				
	I	II	Versuch	I	II	III	Versuch	I	II	III
a	36,15	42,26	2,34	2,38	2,78	2,31	1,57	1,59	1,86	1,58
b	27,57	31,97	1,79	1,82	2,11	1,75	1,19	1,21	1,40	1,19
c	42,14	49,84	1,71	1,70	2,01	1,65	1,16	1,14	1,35	1,13
d	32,11	37,77	1,31	1,30	1,53	1,25	0,86	0,87	1,02	0,85

Die in der Tabelle (in welche auch die Werte für den dynamischen Faktor n nach (I) und (II) mit aufgenommen sind) enthaltenen Biegungsordinaten geben die Entfernungen der einzelnen Systempunkte aus der Gleichgewichtslage des nur mit seinem Eigengewicht belasteten Balkens an. Sollen also die Anschläge von der spannungslosen Lage aus bestimmt werden, so wäre zu den obigen Werten noch der Einfluß des Balkengewichts zu addieren.

Vergleicht man nun die rechnerisch gefundenen Ordinaten mit den Versuchsergebnissen, so läßt sich für die Spalten I und III eine befriedigende Übereinstimmung feststellen, während die Ordinaten der Spalte II durchgehend größer sind als die mittels des Versuchs gefundenen Durchschnittswerte. Eine genaue Übereinstimmung konnte natürlich in allen Fällen nicht erwartet werden, da einerseits die bei der Rechnung gemachten Annahmen nur näherungsweise richtig, andererseits aber die durch den Versuch gefundenen Werte mit unvermeidlichen Fehlern behaftet sind, die besonders dann in Erscheinung treten, wenn der herabfallende Körper den Träger nicht genau zentrisch trifft, was ein Verkanten des Trägers und somit eine Verdrehung des Schreibstiftes zur Folge hat.

Immerhin kann aus den vorstehenden Darlegungen geschlossen werden, daß eine den praktischen Bedürfnissen Rechnung tragende Beurteilung des Stoßvorganges mittels der hier besprochenen Verfahren möglich ist, zumal es sich dabei in den allermeisten Fällen nur um eine ungefähre Abschätzung der zu erwartenden Deformationen des gestoßenen Trägers handeln wird.

MESSUNGEN UND BEOBACHTUNGEN ÜBER DEN EINFLUSS VON WIND UND WÄRME AUF EISENBETONSCHORNSTEINE¹⁾.

Von Dr.-Ing. Döring in Ludwigshafen a. Rh.

(Durchgeführt an einem 100 m hohen Eisenbetonschornstein im Werk Oppau der Badischen Anilin- u. Sodafabrik Ludwigshafen a. Rh.)

An allen in Betrieb befindlichen Schornsteinen für Feueranlagen läßt sich bei genauerer Betrachtung eine über die ganze Oberfläche des Mauerwerks sich erstreckende Riß-

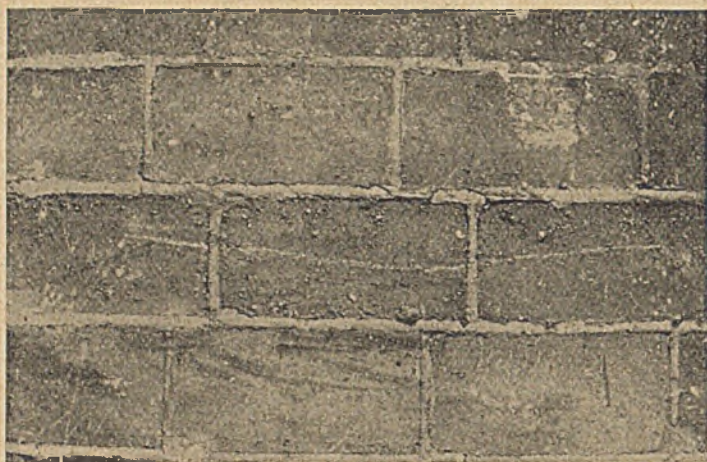
bildung feststellen. In erhöhtem Maße trifft dies bei Eisenbetonschornsteinen zu, deren Mauerwerk aus Betonformsteinen von größeren Abmessungen hergestellt ist.

Es werden in der Hauptsache horizontale und vertikale Risse beobachtet. Die horizontalen Risse zeigen sich fast ausnahmslos in den horizontalen Fugen als den schwächsten, durchlaufenden Stellen des Mauerwerks, anders die senk-

¹⁾ Auszug aus einer Doktorarbeit, über die Berechnung von Eisenbetonschornsteinen, von der Technischen Hochschule Karlsruhe genehmigt, erscheint demnächst in Buchform bei der Verlagsbuchhandlung Julius Springer, Berlin W 9.

rechten Risse, die neben dem Verlauf in den Stoßfugen auch durch die Steine selbst sich fortsetzen.

Daß es sich bei den auftretenden Rissen keineswegs um Schwindrisse handeln kann, als welche sie vielfach leicht



angesprochen werden, beweisen gerade die in vertikaler Richtung durch Stoßfugen und Formsteine verlaufenden Risse. Dieser Umstand zeigt aber, daß bei der statischen Berechnung und bei der Dimensionierung Unterlagen und Vor-



schriften maßgebend sind, welche die tatsächlichen Belastungen und Beanspruchungen, denen ein Kamin ausgesetzt ist, nicht treffen.

Das Mauerwerk des Schornsteines wird außer dem Eigengewicht noch durch Wind und Wärme, und zwar infolge ungleichmäßiger Erwärmung des Mauerwerks beansprucht.

Über die tatsächlich wirkenden Belastungen durch Wind finden sich in der Fachliteratur wiederholt Angaben, die sich vielfach widersprechen, und auch die in den baupolizeilichen Vorschriften gegebenen Grundlagen weichen selbst in den Ländern des Deutschen Reiches von einander ab. Das Gleiche gilt in erhöhtem Maße bei der Beurteilung der Beanspruchung durch ungleichmäßige Erwärmung des Mauerwerkes, soweit diese bisher überhaupt Berücksichtigung fand.

Um nun den Einfluß des Windes und der Wärmeverhältnisse an einem Eisenbetonkamin einwandfrei untersuchen und erforschen zu können, wurde bei einem im Werk Oppau der B. A. S. F. errichteten 100 m hohen Kamin aus Eisenbeton

— der maximal die Rauchgase von 6 Feuerstellen mit je 20 m² Feuerfläche für 6 Dampfkessel von je 600 m² Heizfläche abzuführen hat und dessen Abmessungen in beistehender Konstruktionszeichnung ersichtlich sind — eine Meßanlage²⁾ eingebaut, die es gestattet, jederzeit die Temperaturverteilung im Mauerwerk und die herrschende Belastung durch Wind festzustellen bzw. auf Grund der Beobachtungsergebnisse zu ermitteln.

Die Meßanlage selbst soll in nachstehendem bei den einzelnen Kapiteln besprochen werden.

Einfluß des Windes.

Der seitlich wirkende Wind bewirkt eine Abweichung des Kamins aus seiner vertikalen Ruhelage, die in ihrer Größe, dem Ausschlag, von der Windgeschwindigkeit bzw. dem Winddruck abhängig ist. Dabei ist zu berücksichtigen, daß der Winddruck nicht nur statisch, sondern auch dynamisch wirksam sein kann, sofern der Wind nicht von gleichmäßiger Stärke ist, sondern stoßweise auftritt. Es ist ferner zu beachten, daß die durch Windstöße verursachte dynamische Wirkung zu seitlichen Ausschlägen führen kann, welche weit größer sind, als die durch gleichmäßigen Wind von konstanter Stärke verursachten Ausschläge, nämlich dann, wenn die Windstöße in der Schwingungszeit des Kamins aufeinanderfolgen.

Zur Erforschung der seitlichen Abweichung wurden bisher von anderen Stellen schon mehrfach Messungen angestellt. Diese kamen aber alle an dem Umstand, daß sie mit einem in größerer Entfernung vom Kamin aufgestellten Meßinstrument durchgeführt wurden, das selbst wieder dem Einfluß des Windes ausgesetzt war. Dabei ist noch zu bemerken, daß ein genaues Messen der seitlichen Ausschläge bei dieser Methode schon deshalb nicht möglich war, da ein Einstellen auf einen gewissen Punkt und eine Verfolgung der Schwingungsbahn ausgeschlossen war.

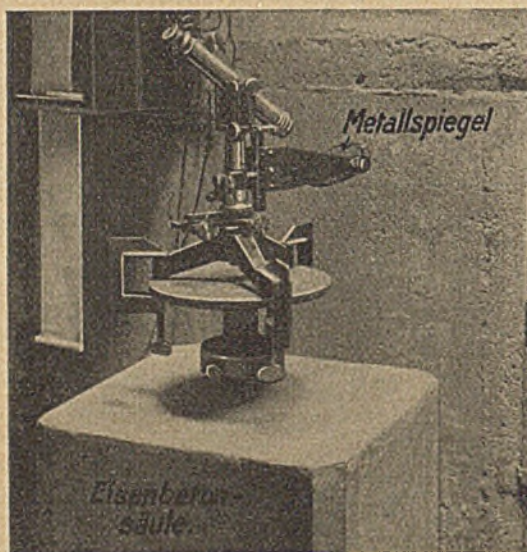
Bei den durchgeführten Messungen war der Gedanke grundlegend, die Schwingungsbahn selbst tunlichst genau zu beobachten und diese samt den seitlichen Abweichungen jeweils senkrecht zu der Schwingungsebene eines Punktes der Kaminachse zu messen. Es wurden deshalb in verschiedenen Höhenlagen horizontal angeordnete Meßtafeln angebracht, und nahezu senkrecht unter diesen in unmittelbarer Nähe des Kaminfußes ein Meßinstrument aufgestellt, das zum Schutze gegen eventuelle Beeinflussung durch Wind in einem geschlossenen Raume untergebracht war. Das Instrument war

auf einem Eisenbetonsockel befestigt, der in Verbindung mit einer von den Bewegungen des Kaminschaftes isolierten Betonfundamentplatte hergestellt wurde. Zur bequemeren Beobachtung wurde dabei die Visierlinie durch einen am Instrument angebrachten Metallspiegel einmal gebrochen.

Um nun auch die den zu erwartenden seitlichen Ausschlägen des Kamins zukommenden Windgeschwindigkeiten feststellen zu können, wurden in 2 Höhenlagen je 2 senkrecht zu einander stehende Meßstellen angeordnet, deren Rohrleitungen an Glockenmanometer angeschlossen waren.

Die gemessenen Ausschläge und die diesen entsprechenden Windgeschwindigkeiten sind in nachstehender Tabelle zu-

²⁾ Die Wärmemessinstrumente und die zur Ermittlung der Windgeschwindigkeit dienenden Instrumente wurden von dem Vorstand des physikalischen Institutes der B. A. S. F., Herrn Dr. Gmelin, vorgeschlagen; die Herstellung der Instrumente und die Zusammenfassung zu einer Meßanlage erfolgte durch Herrn Dr. Ernst. Die Meßstellen wurden durch den Baubetrieb gewährt, der die Messungen und Beobachtungen durchführte.



sammengefaßt, wobei erwähnt sei, daß in den gemessenen Ausschlägen auch die geringen Bewegungen des Fundamentes infolge Nachgiebigkeit des Baugrundes mit enthalten sind.

Datum	Windrichtung	Windgeschwindigkeit v=m/sec.	Abbiegung in 77,5 m Höhe in cm		Abbiegung in Höhe der Kaminkrone in cm	
			stat.	dynam.	stat.	dynam.
28. 12. 22	SWS	6,5	0,80	—	1,1	—
28. 12. 22	SWS	9,0	1,50	—	2,1	—
28. 12. 22	SWS	11,0	—	5,0	—	6,85
31. 1. 23	SW	12,7	2,40	4,0	3,3	5,50
15. 1. 23	SW	13,0	2,60	—	3,6	—
29. 12. 22	S	14,5	3,50	4,0	4,8	5,50
29. 12. 22	S	14,7	3,50	—	4,8	—

Die Schwingungsbahn der Kaminachse liegt, solange der Wind in einer Richtung wirksam ist, auf einer Geraden, nur in der Richtung wechselnde Windstöße haben eine Abweichung von der Geraden zur Folge, wobei erwähnt sei, daß Ecken und plötzliche Richtungsänderungen in der Schwingungsbahn nicht beobachtet werden konnten.



Was die Windgeschwindigkeiten in den verschiedenen Höhenlagen anlangt, ergaben die angestellten Messungen, für die beiden Höhenlagen der Meßstellen praktisch die gleichen Ergebnisse, ein Umstand, der wohl darauf zurückzuführen ist, daß dem Kamin niedere Bauten vorgelagert sind, die eine Einengung des Profiles und damit eine Vergrößerung der Windgeschwindigkeit in den unteren Schichten zur Folge haben.

Als Schwingungsdauer, das ist die Zeit für einen Hin- und Rückgang, konnte auf Grund wiederholter Messungen als Mittel von je 20 beobachteten Schwingungen $t = 2,4$ sec. ermittelt werden.

Einfluß der Wärme.

Über die im Kaminmauerwerk herrschenden Temperaturverhältnisse sind bisher in der Fachliteratur nur allgemeine, mehr oder weniger willkürliche Angaben zu finden, die den tatsächlichen Verhältnissen nicht gerecht werden.

Zur Erforschung der Wärmeverhältnisse im Kaminschaft samt Futter sowie der zu erwartenden Abkühlung der Rauchgase wurden längs einer Mantellinie in 5 Höhenlagen je 5 Thermolemente eingebaut (vgl. Konstruktionszeichnung), von denen je 2 die Temperatur in 1,5 cm Abstand unter den Oberflächen des Mantels und Futters und eines die Rauchgastemperatur in der Kaminachse angibt.

Die Abkühlung der Rauchgase ist in den unteren Teilen am stärksten und wird mit zunehmender Höhe geringer. Es war häufig zu beobachten, daß bei der Austrittsstelle der Rauchgase an der Kaminkrone zeitweise etwas höhere Temperaturen auftreten, als in den kurz darunterliegenden Teilen, was wohl auf teilweise Nachverbrennung der abgeführten Gase zurückgeführt werden kann.

Tag	Stunde	Meßstelle			Anzahl der Kessel	Außen-temperatur
		III	IV	V		
		°C	°C	°C		°C
3. 7.	mitt. 1 Uhr	121	115	116	4	23
15. 7.	morg. 8 „	224	221	219	4	12
15. 7.	„ 12 „	218	202	200	4	21
8. 7.	„ 2 „	173	163	166	3	21
11. 7.	„ 2 „	230	211	215	3	21
12. 7.	„ 6 „	210	197	197	4	13

Bei der Auswertung der Angaben der Thermolemente wurde zur Bestimmung der Oberflächentemperaturen ein geradliniger Temperaturabfall im Mauerwerk angenommen.

Die höchsten Temperaturdifferenzen im Mauerwerk des Kaminschaftes sind nicht, wie zu erwarten wäre, im Winter aufgetreten, sondern zu der Zeit, während welcher die größten Unterschiede in der Tagestemperatur sich zeigen, nämlich während des Frühjahres und Herbstes. Im großen und ganzen sind aber die dadurch bedingten Unterschiede gegenüber den Messungsergebnissen im Sommer und Winter nicht so bedeutend, daß sie die gemessenen höchsten Temperaturen wesentlich beeinflussen könnten.

Die größte Temperaturdifferenz im Mantel für die Meßstelle III wurde bei einer Rauchgastemperatur von 250°C — eine Temperatur, die bei gutgeleiteten, rationell betriebenen Kesselanlagen nicht überschritten werden sollte — am 14. 7. 1922, morgens 2 Uhr mit 73°C ermittelt.

Um einen Überblick über die Temperaturverhältnisse im Mantel zu erhalten, wurden die in den verschiedenen Höhenlagen unter gleichen sonstigen Verhältnissen gefundenen Temperaturdifferenzen im Mantel auf diejenige der Meßstelle III bezogen. Diese Temperaturdifferenz mit 100 angenommen, ergibt auf Grund der gewonnenen Messungen nachstehende Verhältniszahlen:

Datum	Meßstellen				
	I	II	III	IV	V
8. 7. 22	69	124	100	56	84
21. 7. 22	73	118	100	53	80
18. 11. 22	57	117	100	57	72
5. 3. 23	52	126	100	60	72
5. 3. 23	54	124	100	56	64
	305	609	500	282	372 : 5 =
	61%	122%	100%	56%	75%

Mit diesen Verhältniszahlen folgt für die größte gemessene Temperaturdifferenz an der Meßstelle III für den Kaminschaft nachstehender Wärmeabfall im Mauerwerk:

Meßstelle	bei Wandstärke in cm	mittlere Temperaturdifferenzen	maximale Temperaturdifferenzen
I	30	73 mal 0,61 = 45 °C	73 mal 0,73 = 54 °C
II	25	73 „ 1,22 = 90 „	73 „ 1,26 = 92 „
III	15	73 „ 1,00 = 73 „	73 „ 1,00 = 73 „
IV	15	73 „ 0,56 = 41 „	73 „ 0,60 = 44 „
V	15	73 „ 0,75 = 55 „	73 „ 0,84 = 62 „

Der Einfluß des Windes auf die Temperaturverteilung im Mantel läßt sich auf Grund der gemachten Messungen dahin zusammenfassen, daß der Wind an den Teilen des Mauerwerkes, an denen er vorbeistreicht, eine stärkere Abkühlung der Oberflächentemperatur und damit eine größere Temperatur-



differenz im Mantel bewirkt, während die Mauerwerksteile, welche auf der Wind- bzw. Leeseite liegen, eher eine Verringerung der Temperaturdifferenzen aufweisen.

Die Annahme, daß das Futter insbesondere in der Zusammenwirkung mit der isolierenden Luftschicht eine stärkere ungleichmäßige Erwärmung des Mantels hintanhält, ist auf Grund der Messungsergebnisse hinfällig, obschon die Notwendigkeit der Anordnung eines Futters bei Kaminen zur Rauchgasabfuhr unbedingt zu fordern ist. Außer der Minderung eines zu großen Temperaturabfalles im Mantel schützt das Futter das Mauerwerk auch gegen die Einflüsse der schädlichen Rauchgase, insbesondere dann, wenn der Mantel bereits unter dem Einfluß der Temperaturspannungen gerissen ist.

Die Auswertung der Messungsergebnisse ergibt, daß die Kamine zu den stärksten beanspruchten Kunstbauten zu zählen sind, die in ihrer Konstruktion und Berechnung einer gewissenhaften Bearbeitung und beim Bau der größten Sorgfalt sowohl hinsichtlich der Auswahl und Zusammensetzung der Materialien, als auch hinsichtlich der Ausführung selbst bedürfen, wenn sie den an sie gestellten hohen Anforderungen mit Rücksicht auf die zu verlangende Standsicherheit genügen sollen.

Folgerungen aus den Messungen und Beobachtungen.

1. Die bisher der Berechnung zugrundegelegten Temperaturdifferenzen im Betonmantel treffen absolut nicht die tatsächlichen Verhältnisse und liegen weit unter den wirklich auftretenden Werten.

2. Die Temperaturdifferenzen im Mantel nehmen unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen bei gleicher Wandstärke mit der Entfernung von der Eintrittsstelle des Fuchses in den Kamin ab, da in den höhergelegenen Schichten des Mantels neben der horizontalen Wärmeausstrahlung der an diesen Stellen bereits abgekühlten Heizgase die auch in senkrechter Richtung erfolgende Fortpflanzung der Wärme im Mantel

selbst wirksam ist und dadurch eine gleichmäßigere Durchwärmung des Mauerwerks erreicht wird. Bei gleichen Verhältnissen bedingen dicke Wandungen größere Temperaturdifferenzen als dünne Wände.

3. Die Bewehrung in lotrechter und wagerechter Richtung ist unter Berücksichtigung der auftretenden bedeutenden Zugspannungen, besonders infolge ungleichmäßiger Erwärmung des Mantels, tunlichst weit an die äußere Mantelfläche zu legen.

Die Formsteine der z. Z. gebräuchlichen Systeme entsprechen dieser grundlegenden Forderung absolut nicht, da sie in der Regel nur für Eigengewicht und Windbelastung unter Vernachlässigung der Wärmebeanspruchung konstruiert sind.

4. Die Abkühlung der Rauchgase in der Kaminröhre ist in den unteren Teilen des Kamins stärker als in den oberen Partien, nachdem infolge der gleichmäßigeren Durchwärmung der oberen Teile hier die Wärmeabgabe an die umgebende Luft geringer ist als in den tiefergelegenen. Der Grad der Abkühlung selbst hängt im wesentlichen von der Menge und von der Temperatur der zuströmenden Abgase ab; heiße Rauchgase kühlen sich stärker ab als weniger heiße.

5. Eine Minderung zu großer Temperaturspannungen ist, wenn eine bestimmte Wandstärke gegeben und ein gewisses Bewehrungsmaß erreicht ist, nicht durch statische Maßnahmen — da mit der Verstärkung der Eiseneinlagen das Trägheitsmoment und damit im selben Maße das Biegemoment infolge der ungleichmäßigen Erwärmung wächst —, sondern nur durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Ventilation der Luftisolierschicht in den einzelnen Schafttrommeln und tunlichst geringe Wandstärken des Mantels (Verwendung hochwertiger Zemente!) möglich.

6. Die Anordnung eines starken, tunlichst porösen Futters, möglichst in Verbindung mit einer 6–10 cm starken Luftisolierschicht zwischen Mantel und Futter, zur Vermeidung zu großer Temperaturdifferenzen im Mantel ist unbedingt erforderlich.

ÜBER DIE GRÖSSE DES PASSIVEN ERDDRUCKES.

Von Prof. Dr.-Ing. Max Möller, Braunschweig.

Die Mitteilungen von Professor Franzius¹⁾ über seine ausgeführten Versuche zur Messung des passiven Erddrucks haben mir Anregung zu nachfolgenden Erörterungen geboten. Autor vergleicht in seiner Abhandlung die Rechnungswerte für den Sonderfall horizontal wirkenden passiven Erddrucks für eine vertikale Wand und vor ihr horizontal abgeglichenen Boden mit den Ergebnissen der Versuche, bei welchen das Auftreten eines derartig horizontalen Erddrucks durch die Wahl der Versuchsanordnungen erstrebt worden ist. Die gefundenen Meßwerte überstiegen dabei die Rechnungswerte um 93 bis 128 vH; sie fielen also rd doppelt so groß aus als letztere. Aus diesem Grunde wendet sich Franzius gegen die Verwendung der Coulombschen Werte, welche bei Annahme horizontalen Erddrucks gewonnen werden; er tut das mit Recht, denn der passive Erddruck muß bei Bauwerken allemal größer ausfallen, als sich nach der Coulombschen Theorie horizontalen Erddrucks ergibt, ja größer als aus der Theorie überhaupt folgt, solange diese die Bodenkohäsion vernachlässigt. Daher habe ich vor 22 Jahren bei Herausgabe meiner Erddrucktabellen²⁾ jene zu kleinen Werte überhaupt nicht mit aufgeführt. Meine Angaben beginnen dort für die vertikale Wand mit einer Abweichung gegen die Horizontale um $\frac{1}{3}$ des Reibungswinkels φ von Erde zu Erde. Auf den von Franzius untersuchten Fall $\varphi = 35^\circ$ (siehe seine Tabelle Meßergebnisse) angewendet, führt das zu Werten, welche 50 vH größer sind als die nach Coulomb ermittelten Beträge. Steigt die

Abweichung des passiven Erddrucks gegen die Horizontale bis auf den Winkel $\frac{2}{3}\varphi$ an, dann fällt der Rechnungswert sogar um 200 vH größer aus als der Coulombsche Wert, welchen Franzius den theoretischen nennt. Der wahre Wert, welcher sich unter Mitwirkung der Bodenkohäsion herausbildet, kann über die 200 vH noch um ein Vielfaches hinausgehen. Daher habe ich neuerdings auf die große Bedeutung praktischer Versuche zur Feststellung der wahren Größenwerte des passiven Erddrucks hingewiesen³⁾. Es ist von mir da gesagt: „Hier liegt noch ein wichtiges Forschungsgebiet vor.“

Hernach sind in der zweiten Lieferung von mir⁴⁾ aber auch die Coulombschen Werte jeweils in der Spalte $k = 0$ aufgenommen. Das geschah einmal der Übersicht halber und weil man sich auf diese doch bisweilen bezieht. So war bei einer Entwurfsausschreibung in Holland verlangt, daß bei vertikaler Wand mit horizontalem passiven Erddruck zu rechnen, dann aber ein Zuschlag von 75 vH zu geben sei, was den Meßwerten von Franzius nahekommt.

Bemerkt sei noch, daß die von mir auf zeichnerischem Wege gewonnenen Werte sich mit den von Franzius analytisch ermittelten Beträgen in genauer Übereinstimmung befinden. Der passive Erddruck ermittelt sich z. B. nach der Zusammenstellung von Franzius S. 319 seiner Abhandlung für das spezifische Bodengewicht $\gamma = 1,4$ und für den natürlichen Böschungswinkel 40° zu $E_p = 6,4 W$; darin $W = 500 \text{ h}^2 \text{ kg}$ (h in m gegeben) ist, also zu: $E_p = 6,4 \cdot 500 \text{ h}^2 = 3200 \text{ h}^2 \text{ kg}$.

¹⁾ Versuche mit passivem Erddruck von Prof. Franzius, Hannover, Zeitschr. „Der Bauingenieur“ 1924, Heft 10, S. 314–320.

²⁾ Max Möller, „Erddrucktabellen“, Verlag von S. Hirzel, Leipzig.

³⁾ Erddr.-Tab. Lieferung 1, 2. Aufl. v. Jahre 1922, S. 120.

⁴⁾ Erddr.-Tab. Lieferung 2, 1. Aufl. v. Jahre 1922, S. 14–21.

Bei mir wird nach Lieferung 2, S. 14, Sp. 1, Tabelle A für den gleichen Fall:

$$E_p = i' \gamma h^2 = \frac{4570}{2} \cdot 1,4 h^2 = 3199 h^2 \text{ kg}$$

(h in m gegeben), also ebenso groß wie vorstehend.

Der Einfluß der Kohäsion ist von mir in den Erddrucktabellen mehrfach behandelt, z. B. in der Fußnote S. 19, Lieferung 1, wo gesagt ist, daß wegen ihrer der passive Erddruck bisweilen erheblich größer ausfällt, als da ausgerechnet ist. Siehe desgl. die Fußnote S. 20, wo von gelbbraunem Boden mit Eisenverbindungen gesagt ist, daß solcher weit höhere Werte an passivem Erddruck liefert, als die Tabellen angeben. Über die Ermittlung des Größenwertes der Kohäsion siehe zumal Lieferung 2, S. 37–39.

Wiederholt habe ich größere Tiefbauunternehmer angeregt, durch Versuche den passiven Erddruck für gewachsenen

Boden in Gemeinschaft mit mir zu messen; jedoch hat es dazu bisher an den erforderlichen Geld- und Zeitmitteln gefehlt. Es ist übrigens zu beachten, daß der Einfluß der Kohäsion mit wachsenden Werten h abnimmt und für $h = \infty$ der Zuwachs, den der passive Erddruck durch das Vorhandensein von Kohäsion erfährt, in Prozenten des ganzen Erddruckes ausgedrückt, zu Null wird.

Bemerkt sei noch, daß die Messung des passiven Erddruckes bei den Versuchen von Franzius für die horizontale Richtung wohl erstrebt ist, aber doch keineswegs erreicht sein kann, weil die Reibung des Bodens bei seiner ausweichenden Bewegung nach aufwärts an den Seiten des Kastengefäßes eine Abweichung des Erddruckes gegenüber der Vertikalen für ihn bedingt; diese wirkt aber dahin, den passiven Erddruck zu erhöhen, so daß die Auffindung größerer Beträge an Meßwerten gegenüber den Rechnungswerten für horizontalen Erddruck nur zum kleinsten Teil auf das Auftreten von Kohäsion zu setzen ist.

EINIGE BESONDERE VERMESSUNGSINSTRUMENTE FÜR BAUINGENIEURARBEITEN.

Von Karl Lüdemann, Freiberg i. Sa.

Übersicht. Es werden einige besonders für Bauingenieurarbeiten bestimmte Vermessungsinstrumente und Gerätschaften zur Überwachung des elastischen Verhaltens von Talsperrenmauern beschrieben.

Der das ganze Ingenieurwesen aller Richtungen und die gesamte industrielle Technik ausschlaggebend beherrschende

gelieferten, in der Praxis aber nicht überall bekannt gewordenen Instrumente berichtet.

Das Interesse an solchen Instrumenten, ganz besonders aber an den Gerätschaften zur Überwachung des elastischen Verhaltens von Talsperrenmauern, ist durch den Bruch der Talsperre im Glenotal in Oberitalien erneut wachgerufen worden.

Für das gesamte Vermessungswesen des Bauingenieurs wird, soweit es nicht ausgesprochene Einwägungen (Nivellements) betrifft, als Hauptinstrument in der Regel ein Theodolit mittlerer Größe benutzt, wie er als Beispiel in dem Hildebrand-Einheitstheodolit [1, 2, 3]¹⁾ in Abb. 1 dargestellt ist. Dieses Instrument — ein 12-cm-Nonientheodolit —, das in großzügiger Reihenerzeugung mit hervorragender Genauigkeit [4, 5, 6] hergestellt wird, hat einen bedeutenden Gebrauchs-

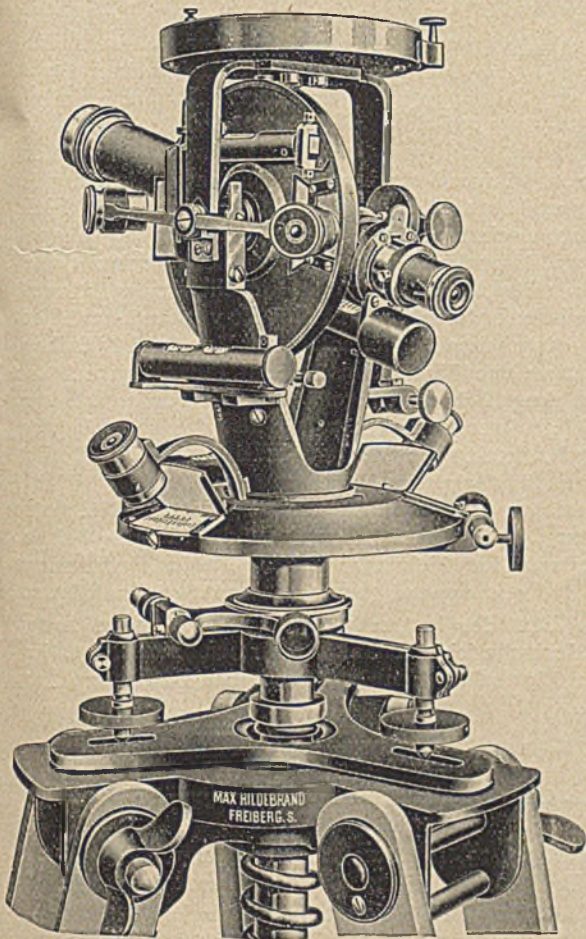


Abb. 1. Hildebrand-Einheitstheodolit.

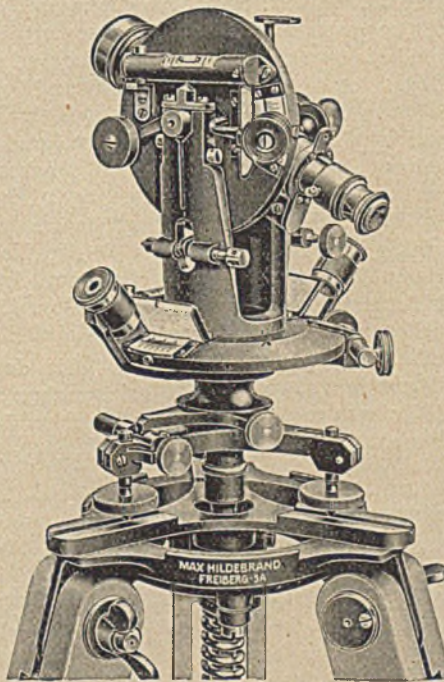


Abb. 2. 8 cm-Nonientheodolit.

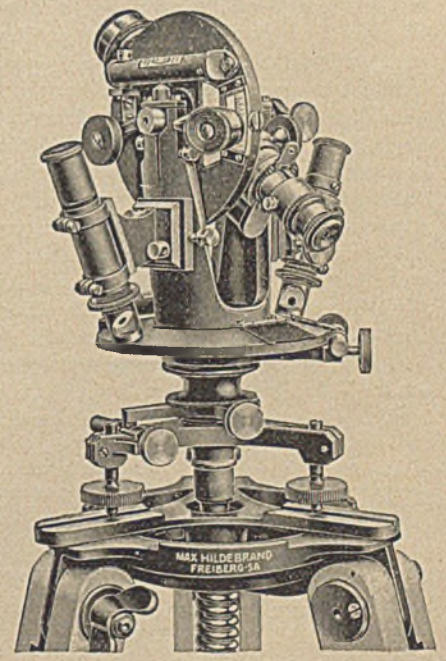


Abb. 3. 8 cm-Strichmikroskoptheodolit.

Gedanke der Wirtschaftlichkeit zwingt dazu, zu Sonderarbeiten die am besten geeigneten Sonderinstrumente zu verwenden. Es sei daher im nachstehenden kurz über einige von den feinmechanischen Werkstätten der Firma M. Hildebrand G. m. b. H. in Freiberg (Sa.) schon seit Jahrzehnten

umfang [2 S. 273–274]. Jedenfalls braucht ein Ingenieur, der ein Instrument dieser Art besitzt, für alle landläufigen

¹⁾ In den eckigen Klammern bezieht sich die im Druck hervorgehobene Zahl auf das am Schluß gegebene Verzeichnis der angezogenen Schriften.

Arbeiten im In- und Auslande in der Regel weder einen größeren, noch einen kleineren Theodolit.

Wenn es die besonderen Verhältnisse erfordern, kann neben dem 12-cm-Nonientheodolit ein leichter Theodolit oft von Vorteil sein. Hierfür kommen 8-cm-Theodolite mit Ablesung durch Nonien [7, 8] (Abb. 2) und Strichmikroskope [9] (Abb. 3) in Frage, deren Leistungsfähigkeit [10] meist unterschätzt wird.

Handelt es sich um allgemeine (generelle) Vorarbeiten für Ingenieurbauten, z. B. für Drahtseilbahnen, in Gegenden, über die überhaupt keine oder keine brauchbaren Karten vorliegen, so wird häufig der „Kleinste Reise-Universal-Theodolit“ benutzt, der in Abb. 4 dargestellt und allgemein unter dem Namen „Kleiner Hildebrand“ bekannt ist.

Auf Einzelheiten dieser Instrumente braucht

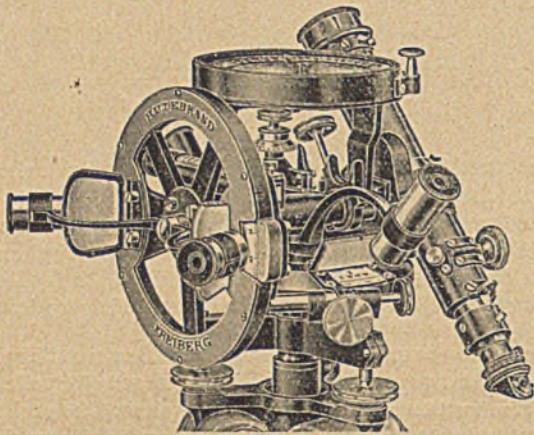


Abb. 4. Kleinster Universal-Reisetheodolit.

hier nicht eingegangen zu werden, da deren Kenntnis vorausgesetzt werden kann.

Bei manchen Arbeiten der Absteckung und Bauausführung kommt das Durchrichten langer Geraden vor; es wird in der Regel mit einem vorhandenen Theodolit ausgeführt. Nimmt die Arbeit aber einen größeren Umfang an, so ist es meist wirtschaftlich, hierfür ein besonderes Aus- oder Durchrichteinstrument zu verwenden.

Ein solches Durchrichteinstrument, wie es in Abb. 5 dargestellt ist, besteht aus dem Unterbau eines Theodolits, einer Fernrohrstütze und einem nicht notwendig durchschlagbaren, wohl aber umlegbaren, genügend lichtstarken Fernrohr von entsprechender optischer Leistungsfähigkeit. Zwei Kreuzlibellen ermöglichen die angenäherte, eine in Abb. 5 nicht dargestellte Aufsatzlibelle, die scharfe Aufrichtung der Stehachse. Am Fernrohr ist meist eine Nivellierlibelle angebracht. Kreise zur Winkelmessung fehlen natürlich vollständig.

Die optischen Abmessungen des Fernrohres sind durch die im Einzelfall nach den örtlichen Verhältnissen zu erfüllenden Bedingungen gegeben. Die Zahlentafel 1 enthält die Angaben

Zahlentafel 1.

Nr.	Des Objektivs		Vergrößerung	Austrittspupille	Relative Helligkeit	Gesichtsfeld
	Öffnung	Brennweite				
	mm	mm		mm		o
1	30	320	28,3	1,06	1,12	1,3
2	27	250	22,1	1,22	1,49	1,7
3	25	190	18,7	1,34	1,80	1,8

für drei in der Regel verwendete Fernrohre, von denen Nr. 3 am meisten verlangt wird. Selbstverständlich lassen sich die in Zahlentafel 1 angegebenen Vergrößerungen steigern, jedoch sti damit naturgemäß eine Verminderung der Helligkeit ver-

bunden. Im übrigen ist nicht die Vergrößerung, sondern das Auflösungsvermögen eines Fernrohres das Entscheidende.

Bei der einmaligen Prüfung oder dauernden Überwachung der räumlichen Veränderungen, insbesondere des elastischen Verhaltens der Mauerkörper von Talsperren, wie sie bei größeren Anlagen jetzt wohl allgemein für nötig erachtet, meist auch behördlich vorgeschrieben wird, ergibt sich die Notwendigkeit, die Lageänderungen einzelner Punkte der Mauer in bezug auf eine unveränderlich vermarkte Festlinie in einfacher Weise festzulegen. Daß hierbei bei einer größeren Anzahl von Punkten mehrere Festlinien in Frage kommen, ändert nichts an der Einfachheit der Grundaufgabe: Zwischen zwei unveränderlichen Festpunkten, auf deren einem sich ein Einrichteinstrument, auf deren anderem sich ein Zielzeichen, beide in fester Aufstellung, befinden, sind auf Zwischenpunkten bewegliche Zielzeichen einzurichten.

Die Aufgabe findet sich in ähnlicher Weise, wenn auch in vereinfachter Form, bei der Abnahmeprüfung von eisernen Brücken.

Das Einrichteinstrument muß ein optisch genügend starkes Fernrohr mit ausreichender Vergrößerung und besonderer Helligkeit besitzen, das nicht durchschlagbar zu sein braucht. Seine Stehachse muß genügend genau mit zwei Kreuzlibellen aufgerichtet, die Fernrohrkipkachse mit einer Reitlibelle horizontal gestellt werden können. Kreise sind nicht erforderlich, wenngleich ein vorhandener Theodolit und bei entsprechender Höhenlage der Fest- und Zwischenpunkte ein vorhandenes Nivellierinstrument, falls sie optisch den zu stellenden Ansprüchen genügen, benutzt werden können. Die zweckmäßige Grundform entspricht also dem in Abb. 5 gegebenen Durchrichteinstrument mit in der Regel äußerlich größerem, optisch stärkerem Fernrohr.

Die Zielzeichen der Zwischenpunkte sollen eine Zielmarke besitzen, deren Gestalt erlaubt, den Zielfehler klein zu halten. Die Verschiebung der Zielmarke gegen die feste Unterlage muß einfach und ausreichend genau gemessen werden können.

Mit dem Bau der instrumentellen Ausrüstungen haben sich mehrere deutsche feinmechanische Firmen beschäftigt. Erzeugnisse der Firma Otto Fennel Söhne haben Bachmann [11]



Abb. 6. Schematische Skizze der Messungspunkte.

und F. Kappel [12, 13, 14] beschrieben; über die Bauart der Firma F. W. Breithaupt & Sohn hat Hülsemann [15] berichtet.

Die einfachsten Verhältnisse sind in der schematischen Skizze Abb. 6 gegeben, in der A und B die von der Sperrmauer vollständig unabhängigen, meist durch bis in die frostfreie Tiefe geführte Mauerpfiler gegebenen Endpunkte der Festlinie, C und D zwei mit der Sperrmauer in unlösbarer enger Verbindung befindliche, also völlig einen Teil von ihr bildende Zwischenmarken bezeichnen.

Die Hildebrand-Werkstätten gingen bei ihrer seit Jahrzehnten gelieferten Einrichtung von dem Grundsatz aus, daß

die instrumentelle Ausstattung der dauernden Benutzung durch den Wärtter der Talsperre entsprechend zwar genügend unempfindlich sein sollte, dabei aber die erforderliche Genauigkeit mit Sicherheit und auf die Dauer gewährleisten müßte. Da weder die Zielzeichen noch das Beobachtungsinstrument ständig auf den betreffenden Punkten stehen bleiben sollen, muß eine Zwangszentrierung angewendet werden, wie sie in der bekannten „Freiberger Aufstellung“ von M. Hildebrand gegeben ist. Beobachtungsinstrument und Signale haben also die — übrigens von der Firma Otto Fennel Söhne auch benutzte — „Freiberger Kugel“, die in einen „Freiberger Untersatz“ hineinpaßt, dessen Konstruktion und Anordnung Abb. 7 zeigt.

Die Zielzeichen haben einen treppenförmig abgestuften Zielstift, dessen Durchmesser den vorkommenden Zielweiten entsprechend gewählt wird. Der Zielstift ist bei dem Endsignal fest, bei dem Zwischensignal beweglich angeordnet. Das Maß der Verschiebung wird an einer Millimeterteilung an zwei Zeigerstrichen abgelesen. In besonderen Fällen kann auch die Bewegungsschraube mit einer geteilten Trommel versehen werden.

Die Stehachse eines Zielzeichens wird mit zwei Röhrenlibellen aufgerichtet, die senkrechte Stellung des Zielzapfens außerdem noch durch eine in Abb. 7 in Seitenansicht und Aufsicht dargestellte Dosenlibelle geprüft.

Alle Einzelheiten gehen aus Abb. 7 hervor. Erwähnt sei nur noch, daß auf dem einen Endpunkt der Festlinie, falls stets nur in einer Richtung beobachtet werden soll, natürlich auch ein dauernd angebrachtes festes Zielzeichen einfachster Form verwendet werden kann.

Das Beobachtungsinstrument hat nur dann eine Form, die einem Nivellierinstrument ähnlich ist, wenn alle Beobachtungs- und Aufstellungspunkte wenigstens annähernd in einer Horizontalebene liegen. In allen anderen, die Regel bildenden Fällen entspricht es in der Konstruktion einem Durchrichteinstrument (Abb. 5) mit einem größeren Fernrohr von entsprechender optischer Leistung, dessen Fadenkreuz aus einem horizontalen Faden und zwei vertikalen Fäden besteht. Durch die richtige Wahl der Fädenentfernung und des Durchmessers des Zielzapfens bei gegebener Zielweite wird der Einweisefehler möglichst klein und damit die Genauigkeit der Messung einer Punktverschiebung möglichst groß. Selbstverständlich ist der Okulargang des Fernrohres für alle vorkommenden Entfernungen mit der größten Sorgfalt ausjustiert.

Im übrigen muß den Besonderheiten jeder größeren Talsperrenanlage bei der Durchbildung der instrumentellen Ausrüstung Rechnung getragen werden.

Die vorstehend geschilderte Einrichtung gestattet nur

die — in der Regel allerdings allein geforderte — Ermittlung der horizontalen Komponente der Verschiebung eines Punktes

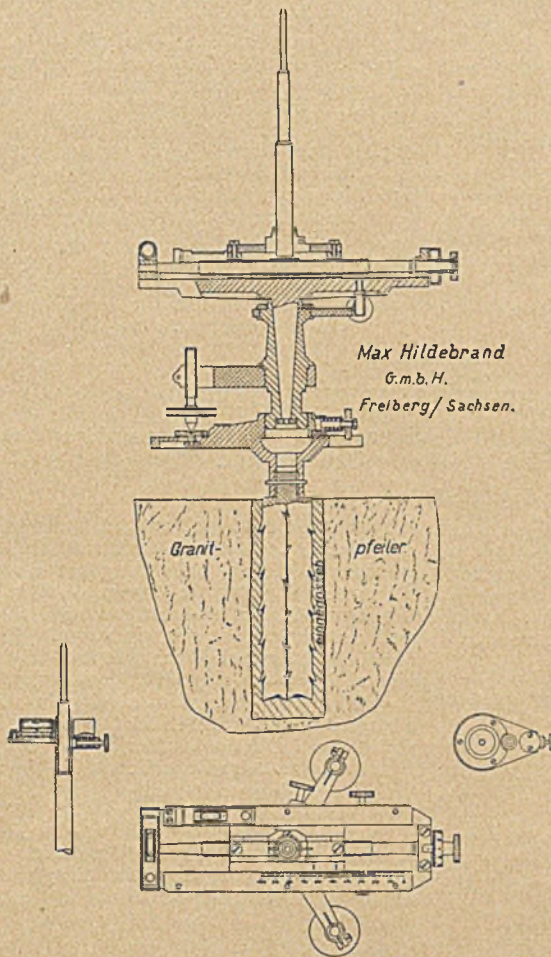


Abb. 7.
Bewegliches Zielzeichen.

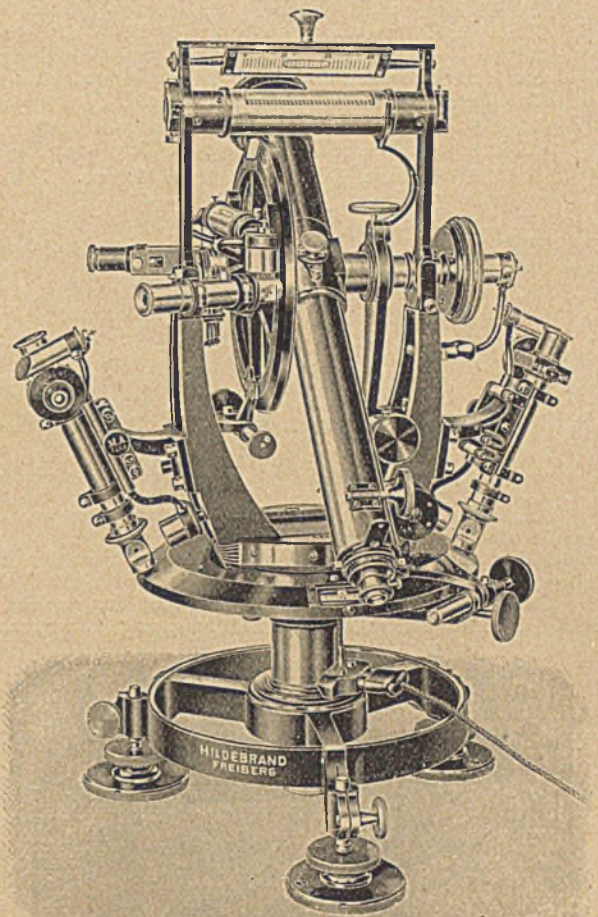


Abb. 8. 18 cm-Schraubenmikroskoptheodolit,
Bauart Schweiz, Landestopographie.

des Mauerkörpers. Soll auch die vertikale Komponente gemessen werden, so läßt sich das mit Hilfe einer zweiten, vertikal angeordneten Teilung oder Meßschraube so lange leicht ausführen, als die Messungspunkte zugänglich sind. Sind die Messungspunkte unzugänglich, so bleibt nichts übrig, als ihre jeweilige Lage im Raum durch „Vorwärtsabschneiden“ von mindestens zwei sicher vermarkten Standpunkten aus unter Benutzung eines Theodolits mit Schraubenmikroskopen zu bestimmen. Derartige Messungen sind von der Sektion für Geodäsie der Eidgenössischen Landestopographie in Bern an den Staumauern an der Jogne bei Broc und am Pfaffensprung (Kraftwerk Amsteg) mit großer Genauigkeit durchgeführt worden [16, 17]. Zu den Winkelmessungen wurden 21 cm- und 18 cm-Schraubenmikroskoptheodolite der Hildebrand-Werkstätten benutzt, deren Form in Abb. 8 dargestellt ist.

Mit einem Instrument gleicher Art, das mit elektrischer Beleuchtung versehen war, hat, wie beiläufig erwähnt sei, F. Baeschlin die untertägige Absteckung, besonders der schwierigen Kurven, des Lötschbergtunnels ausgeführt [18].

Angezogene Schriften.

1. K. Lüdemann: Über den Begriff „Einheitstheodolit“. Ein Beitrag zum Kriegsvermessungswesen, Allg. Verm. Nachr. 34 (1922), S. 425—432.
2. K. Lüdemann: Der Hildebrand-Einheitstheodolit. Präzision 1 (1922), S. 271—275.
3. Fr. Klempau: Genauigkeitsuntersuchungen an einem 12 cm-Theodolit von Max Hildebrand, Freiberg i. Sa. (Einheitstheodolit). Allg. Verm. Nachr. 34 (1922), S. 658—666.

4. K. Lüdemann: Über die Genauigkeit von Nonientheodoliten mit 12 cm Durchmesser des Grundkreises aus Reihenerzeugung. Zeitschr. f. Instrumentenkde. 40 (1920), S. 49—56.
5. K. Lüdemann: Über die Größe der Neigung der Limbus- gegen die Alhidadenachse bei 12 cm-Theodoliten aus Reihenerzeugung. Zeitschr. f. Instrumentenkde. 42 (1922), S. 243—245.
6. K. Lüdemann: Die Genauigkeit der Herstellung von Achszapfen bei horizontalen Fernrohrachsen von 12 cm-Theodoliten. Zeitschr. f. Instrumentenkde. 43 (1922), S. 185—186.
7. K. Lüdemann: Der 8 cm-Nonientheodolit von M. Hildebrand. Mitt. a. d. Markscheidewesen 1914, S. 3—13, 62—69.
8. K. Lüdemann: Die kleinsten Hildebrand-Nonientheodolite. Allg. Verm. Nachr. 35 (1923), S. 78—83.
9. K. Lüdemann: Die kleinsten mit Strichmikroskopen ausgestatteten Hildebrand-Theodolite. Mitt. a. d. Markscheidewesen 1921, S. 19—24.
10. K. Lüdemann: Der Nutzwert kleiner Theodolite für die Winkelmessung. Allg. Verm. Nachr. 34 (1922), S. 885—888.
11. Bachmann: Einrichtung zur Beobachtung des elastischen Verhaltens gemauerter Talsperren. Zentralblatt der Bauverwaltung 20 (1900), S. 583.
12. F. Kappel: Einrichtung zur Beobachtung des elastischen Verhaltens gemauerter Talsperren. Zentralblatt der Bauverwaltung 35 (1915), S. 669—671, 683—684.
13. F. Kappel: Gerät zur Messung der Bewegung gemauerter Talsperren. Zeitschr. f. Instrumentenkde. 36 (1916), S. 38—47.
14. F. Kappel: Die landmesserischen Arbeiten beim Talsperrenbau. Zeitschr. f. Vermw. 45 (1916), S. 193—218.
15. Hülsemann: Die Bewegung der Sperrmauer der Gothaer Talsperre. Zeitschr. f. Vermw. 49 (1920), S. 209—222.
16. Trigonometrische Beobachtung der elastischen Deformationen der Staumauer am Pfaffensprung des Kraftwerkes Amsteg der S.B.B. Mitteilung der Sektion für Geodäsie der Eidg. Landestopographie in Bern. Schweizerische Bauzeitung 81 (1923), Heft 3.
17. Titel wie 16. Schweiz. Zeitschr. f. Vermw. 21 (1923), S. 209—220.
18. F. Baeschlin: Über die Absteckung des Lötschbergtunnels. S.A. aus Schweiz. Bauzeitung 58 (1911).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Bemerkungen zu den Versuchen über den Erdwiderstand, die Professor Franzius ausgeführt und im Heft 10, 1924 mitgeteilt hat.

Von Dr.-Ing. H. Dörr, Karlsruhe.

Aus seinen Versuchen folgert Professor Franzius, daß man in der Praxis mit einem Erdwiderstand rechnen dürfe, der wenigstens gleich dem doppelten Widerstand ist, den man nach der Coulombschen Theorie errechnet.

Die geometrische Erddrucktheorie gibt uns ein einfaches Mittel in die Hand, die Richtigkeit dieser Behauptung etwas genauer zu untersuchen. Die Bekanntheit mit der geometrischen Erddrucktheorie muß natürlich hier vorausgesetzt werden; man findet sie in

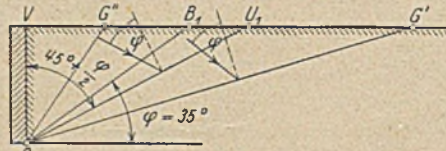


Abb. 1.

In Abb. 1 ist ein senkrechter Schnitt durch die Erdschicht von der Tiefe r geführt, in Abb. 2 sind die beiden Grundparabeln aufgezeichnet, die als Umhüllungskurven entstehen, wenn man zu jeder Fugenrichtung der Abb. 1 im Kräfteplan der Abb. 2 die Richtung der Grenzflächen des Reibungskeiles einträgt. Die Parabeln sind voll ausgezogen, soweit sie für die Erdkeile rechts der Wand OV (Abb. 1) in Betracht kommen, im übrigen gestrichelt. Als Böschungswinkel ist $\varphi = 35^\circ$ gewählt worden.

Wird der Versuchssand eingebracht, so hat die Wand OV zunächst den (aktiven) Erddruck auszuhalten, dessen Kleinstwert bei völlig glatter, feststehender Wand das Druckmaß S_0V mißt.

Analytisch ergibt sich:

$$S_0V = r \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Wird dann mittels der Wand ein wagerechter Druck gegen den Erdkörper ausgeübt, so steigt allmählich der innere Horizontalschub an bis zum Wert, dessen Maß

$$S_pV = r \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

ist. Um die Erddrücke zahlenmäßig zu erhalten, hat man diese Strecken mit $\frac{\gamma r}{2}$ zu multiplizieren.

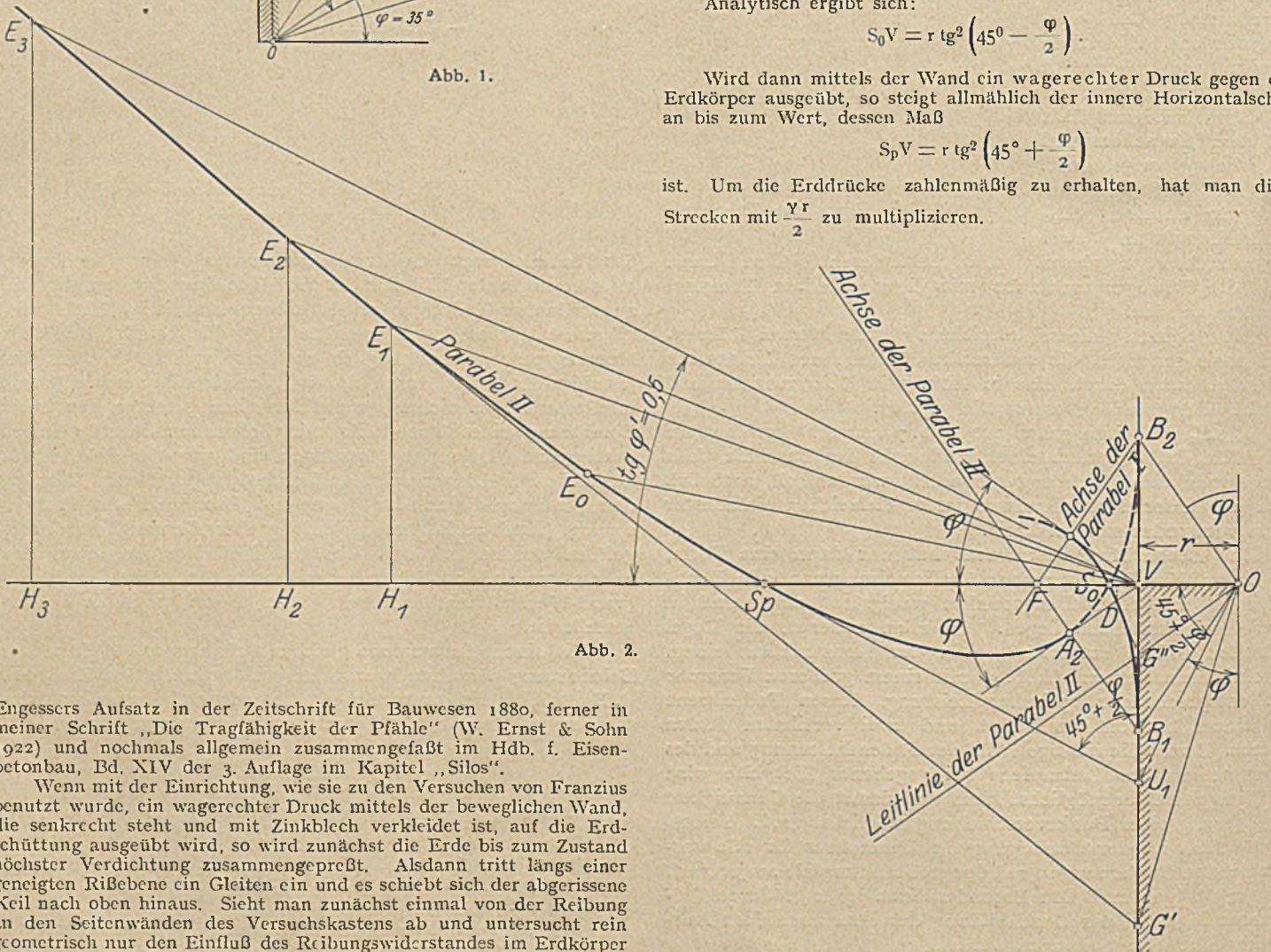


Abb. 2.

Engessers Aufsatz in der Zeitschrift für Bauwesen 1880, ferner in meiner Schrift „Die Tragfähigkeit der Pfähle“ (W. Ernst & Sohn 1922) und nochmals allgemein zusammengefaßt im Hdb. f. Eisenbetonbau, Bd. XIV der 3. Auflage im Kapitel „Silos“.

Wenn mit der Einrichtung, wie sie zu den Versuchen von Franzius benutzt wurde, ein wagerechter Druck mittels der beweglichen Wand, die senkrecht steht und mit Zinklech verkleidet ist, auf die Erdschüttung ausgeübt wird, so wird zunächst die Erde bis zum Zustand höchster Verdichtung zusammengedrückt. Als dann tritt längs einer geneigten Reißebene ein Gleiten ein und es schiebt sich der abgerissene Keil nach oben hinaus. Sieht man zunächst einmal von der Reibung an den Seitenwänden des Versuchskastens ab und untersucht rein geometrisch nur den Einfluß des Reibungswiderstandes im Erdkörper selbst und an der beweglichen Wand, so erhält man folgendes Ergebnis:

Sobald aber mit der Kraft

$$W = \frac{\gamma r^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

der innere Widerstand in der Fuge OU_1 überwunden ist, steigt der abgerissene Keil OVU_1 , auf dieser Gleitebene rutschend, nach oben, es tritt also auch entlang der Wand OV , da sie beim Versuch festgehalten ist, ein Gleiten nach oben und damit eine nach abwärts gerichtete Komponente des Reibungswiderstandes von der Wand her auf. Damit ist aber der gesamte Druck auf die Fuge OV nicht mehr horizontal, sondern schräg abwärts gerichtet und es wandert somit zwangsläufig der Pol des inneren Gleichgewichtes der Parabel II entlang weiter hinaus, womit der Erdwiderstand rasch wächst. Ist z. B. der Pol bei E_1 angelangt, so ist der gesamte schräge Druck auf die Ebene OV gleich der Strecke E_1V , ihre horizontale Komponente H_1V ist doppelt so groß als S_pV ; dabei ist der Winkel zwischen der Fugennormalen VH_1 und der Druckrichtung VE_1 bestimmt durch

$$\operatorname{tg} \varphi'' = \frac{H_1E_1}{H_1V} = \infty 0,34.$$

Der Reibungsbeiwert zwischen Sand und Zinkblech ist zu 0,5 ermittelt worden. Hätte man den Versuch soweit fortsetzen können, daß $\operatorname{tg} \varphi = 0,5$ (Abb. 2) erreicht worden wäre, so wäre der Pol nach E_3 gerückt und die horizontale Komponente H_3V des Widerstandes wäre etwa dreimal so groß geworden, als dem Maß S_pV entspricht.

Mit dieser Verschiebung des Poles und dem Anwachsen des Widerstandes tritt auch eine Verschiebung der Gleitebene ein. Die Gleitebene, die z. B. zur Druckrichtung E_1V gehört, erhält man dadurch, daß man die Parabeltangente in E_1 mit der Kraftvertikalen der Abb. 2 schneidet. $G'O$ ist jetzt Gleitebene, d. h. je schräger die von der Wand OV ausgehende Kraft sich stellt, um so größer wird der Bruchkeil. Für die beiden Ebenen OU_1 und OG' sind in Abb. 1 die Grenzrichtungen der Innenkräfte eingezeichnet; die Fugennormalen sind gestrichelt.

Welche Lage der Pol bei den Versuchen eingenommen hat, läßt sich nachträglich nicht feststellen. Aus der Lage der Gleitebenen scheint aber geschlossen werden zu dürfen, daß der Pol E_n verhältnismäßig nahe bei S_p zu suchen war, daß also die Vergrößerung des Widerstandes über das Maß S_pV hinaus hauptsächlich von der Reibung an den Kastenwänden herkommt. Es wird bei den noch in Aussicht gestellten Versuchen möglich sein, die Lage der Rißebene zu beobachten und aus ihrer Neigung rückwärts auf den Pol und damit auf die Größe der Reibung an der Druckwand zu schließen. Die Beobachtung der Gleitebene an der Glaswand selbst gibt allerdings kein einwandfreies Bild, weil die starke Reibung zwischen Glas und Sand störend wirkt, wie von Franzius ausführlich erörtert wird.

Die Reibungskraft zwischen Sand und Glaswand des engen Kastens und ihre Richtung zu bestimmen, gehört mit zu den schwierigsten Nebenfragen aller dieser Versuche. Es sei bemerkt, daß auch bei ganz rauher Wand (Eisenblech) der Beiwert der Reibung zwischen Schüttgut und Wand nicht größer angesetzt werden kann als die trigonometrische Tangente des Winkels der natürlichen Böschung.

Die absolute Größe der Reibung ist abhängig vom Seitendruck des Erdreichs senkrecht zur Richtung des angreifenden Druckes der Wand OV . Dieser Seitendruck ergibt sich allgemein mit Hilfe der Poissonschen Zahl, wenn man für irgendein Elementarprisma den Einheitsdruck von der Wand OV her mit p bezeichnet, zu:

$$p_s = \frac{p}{m-1}.$$

Für eine vollkommene Flüssigkeit ist bekanntlich $m = 2$, für die härtesten Metalle ist seine obere Grenze $m = 4$; bei Gesteinsarten hat man Werte bis $m = 8$ gefunden. Für schüttbare Stoffe wird m nicht weit über 2 liegen und wird sicherlich abhängig sein vom Böschungswinkel φ , von der Form der einzelnen Körner und ihrer Oberflächenrauigkeit. Die Poissonsche Zahl zu bestimmen müßte eine sehr dankenswerte Aufgabe der Vorversuche sein. Die Richtung der Reibungskräfte an den Seitenwänden kann vielleicht aus der Bewegung des gleitenden Keiles erschlossen werden.

Die Seitenwandreibung liefert, wie die von Franzius mitgeteilten Versuche zeigen, eine sehr wesentliche Komponente des Gesamtwiderstandes. Ihr Anteil ist — von einer gewissen Mindestbreite des Erdprismas an — für jede Wandfläche bei bestimmter Schütthöhe ein konstanter Wert. Ihr relativer Einfluß sinkt also mit zunehmender Kastenbreite. Am einfachsten ließe sich also die Größe der Seitenreibung herausfinden, indem man Versuche mit verschiedenen Breiten der Erdschicht durchführt. Allerdings wären dazu teure und umfangreiche Einrichtungen nötig, wenn man sich nicht auf sehr kleine Fülltiefen r beschränken will.

Viel empfehlenswerter wäre eine Versuchsanordnung, von der die Abb. 3 einen schematischen Grundriß zeigt. W_1-W_2 soll die verhältnismäßig breite Abschlußwand eines mit dem Versuchssand gefüllten Kastens sein. In ihr sitzt das bewegliche Wandstück I—II von der Breite b , an dem der Erdwiderstand gemessen wird, den die Sandschüttung von gewisser Höhe leistet. Man würde dabei zwar auch nicht den Widerstand einer Erdschicht von der Breite b messen,

weil vermöge der Seitenreibung ein von der Wand an sich geradlinig nach a' verbreitender Erdkörper Widerstand leistet, aber man könnte dadurch, daß man mit verschiedenen Wandbreiten b experimentiert, den bei gleicher Schütthöhe konstanten Anteil der Seitenreibung ermitteln. Außerdem würde man mit dieser Versuchsanordnung Verhältnisse schaffen, wie sie in der Praxis fast immer vorliegen. Bezüglich einer theoretischen Bestimmung des Anteils der Seitenreibung am

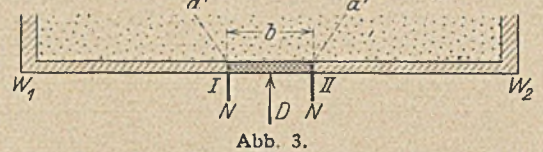


Abb. 3.

Gesamtwiderstand darf ich auf meine Untersuchung verweisen, die in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ 1924, Nr. 5—7 veröffentlicht ist. Dort ist zur Vereinfachung angenommen, daß der Seitendruck gleich dem natürlichen Erddruck $p = \gamma r$ sei.

Der Winkel, um den die Rißebenen a' (Abb. 3) von der Normalen auf die Wand W_1-W_2 nach außen gedreht erscheinen, ist abhängig vom Zustand der inneren Verspannung im Erdkörper.

Im Falle natürlicher innerer Spannung ist er gleich $\frac{1}{2} \varphi$. Für denjenigen Zustand, in welchem die senkrechte Reibungskomponente in der Ebene OV am größten ist, ist er gleich φ ; das Maß der hierzu gehörigen wagerechten Druckkomponente ist $r(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$.

Das bewegliche Wandstück der Abb. 3 müßte natürlich mit Flügeln N versehen sein, die für den Abschluß auch nach einer Vorwärtsbewegung der Wand sorgen. Die Vorwärtsbewegung müßte klein bleiben, was man durch möglichst kräftige Verdichtung der Sandfüllung vor dem Versuch erreichen kann. Soll die Druckkraft D auf das bewegliche Wandstück horizontal bleiben, so müßte man in irgendeiner Weise es möglich machen, daß mit dem sich etwas hebenden Bruchkeil auch die Wand reibungslos ansteigen kann.

Die Sandschichten wurden bei den Versuchen durch die Bewegung der Druckwand in den Zustand höchster innerer Verspannung zusammengedrückt. Den Arbeitsweg kann man wesentlich verkürzen, indem man die Sandschichten einstampft. Beim Einbringen oder Einstampfen des Versuchsgutes spielt auch die Art der Schichtung eine Rolle. Man kann sich dabei die Ergebnisse zunutze machen, die Engesser in der Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1908 mitgeteilt hat. Bei Berechnung der Erddruckwerte muß das Einheitsgewicht des Bodens im Zustande höchster innerer Verspannung verwendet werden, welches das Gewicht in loser Schüttung um 20 bis 30 vH überschreiten kann.

Der Böschungswinkel eines reinen, kohäsionslosen Versuchssandes wird auch im Zustand höchster innerer Spannung keine wesentliche Änderung erfahren, was die Lage der Gleitflächen in den Abb. 4 und 5 des Aufsatzes von Professor Franzius bestätigen dürfte.

Es zeigt sich immer wieder, wie außerordentlich schwierig es ist, Versuche über Erddrücke oder Erdwiderstände so durchzuführen, daß man Ergebnisse von allgemeiner Gültigkeit erhält. Die kleinen inneren Verschiebungen, die jede Kraftwirkung oder Stützungsänderung verursachen muß, bringen sofort auch eine Änderung der Größe und der Richtung der inneren Kräfte und ihrer Äußerungen auf Wände und Böden, sie sind aber die Vorbedingung der Kraftwirkungen. Im Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, Band XIV habe ich bei der Besprechung der Versuche Pleißners auf den störenden Einfluß des Nachgebens der Meßwände hingewiesen. Es ist wohl nur durch Differenzbildung ausschalten kann, ein einigermaßen befriedigendes Resultat zu erwarten. Solche Versuche sind natürlich langwierig und kostspielig. Aber sie sind notwendig, weil eine ganze Reihe von Fragen anders nicht geklärt werden kann.

Bezüglich der Versuche von Engels, die Franzius erwähnt, muß ich auf die Bemerkungen verweisen, die ich in meiner Schrift über die „Standesicherheit der Masten und Wände“ (Berlin 1922; W. Ernst & Sohn) im 10. Abschnitt gemacht habe.

Man erkennt aus der obigen Untersuchung wieder, daß es sich lohnt, wenn man sich mit der geometrischen Erddrucktheorie beschäftigt. Man hat sich noch immer nicht von der Coulombschen Theorie freimachen können, obwohl Mohr, Winkler, Weyrauch, Donath u. a. nachgewiesen haben, daß diese Theorie an einer ganzen Reihe innerer Widersprüche und Mängel leidet. Es sei nur daran erinnert, wie man bei der einfachen Stützmauer, deren Hinterfüllung noch Streckenlasten oder Einzellasten zu tragen hat, nach der Coulombschen Theorie entweder gar nicht oder nur auf sehr dunklen Wegen zu einem Resultat für die Beanspruchung der Stützmauer kommt, während die geometrische Betrachtung einfach zum Ziel führt, selbstverständlich auch nur innerhalb gewisser Grenzen.

Die Tatsache, die Franzius erwähnt, daß aus dem Taschenbuch der Hütte in den neueren Auflagen die Angabe des Wertes für den Erdwiderstand verschwunden ist, ist auch mir vor längerer Zeit schon aufgefallen als ein Beleg dazu, wie sehr die Frage der Erdwiderstandsgrößen vernachlässigt worden ist.

Um die Überlegenheit der geometrischen Anschauung gegenüber der alten Theorie von Coulomb-Poncelet auch in Fragen des (aktiven) Erddrucks ins rechte Licht zu setzen, möge an Hand der

Abb. 1 und 2 noch gezeigt werden, welches der Kleinstwert des Erd-
druckes auf die Wand OV ist.

Ohne eine Reibung in der Ebene OV (Abb. 1), also solange die
Sandschüttung und die Wand relativ zueinander sich nicht bewegt
haben, ist die Strecke S_{0V} das Druckmaß, wie oben schon erwähnt ist.
Stellt sich aber volle Reibung an der Fläche OV ein, indem die Wand
sich nach oben oder der Bruchkeil OVG'' sich an der Wand abwärts
bewegt, so ist DV (Abb. 2) das Maß des schrägen Druckes, dessen
wagerechte Komponente, wie man aus Abb. 2 sieht, kleiner ist als S_0V .

Dieses Ergebnis hinsichtlich des Erd-
druckes ist also das Gegen-
stück zum Anwachsen des Erdwiderstandes über das theoretische Maß

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

hinaus, wovon am Anfang dieses Aufsatzes die Rede war.

Daß Herr Professor Franzius es unternimmt, durch Versuche die
Frage des Erdwiderstandes klären zu helfen, muß ihm den Dank aller
Ingenieure, die sich mit Erd-
druckgrößen zu befassen haben, einbringen.

Passiver Erddruck.

Herr Krey, Berlin, macht verdienstlicher Weise darauf aufmerk-
sam, daß in dem Aufsatz über passiven Erddruck in Heft 10 (1924.),
S. 319, neben der gegebenen Erklärung für den Mehrbetrag der Ver-
suchsergebnisse gegenüber den theoretischen Werten, der einmal in
der Zusammenfassung des Bodens mit ihren Folgen gesucht werden
darf, nicht auch die Neigung des passiven Erddruckes gegen die Druck-
wand als wesentlicher Faktor genannt sei. Wenn der Winkel zwischen
 E_p und der Normalen zur Wand ϱ ist, dann kann nach Coulomb der
horizontale passive Erddruck berechnet werden zu:

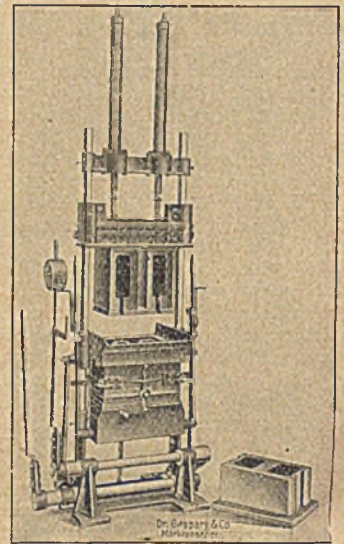
$$E_{pw} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varrho \cos (\varrho + \delta)}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Wie die beigelegte Skizze der Horizontalkomponenten für
aktiven und passiven Erddruck zeigt, ist der Unterschied bei aktivem
Erddruck für die Werte glatter und rauher Wände sehr gering, kann
bei passivem Erddruck theoretisch aber ganz gewaltig werden, je
nach der Größe von ϱ und δ . Es sind für den natürlichen Böschungswinkel
 $\varrho = 30^\circ$ und für einen Winkel δ zwischen E und der Normalen
 $\delta = 0^\circ, \frac{1}{2} \varrho, \frac{2}{3} \varrho$ und ϱ die E-Linien gezeichnet. Danach sind die
Kurven für Zu- und Abnahme aufgetragen worden (Abb. 1). Die
Unterschiede in den E_p -Werten nehmen mit Wachsen von ϱ noch
stark zu. Wenn es auch richtig ist, daß der gemessene Horizontal-
wert E_{pw} etwa doppelt so groß ist wie der E_p -Wert bei glatter Wand,
so ist es in dem Aufsatz doch nicht an jeder Stelle zum Ausdruck
gekommen, daß es sich stets um einen Vergleich der Horizontalkom-
ponente des schrägen Erddruckes mit dem normal wirkenden bei
glatter Wand handelt. Darüber, daß bei den ersten 50 Versuchen
nicht ein E_p bei glatter Wand gemessen wurde, sondern die waga-
rechte Komponente eines schrägen E_p bei rauher Wand, dürfte bei dem
Leser ein Zweifel nicht entstanden sein können. Denn erst bei den
letzten Versuchen, bei denen die Seitenwand und die Druckwand
mit Seife geschmiert und mit Papier belegt worden sind, sind annähernd
horizontale Erddrücke gemessen worden. Bei diesen Versuchen mit
künstlich geschaffener glatter Wand ergab sich nun bereits ein E_p ,
das etwa bei 9,0 W liegt (gegenüber 5 W der Theorie). Hier kann im
wesentlichen nur die Zusammenpressung die Ursache der Steigerung
sein, da ein etwa vorhandener Wert δ nur wenige Grad betragen
kann (nach Messung 5—6°). Da nun glatte Wände nicht vorkommen,
so müssen in Wirklichkeit entsprechend den Versuchsergebnissen
die Horizontalwerte von E_p größer sein als für die glatte Wand. Krey
gibt in Übereinstimmung mit der hier gegebenen Abbildung auf Tafel 11
seines Buches über Erddruck für größere Werte des Winkels δ gewal-
tigate Steigerungen von E_p an. Die Angabe für trockenen Sand
bei $j = 1,6$ mit $E_p = 10$ W als Horizontalwert zu rechnen, dürfte

der passiven Erddrücke für trockenen Sand, solange δ negativ ist,
 E_p also nach unten ausschlägt, etwa doppelt so groß ist, wie sich der
passive Erddruck für eine glatte Wand errechnet. Man wird dann
nur einen Fehler zugunsten der Sicherheit machen, wenn man die in
meiner Tafel auf Seite 319 angegebenen Werte als Mindestwerte der
Horizontalkomponenten der E_p -Werte in die Rechnung einsetzt.
Hannover, den 19. Juli 1924. O. Franzius.

Der Hohlsteinbau

ist in Deutschland erst in der Nachkriegszeit wirklich heimisch ge-
worden. Bescheidene Anfänge lassen sich zwar schon vor dem Welt-
krieg nachweisen, aber die verarmte Neuzeit mußte sparen und ebnete
dadurch der Hohlsteinbauweise gewissermaßen von selbst das Feld.
Viele Formsteinmodelle brachte man auf den Markt, wesentlich weniger
davon hat seine Lebensfähigkeit erwiesen. Von letzteren Steinen
sind es zumeist solche, die sich maschinell herstellen ließen, wenn
es auch nur durch Handbetriebsmaschinen war. Merkwürdigerweise
konstruierte aber jeder Erfinder nur für seinen Spezialstein eine
solche Maschine und manche, vielleicht recht brauchbare, Hohlstein-
konstruktion trat erst gar nicht an die große Öffentlichkeit des Bau-
marktes, weil sich für sie keine passende Maschine fand oder deren
Konstruktion durch bereits erteilte Patente usw. auszuführen schwer
oder einfach nicht möglich war. Diesem offenbaren Mangel begegnete
die Maschinenfabrik Dr. Gaspary & Co., Markranstädt bei Leipzig,
durch ihre Hohlsteinmaschine „Komet“. Mit ihr lassen sich unter
Auswechslung von Formkasten, Kern- und Trennwand, sowie
Stampfstempeleinrichtung Hohl-
steine resp. Blöcke oder Formsteine
der verschiedensten Art, den Wün-
schen der Formsteinkonstruktore
angepaßt, herstellen. Ist das be-
treffende Steinmodell räumlich nicht
größer als ein $7\frac{1}{2}$ Mauerstein, reichs-
formatgroßer Block, so ist eventuell
nicht einmal ein besonderer Form-
kasten erforderlich, denn dann kann
unter Umständen auch dieser noch
mit benutzt werden. Normal
wird die Kometmaschine für einen
Hohlblock in der Größe von $7\frac{1}{2}$
Mauersteinen deutsches Format,
wie Abbildung zeigt, geliefert. Ein
solcher Hohlstein ist handlich und
läßt sich leicht transportieren
und vermauern. Die Arbeitsweise
der Maschine selbst ist die denkbar
einfachste, so daß ein angelernter
Arbeiter in kurzer Zeit tadellose



Beton- oder Schlackenformsteine herzustellen vermag. Bei hoch-
gehobenem Formkasten wird ein Unterlagsbrett auf eine Rüttelplatte
gelegt, die selbst auf dem eigentlichen Stampftisch angeordnet ist.
Danach wird durch Hochheben eines Hebels der Formkasten mit
den Kernen und eventl. Trennwänden auf das Brett gesenkt und mit
einem Griff mit der Rüttelplatte verbunden. Nachdem der hand-
feuchte Beton eingefüllt und in der Höhe des Formkastens abge-
strichen ist, wird durch leichtes Bewegen eines großen Hebels die Masse
gerüttelt, wodurch sie im unteren Teil gut verdichtet ist. Nun kann
durch einfaches Niederziehen der an Federn hängende Stampfer weiter
verdichtet werden. Durch etwa drei Schläge ist die Masse so zu-
sammengeschlagen, daß der Stampfer unter zwei Klinkhebel gerät,
die ihn in Tiefstellung festhalten. Ein weiterer Hebelgriff preßt die
oder den Stampfer noch so weit nach unten, bis die genaue Steinhöhe
erreicht ist. Jetzt wird die Verbindung zwischen Formkasten und
Rüttelplatte gelöst und der Kasten selbst durch einen leichten Druck
auf den Anlüftehebel gelockert, d. h. eine Kleinigkeit nach oben über
den festausitzenden Stampfer hinweggehoben. Nunmehr läßt sich
der Formkasten ohne Schwierigkeit unter Umlegen eines Hebels
vollständig über den Formling heben. Dabei lösen sich die Sperr-
klinken am Stampfer aus und die Federn an letzterem ziehen diesen
nach oben in seine Ruhestellung. Der Formling liegt frei und kann
abgetragen werden. Jetzt erst braucht der Arbeiter seinen Platz
vor der Maschine zu verlassen. Daß bei diesem einfachen Arbeitsvor-
gang die denkbar größte Leistungsfähigkeit der Maschine gewähr-
leistet ist, liegt auf der Hand. In einer Druckschrift Nr. 15 der ge-
nannten Firma ist diese Drucksache genau beschrieben. Inter-
essenten steht diese Drucksache gern zur Verfügung.

Über die Einwirkung von Chlor auf Zement und Beton
berichtet Dr.-Ing. Otto Gaßner in der Chemiker-Zeitung vom
20. März 1924. Ausgehend davon, daß diese Einwirkung bisher
noch nicht ausreichend geklärt sei und die hierüber bisher
erschienenen Arbeiten noch manchen Widerspruch enthalten, geht der
Verfasser auf systematische neue Versuche ein, die im Dezember 1920
von ihm begonnen wurden und durch die es erst ermöglicht wurde,
einige Klarheit in das Wesen der Zerstörungsvorgänge bei der Ein-
wirkung von Chlor auf Beton zu bringen. Zur Aufstellung des Arbeits-

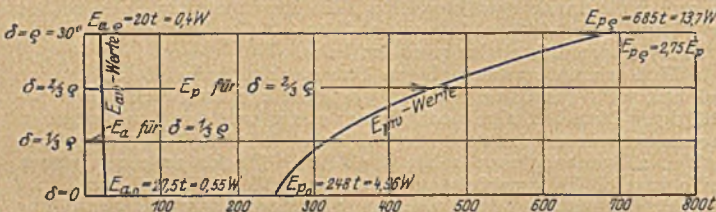


Abb. 1. Horizontalkomponenten für aktiven und passiven Erd-
druck; nach Coulomb $h = 10$ m, $b = 1$ m, $\gamma = 1,6$ t/m³,
nat. Böschungswinkel $\varrho = 30^\circ$, Neigungswinkel δ von E zur
Normalen von 0 bis ϱ .

somit vorsichtig sein. Es soll mit Aufgabe der folgenden Versuche
sein, den Einfluß der Wandrauigkeit auf Richtung und Größe der
 E_p -Kräfte festzustellen. Da bei Vorrücken der Wand sich in dem Sand
vor der Wand eigentümliche Umlagerungsvorgänge zeigen, die auf die
Größe von δ stark einwirken können, so kann näheres über den Ein-
fluß von δ erst nach Durchführung der Hauptversuche gesagt werden.

Bis die Versuche mit dem neuen Apparat größere Klarheit
bringen, kann man somit annehmen, daß die Horizontalkomponente

planes für die Versuche führten die Beobachtungen, daß sich bei Chloreinwirkung nach einiger Zeit Chlorcalcium bildet und Treiberscheinungen weiterhin auftreten. Die hierauf gegründete Arbeitshypothese lautete: Durch Einwirkung von Chlor auf den bei der Erhärtung frei werdenden Kalk des Zements bildet sich u. a. Salzsäure, die mit Calciumhydroxyd Chlorcalcium entstehen läßt; sofern bereits freier kohlensaurer Kalk vorhanden ist, bildet er die gleiche Verbindung. Das Chlorcalcium bildet bei hinreichender Konzentration mit dem Kalk einerseits und der Tonerde andererseits ein Doppelsalz, und zwar wahrscheinlich das sogenannte „Friedelsche Salz“ — ein Calciumchloraluminat —, welches durch Einwirkung konzentrierter Chlorcalciumlösung auf Calciumaluminat erhalten wird. Die Zerstörungsmöglichkeiten durch Bildung dieses Salzes sind: Treiben, Kalkentziehung und damit Schwächung der hydraulischen Energie.

Die Bedingungen, unter denen die eine oder die andere Zerstörung eintrat, waren durch Versuche zu ergründen.

Nach erfolgter Chloreinwirkung waren hierzu Unterschiede festzulegen im Verhalten von:

1. Zementen,
 - a) Handlungszement (Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement),
 - b) handelsüblichen Sonderzementen, Antiaquazement, und zwar aus Portland- bzw. Hochofenzement mit abgestufter Bitumenmischung, Thuringia-Spezialzement und Erzzement,
2. bei Verwendung von Traß,
3. bei verschiedenen Mörtelmischungen,
4. bei verschiedenen Erhärtungsweisen (Luft- bzw. Wasserlagerung),

5. bei vorangegangener Kohlensäurebegasung bzw. mehrmonatlicher Erhärtung an der Luft.

Die Probekörper waren normenmäßige Zugkörper und lagerten, in dichten Bleihäfen liegend, ständig von Chlorgas umgeben. Es ergab sich, daß kein Beton aus handelsüblichem Zement auf die Dauer der Einwirkung von Chlor widersteht. Es gibt jedoch große Unterschiede in der Widerstandsfähigkeit verschiedener Zemente und Mörtel und Mittel, welche die Zerstörung verzögern.

Die Zerstörungsursache ist in erster Linie in der unruhigen Natur des bei der Erhärtung frei werdenden Kalkes, in zweiter Stelle in dem Vorhandensein von Tonerde zu suchen, letzten Endes aber darin, daß Zemente als alkalische Körper bei der Einwirkung einer Säure nicht unverändert bleiben können. Chemisch wirkt in diesem Sinne wahrscheinlich das vorerwähnte Friedelsche Salz, mechanisch dessen auf Treiben hinarbeitender Kristallisationsdruck oder eine Entfestigung des Gefüges durch Kalkentziehung. Schutz von allerdings nur fraglicher Dauer bieten dichte Mischungen, bei denen die Einwirkung oberflächlich bleibt. Die Sprengungs-Zerstörungs-Gefahr ist bei Portland-Zementmörteln mittlerer Mischung am stärksten vorhanden, die Entfestigung durch Kalkentziehung bei mageren. Letztere Erscheinung bildet bei Hochofenzementen die ausschließliche Gefährdung, da hier naturgemäß bei dem geringeren Gehalt an Kalk dessen Verminderung besonders stark die hydraulische Energie abschwächen muß. Als günstige Faktoren sind anzusehen: Dichtigkeit, Wassererhärtung, tonerdefreie bzw. -arme Zemente (Erzzement), Traßzugabe in Verbindung mit Wassererhärtung und reichliche Kohlensäureaufnahme vor Beginn der Chloreinwirkung. M. F.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 28. Mai 1924.
- Kl. 20 h, Gr. 9. M 79 575. Dr.-Ing. Felix Meineke, Berlin-Lichterfelde, Mommsenstr. 5. Schneeschlendermaschine, 11. XI. 22.
- Kl. 20 i, Gr. 19. A 41 951. Dr. Gerardo de Agostino, Campolattaro, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. H. Fried, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Selbsttätige Schranke f. Eisenbahnübergänge. 4. IV. 24
- Kl. 20 i, Gr. 34. M 83 689. Jules Joseph Henrj Morel-Revoil, Paris; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Selbsttätige Vorrichtung zur Regelung der Geschwindigkeit eines Zuges auf bestimmter Strecke. 29. I. 24. Frankreich 5. X. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 39. D 45 374. Gotthold Drechsler, Leipzig-Lindenau, Lütznerstr. 32. Streckensignalvorrichtung. 22. IV. 24.
- Kl. 35 b, Gr. 4. S 64 011. Robert Arthur Smith, London, Westminster und Thomas Meacock, Southend-on-Sea, Essex, England; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fahrbarer Drehkran mit Wippausleger. 8. X. 23. England 31. X. 22.
- Kl. 37 a, Gr. 2. H 90 852. Gustav Hermann, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Bau von Eisenbetondecken mit sich kreuzenden bewehrten Rippen. 15. VIII. 22. Frankreich 1. VIII. 22.
- Kl. 38 h, Gr. 2. H 94 602. Nicolaus v. Hornyanszky, Budapest, Ung.; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler, E. Maemecke, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Feuersichermachen von Stroh oder von Schilfrohr. 1. IX. 23.
- Kl. 42 a, Gr. 1. G 60 581. Wilhelm Gutmann, Frankfurt a. M., Rotlintstr. 16. Zirkel mit drei oder mehr Schenkeln. 30. I. 24.
- Kl. 42 e, Gr. 23. K 83 067. Ludwig Kort, Hannover, Lützeroder Straße 8. Pitot-Strömungsmesser. 3. XII. 21.
- Kl. 42 e, Gr. 23. R 57 322. Republic Flow Meters Company, Chicago; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin W 62. Manometerrohr für Strömungsmesser mit elektrischen Kontakten. 28. XI. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 3. F 52 835. Farbenfabriken vorm. Friedr. Bayer & Co., Leverkusen b. Köln a. Rh. Verfahren zur Herstellung eines hochwertigen geschmolzenen Zements. 2. XI. 22.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 46 025. E. Posseyer Abwasser- und Wasserreinigungs-G. m. b. H., Essen-Bredene. Einrichtung zum Entfernen von Klärschlamm aus Klärbehältern mittels zweier

um eine gemeinsame Achse sich drehender Saugrüssel. 31. III. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 5. Juni 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 20. St 35 715. Diederich Storjohann, Immigrath, Niederrh. Rillenschiene als innere Bogenschiene. 2. V. 22.
- Kl. 19 a, Gr. 20. St 36 458. Diederich Storjohann, Immigrath, Niederrh. Rillenschiene; Zus. z. Anm. St. 35 715. 22. XII. 22.
- Kl. 19 a, Gr. 24. K 86 657. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12 und Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlotten-Str. 11. Schienenbefestigung für Baggergleise; Zus. z. Pat. 302 041. 20. VII. 23.
- Kl. 19 a, Gr. 28. H 91 865. Peter Hoffmann, Mannheim, Rheinhausserpl. 13. An einem Eisenbahnfahrzeug befestigte Aufreiß- und Jätvorrichtung für die Gleisbettung und Bermen neben dem Gleis. 23. XI. 22.
- Kl. 19 a, Gr. 31. St 36 260. Harry Potts Stokes, Plymouth und Joseph William Eunson, London; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8. Maschine zum Schleifen eingebauter Gleise. 23. X. 22.
- Kl. 20 a, Gr. 20. St 36 725. Heinz Steinhart, Zülz i. Schles. Seilschloß. 26. III. 23.
- Kl. 35 b, Gr. 1. A 39 603. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher und Karl Dittelbach, Leipzig-Lindenau, Lütznerstr. 196. Reiterabsetzvorrichtung für Kabelkrane. 17. III. 23.
- Kl. 35 b, Gr. 1. A 40 666. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Seilunterstützung für Kabelkrane. 14. IX. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 33. R 52 297. Georg Radlmaier, Bayer. Cement-Kunststeinwerke, Nürnberg. Vorrichtung zur Herstellung von Betonmasten mit Eisenbewehrung. 14. II. 21.
- Kl. 80 a, Gr. 46. A 39 837. Ambi-Arthur Müller Bauten und Industrierwerke, Berlin. Reihenform zur Herstellung von Betonbauwerkstücken. 26. IV. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 46. Sch 66 449. Wilhelm Schütz, Düsseldorf, Schloßstraße 19. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Eisenbetonmasten mit profilleisernen Schutzkanten. 25. XI. 22
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 83 466. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Bremsvorrichtung für Baggerlöffelklappen. 4. I. 24.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Nomogramme (graphische Tafeln) für Eisenkonstruktionen von J. Wachsmann. 65 Seiten 18/24. Verlag kaufmännischer Tabellen G. m. b. H., Wien XV. Preis geh. ö. K. 110 000,—, geb. ö. K. 120 000.

Mit einem schmalen Büchlein von 65 Seiten als Ersatz für ein rd 300 Seiten fassendes Tabellenwerk führt sich die Nomographie in den Brückenbau ein, eigentlich ziemlich spät, wenn man bedenkt, welche bedeutsamen Vorteile unmittelbar aus ihrer Verwertung sich ergeben, wird doch leicht begreiflich, weil dem Statiker eine große Zahl ausgezeichnete Hilfsmittel zur Verfügung steht, so daß ein dringender Wunsch nach Nomogrammen hier scheinbar nicht bestand. Aber ein Vergleich an Hand obiger Tabellen, deren Gebrauch ohne jede Belehrung und nur in Anlehnung an das jedem Nomogramme vorgesetzte Beispiel sofort verständlich ist, belehrt uns, daß auch hier die diesem Rechenverfahren nachgerühmten Vorzüge vollauf zu Recht bestehen.

Statische Funktionen selbst schwierigster Art werden rasch, sicher und ohne Zwischenrechnung ausgewertet und dies unter Benutzung der einfachsten Hilfsmittel (Dreieck und Nadel). Die 36 Nomogramme erstrecken sich auf die wichtigsten statischen Funktionen, wie sie in den gebräuchlichen Tabellenwerken zu finden sind, jedoch unter ausschließlicher Benutzung der in Österreich geltenden und gewalzten Profile. Nomogramme auf Grundlage der deutschen Profile sind bereits nach Mitteilung des Verfassers in Ausarbeitung. Das besprochene Büchlein stellt eine sehr wertvolle und vor allem eine zeitgemäße Bereicherung der Tabellenliteratur dar und wird bald in jedem Konstruktionsbüro zu finden sein.

Bei einer bald zu erhoffenden Neuauflage wäre zu wünschen, daß stärkeres und nur einseitig bedrucktes Papier verwendet würde, um die Dauerhaftigkeit der Tabellen zu erhöhen. Ing. L. Herzka.

Neue Bücher.

(Ergänzung der Titelangaben der in Heft 16, Seite 525 und 526 besprochenen Bücher.)

Grundzüge der Technischen Schwingungslehre. Von Dr.-Ing. Otto Föppl, Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. 157 S. mit 106 Abbildungen im Text. Verlag von Julius Springer in Berlin, 1923. Preis: 4.— Goldmark, geb. 4,80 Goldmark/0,95 Dollar, geb. 1,15 Dollar.

Ergebnisse von Versuchen für den Bau warmer und billiger Wohnungen an den Versuchshäusern der Norwegischen Technischen Hochschule. Von Architekt Andr. Bugge, Professor an der Norwegischen Technischen Hochschule. Nebst einem Ergänzungskapitel. Beiträge zur Wärmebedarfsberechnung (k-Zahlen). Von Dipl.-Ing. Alf. Kolflaath, Assistent beim Wärmekraftlaboratorium der norwegischen Technischen Hochschule.

Deutsche Übersetzung von Herbert Frhr. Grote. 128 Seiten mit 60 Abbildungen im Text. Verlag von Julius Springer in Berlin, 1924. Preis: 6,60 Goldmark/1,60 Dollar.

Taschenbuch für den Maschinenbau. Unter Mitarbeit bewährter Fachleute herausgegeben von Prof. H. Döbbel, Ingenieur, Berlin. Vierte, erweiterte und verbesserte Auflage. 1739 Seiten mit 2786 Textabbildungen. In 2 Bänden. Verlag von Julius Springer in Berlin, 1924. Preis: Gebd. 18.— Goldmark/4,30 Dollar.

Berichtigung

zum Aufsatz Janser: Bemessung von rechteckigen Eisenbetonquerschnitten, beansprucht durch Biegemomente und Druck- oder Zugkräfte. Einfache und Doppelbewehrung (Heft 13):

S. 413 Zeile 8 von oben, linke Spalte:

$$M = 18 + 20 \cdot 0,37 = 25,4 \text{ tm}$$

(statt 21,4 tm).

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

ZUM ANDENKEN AN OTTO TAAKS.

Zu seinem 75. Geburtstag am 10. September 1924.

Je weiter das Wirken eines Verstorbenen reichte, je umfassender er über die engsten verwandtschaftlichen und beruflichen Beziehungen hinaus sich betätigte, um so nachhaltiger muß der Widerhall sein, den die Nachricht von seinem Tode weckt. Das haben wir auch beim Hinscheiden Otto Taaks' erfahren. Es waren nicht nur die Städte und Körperschaften, Industrierwerke und Aktiengesellschaften, für die er einst geschaffen hatte, nicht nur ein enger Familien- oder Freundeskreis, sondern überwiegende Teile der Fachwelt, der Gesamtheit der Ingenieure aller Fachrichtungen, bei denen die Nachricht innige Teilnahme weckte. Denn Taaks lebte für die Allgemeinheit; weit mehr als seine engere berufliche hat seine ehrenamtliche Tätigkeit ihn vielen Kreisen bekannt und wert gemacht. Seine vornehme äußere Erscheinung, seine Herzensgüte, die ruhige und würdige Art des Auftretens, die Jedem unvergänglich bleibt, der mit ihm verkehren durfte, die Kunst der Menschenbehandlung, die Begabung, Verhandlungen verbindlich und doch im gegebenen Falle entschieden und fest zu leiten, befähigten ihn hervorragend zur Gemeinschaftsarbeit. Ungemein viel hat er so im Dienste der Vereine, Gesellschaften, Ausschüsse und sonstigen Körperschaften geleistet. Im Verein deutscher Ingenieure bekleidete er 14 Jahre lang die verschiedensten Ämter des Hannoverischen Bezirksvereins, gehörte dem Vorstand des Gesamtvereins seit 1893 an, und zwar in den Jahren 1906 bis 1919 in dem nächst dem Vorsitzenden wichtigsten Amte, dem des Kurators. Der Deutsche Dampfesselanschub, der Deutsche Ausschub für technisches Schulwesen, der Ausschub für die Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure und der Deutsche Ausschub für Schiedsgerichtswesen, also Körperschaften, deren Wirkungskreis über das Gebiet des Bauingenieurwesens hinausgeht, haben ihn zum Vorsitzenden gewählt, so daß er mittelbar wiederum dadurch das Ansehen der Vertreter unseres engeren Fachgebietes hob.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen verdankt ihm in erster Reihe ihr Dasein. Er hat von vornherein, noch bevor die Gründung in die Tat umgesetzt war, die Richtlinien und Ziele der Gesellschaft richtunggebend beeinflußt, hat auf die für den Vorstand geeigneten Persönlichkeiten hingewiesen und später nach der Gründung der Gesellschaft als Vorstandsmitglied bei ihren Arbeiten insbesondere in der ersten schwierigen Zeit mit Rat und Tat zur Seite gestanden.

Sein Leben, reich an Erfolg, verlief äußerlich in schlichten Bahnen. Am 16. September 1849 in Norden in Ostfriesland als Sohn eines Obergerichtsanwalts geboren, studierte er nach abgelegter Reifeprüfung von 1869 an Bauingenieurwissenschaften an der damaligen Bauakademie in Berlin. Der Krieg 1870/71, den er bei den Garde-schützen mitmachte, unterbrach sein Studium, das er in Hannover fortsetzte. 1875 legte er die Regierungsbauführerprüfung ab, und war als solcher in Frankfurt a. M., Wilhelmshaven und Charlottenburg tätig. Als Assistent an der Technischen Hochschule Berlin lernte er

einige Zeitlang den akademischen Unterrichtsbetrieb näher kennen. 1881 bestand er die Regierungsbaumeisterprüfung. Er besaß genügend Vertrauen, um sich sofort danach in Hannover als Zivilingenieur niederzulassen. Diese Praxis hat er bis zu seinem Tode ausgeübt. Er hat in seiner weiten und vielseitigen Tätigkeit den Beweis erbracht, daß dem Bauingenieur Einseitigkeit fremd ist. Auf fast allen Gebieten des Bauingenieurwesens hat er sich mit Erfolg an Vorarbeiten, Entwürfen, Bauleitungen, Gutachten und als Schiedsrichter betätigt. Zunächst arbeitete er vorwiegend auf dem Gebiete der Kulturtechnik, um dann viele Jahre lang insbesondere dem städtischen Tiefbau seine Kraft zu widmen. Viele Mittelstädte verdanken ihm technisch und wirtschaftlich ausgezeichnet durchdachte Anlagen für Wasserversorgung und Entwässerung. So führte er z. B. in Goslar die erste biologische Kläranlage auf dem europäischen Festlande aus. Später hat er für Industrierwerke sowohl Wasserversorgungs- und Abwasser-beseitigungsanlagen wie Wasserkraftwerke geschaffen. Vorarbeiten und Entwürfe für Schiffahrtsstraßen und Flußregulierungen hat er im Auftrage von Regierungen und Privaten bearbeitet. Verschiedene bedeutende Industrierwerke, z. B. die bekannte Farbenfabrik von Günther Wagner in Hannover, sind von ihm entworfen und ausgeführt. Dazu kamen gelegentlich Eisenbahnen und Brückenbauten. Seine Arbeiten für die Industrie wurden vielfach besonders dadurch anerkannt, daß er in den Aufsichtsrat von Firmen berufen wurde, für die er Ingenieurbauserien errichtet hatte. So hat er auch dadurch dazu beigetragen, das Ansehen des Ingenieurs, insbesondere des Bauingenieurs, bei anderen Berufsständen zu vermehren.

An äußeren Ehrungen wurde ihm der Titel eines Kgl. Baurates und später eines Geh. Baurates, sowie die Würde eines Dr.-Ing. e. h. von der Technischen Hochschule in Hannover verliehen.

In seinem Familienleben sind ihm schwere Schicksalsschläge durch den Tod dreier Kinder, darunter eines erwachsenen Sohnes, nicht erspart geblieben. Seine Frau und seine Tochter standen ihm bis zu seinem Ableben zur Seite. Ein besonderes inniges verwandtschaftliches Verhältnis unterhielt er zu seinem Bruder, dem Zivilingenieur Georg Taaks in Bremen.

Angestrengte Arbeit, reiches Wirken im Dienste der Allgemeinheit haben ihn ebensowenig niederzubeugen vermocht, wie Unglück in der Familie. Bis kurz vor seinem am 28. Februar 1924 erfolgten Tode war er beruflich und ehrenamtlich ununterbrochen tätig.

Die Gesellschaft für Bauingenieurwesen wird das Gedächtnis ihres ausgezeichneten Gründers am besten dadurch in Ehren halten, daß sie es übernimmt, in seinem Sinne in ruhiger, unbeirrbarer, zäher Arbeit den von ihm gewiesenen Zielen entgegenzuschreiten.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Professor Dr.-Ing. e. h. G. de Thierry, Geheimer Baurat,
1. Vorsitzender.

Ministerialrat Busch, 2. Vorsitzender.

Vortragsprogramm der Eisenbahntechnischen Tagung in Berlin.

Unsere geehrten Mitglieder gestatten wir uns darauf hinzuweisen, daß im Rahmen der Eisenbahntechnischen Tagung vom 22. bis 27. September in Berlin folgende Herren unserer Gesellschaft Vorträge halten werden:

Montag, den 22. 9. 24, 2 Uhr nachm. Herr Oberbaurat Dr.-Ing. Schächterle, Stuttgart, über Vorteile der neuzeitlichen Ausgestaltung von Eisenbahnbrücken. — Im Saale der Oper am Königsplatz.

Sonnabend, den 27. 9. 24, 9 Uhr, Herr Prof. Dr.-Ing. Blum, Hannover, über Verschiebebahnhöfe. — Aula der Technischen Hochschule Charlottenburg. Beiden Vorträgen wird eine Aussprache folgen.

Sonnabend, den 27. 9. 24, 2 Uhr 30, Herr Direktor Dr.-Ing. Krefß über Unterwassertunnel mit Grundwassersenkung, in der Aula der Technischen Hochschule, Charlottenburg. (Anschließend Besichtigung der Berliner Spreetunnel.)

Ferner veranstaltet unsere Ortsgruppe Brandenburg am Freitag, den 27. 9. 24, 4 Uhr 30, eine Besichtigung der interessanten Wiederherstellungs- und Verstärkungsarbeiten an der Berliner Stadtbahn, mit einführendem Vortrag des Herrn Regierungsbaurat Grapow, wozu alle Mitglieder der Gesellschaft freundlichst eingeladen werden. Gäste willkommen. Treffpunkt: Ecke Alt-Moabit—Lüneburger Str. Für Führung etwa später eintreffender Herren ist gesorgt.

Die „Bauormung“ erscheint in dieser Nummer nicht. In Heft 19 wird dafür eine Doppelnummer (Nr. 9/10) veröffentlicht.