

BODENPRÜFUNGEN NACH DEM SYSTEM WOLFSHOLZ=SIEMENS-BAUUNION

Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. W. Sichardt

Mit 12 Abbildungen

I. Allgemeines über den Bodenprüfer.

Auf dem Gebiet der Bodenprüfung heben sich aus den Anforderungen, die an die Untersuchungsmethode zu stellen sind¹⁾, zwei heraus, die als grundlegend angesehen werden müssen:

1. Die Untersuchungsmethode muß gestatten, den Baugrund in beliebiger Tiefe vor Beginn irgendwelcher Bauarbeiten, insbesondere ohne Vornahme eigentlicher Erdarbeiten, zu untersuchen. Von besonderem Wert ist es, wenn Bodenuntersuchungen auch unter dem Grundwasserspiegel und im Untergrund, der unter einem offenen Gewässer liegt, vorgenommen werden können.

2. Bei allen Bodenuntersuchungen erhebt sich die Forderung, die Ausführung so einzurichten, daß Rück-

a) Die Bodenspannungen unter einem ebenen Belastungskörper sind nicht gleichmäßig über die Belastungsfläche verteilt. (Abb. 2, S. 110.)

b) Grundsätzlich unterscheidet sich der Spannungsverlauf unter einem Belastungskörper mit nach allen Richtungen symmetrischer Fläche von dem Verlauf unter einem Belastungskörper mit ausgesprochener Längsausdehnung.

c) Der Spannungsverlauf ändert sich, wenn die Größe der Auflagerfläche des Belastungskörpers geändert wird, auch wenn gleiche Belastung für die Flächeneinheit aufgebracht wird, und zwar werden die Bodenspannungen höher, je größer die Fläche ist.

Der letztgenannte Punkt ist besonders wichtig für die Probleme der Bodenprüfung, da sich aus dieser

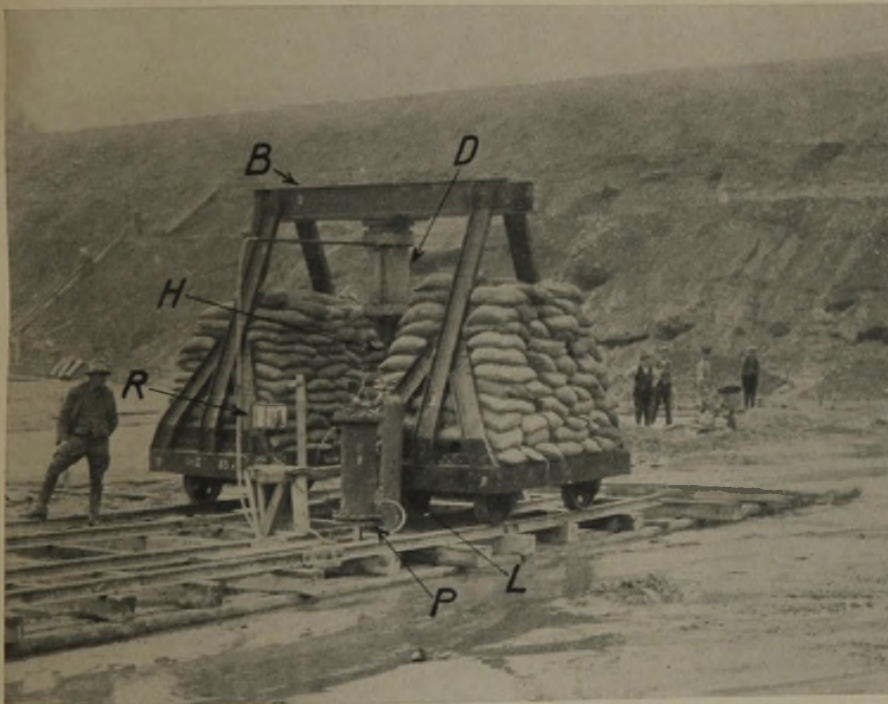


ABB. 1
BODENPRÜFER IM BETRIEB
Belastung durch Sandsäcke

Erklärung:

- H = Hohlgestänge
- D = Druckzylinder
- B = Belastungswagen
- P = Preßwasserkessel
- L = Druckluftflasche
- R = Registriereinrichtung

schlüsse auf den Verlauf der bei Ausführung des späteren Bauwerks auftretenden Bodenspannungen möglich sind.

Die unter 2 genannte Forderung hat zu zahlreichen Forschungen Veranlassung gegeben, und sie ist auch in dem Programm der Studienausschüsse für Baugrundforschungen einer der wichtigsten Punkte.

Die Arbeiten sind bisher noch im Fluß und es wird noch mancher Versuch notwendig sein, um die Frage des Verlaufes der Bodenspannungen, ihrer Größe und Abhängigkeit von Form und Größe des Belastungskörpers restlos zu klären. Als wichtigste Erkenntnisse, die die bisherige Forschung²⁾ ergeben hat, lassen sich folgende nennen:

¹⁾ Vgl. auch Wolfsholz, A.: Prüfung des Baugrundes durch Probelastung, Zentralbl. d. Bauverw. 1927, Heft 46.

Erkenntnis ergibt, daß das Ergebnis einer Bodenprüfung nicht ohne weiteres auf Belastungsflächen größeren Umfanges und anderer Gestalt angewandt werden darf. Da die Theorie über diesen Gegenstand noch nicht abgeschlossen ist, ist man bisher allein auf praktische Erfahrungen angewiesen.

Nach den Richtlinien der Berliner Baupolizei³⁾ wird das Höchstmaß der zuläss. Einsenkung unter der Belastung auf 6 mm festgesetzt. Kennt man die dieser Einsenkung

²⁾ Vgl. auch Kögler, F.: Über die Verteilung des Bodendruckes unter Gründungskörpern, Bauing. 1921, S. 101. — Kögler, F.: Die Belastung des Baugrundes, Bauing. 1927, S. 44. — Kögler, F., und Scheidig, A.: Druckverteilung im Baugrunde, Bautechnik 1928, Heft 15 und 18.

³⁾ Vgl. auch Künzel: Baupolizeiliche Gesichtspunkte für das Entwerfen von Gründungen, Zentralbl. d. Bauverw. 1926, Nr. 50.

entsprechende Belastung auf die Flächeneinheit, dann muß für größere Flächen gemäß vorstehenden Ausführungen mit einem zulässigen geringeren Wert gerechnet werden. Eine Reduktion der durch Bodenuntersuchung gewonnenen Höchstbelastung auf zwei Drittel ihres Wertes (Abb. 3, a. d. S.) mit Rücksicht auf die Erhöhung der Bodenbeanspruchung bei Vergrößerung der Fläche dürfte wohl allen an die Sicherheit zu stellenden Anforderungen gerecht werden. Man wird indessen gut tun, die Bodenuntersuchungen über den Grenzfall der Einsenkungen von 6 mm weiter fortzusetzen und zu beobachten, ob mit Zunahme der Last die Einsenkung weiter langsam und gleichmäßig erfolgt. In solchen Fällen, wo die Versuche zeigen, daß bei weiterer Mehrbelastung die Einsenkung plötzlich über 6 mm hinaus

schachten, neue Proben anstellen usw., bis das Ergebnis zufriedenstellend ist. (Abb. 4, a. d. S.) Ein solches Verfahren wäre nicht nur kostspielig, sondern vor allen Dingen auch zeitraubend. Die Versuche könnten erst dann zum Abschluß gebracht werden, wenn die Erdarbeiten und damit ein wichtiger Teil des Tiefbaues bereits fertiggestellt worden wäre. Es gilt aber gerade vor Angriff der Arbeiten, oft zu einem Zeitpunkte, wo das Baukapital noch gar nicht endgültig bereitgestellt ist, ja, wo es sich vielleicht darum handelt, zunächst einmal den Nachweis zu führen, daß mit einer bestimmten Summe der Bau auszuführen ist, Gewißheit über die Bodenverhältnisse zu gewinnen. Der Bodenprüfer System Wolfsholz-Siemens-Bauunion löst diese Aufgabe und erfüllt damit die eingangs unter 1 an-

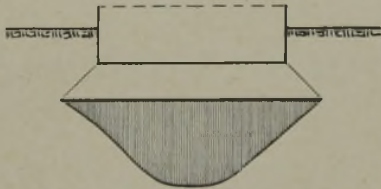


ABB. 2. DIAGRAMM DER BODENSpannungen
Belastungskörper mit kreisrunder Belastungsfläche

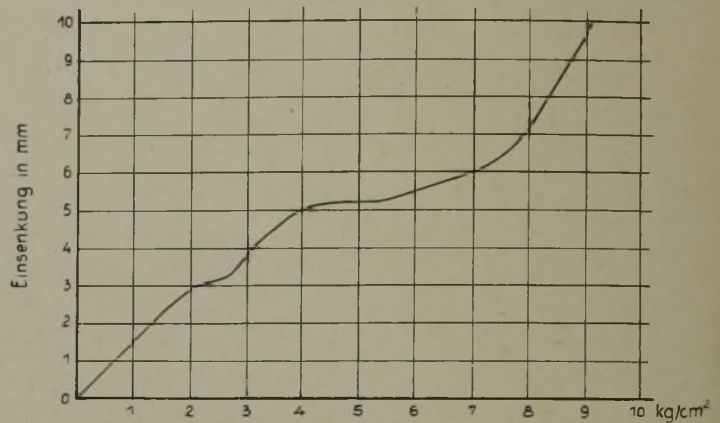


ABB. 3 (RECHTS). ZULÄSSIGE (REDUZIERTE) BELASTUNG
Für große Belastungsflächen auf Grund des Einsenkungsdiagrammes

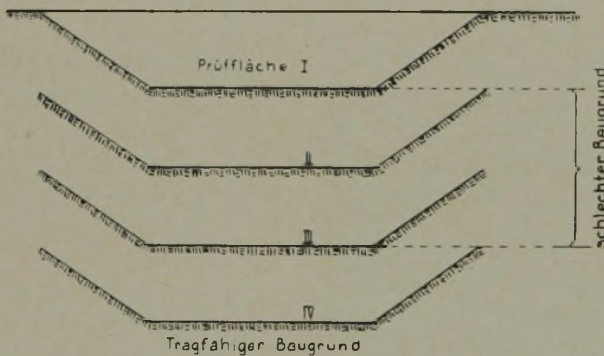
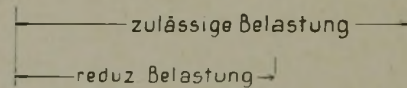


ABB. 4. BAUGRUNDPRÜFUNG MIT VÖLLIGER FREILEGUNG DER JEWELIGEN PRÜFFLÄCHE

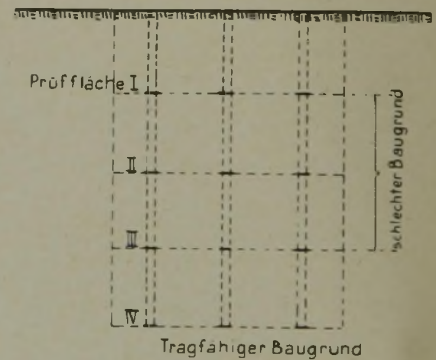


ABB. 5 (RECHTS). BAUGRUNDPRÜFUNG MIT DEM BODENPRÜFER System Wolfsholz-Siemens-Bauunion
Prüfung auf beliebiger Anzahl von Prüfflächen ohne Erdarbeiten

sehr stark zunimmt, wird die Überschreitung der zulässigen Belastungsgrenze verhindert werden müssen. Man wird dann den Grenzwert auf Grund des Versuches herabsetzen und somit auch den für eine größere Fläche zulässigen endgültigen Wert.

Ebenso wichtig wie die Klärung des Spannungsverlaufes unter einer gegebenen Belastungsfläche ist die Aufgabe, den vorhandenen Baugrund nicht nur auf einer bestimmten Fläche zu untersuchen, sondern ihn planmäßig in verschiedenen Tiefen zu durchforschen. Es muß beachtet werden, daß in den meisten Fällen die Ausbildung der Fundamente nicht als etwas Feststehendes anzusehen ist, sondern daß vielmehr die Konstruktion, Durchbildung und Tiefe der Fundamente von den Eigenschaften des Bauuntergrundes abhängig sind. Der Untergrund aber stellt sich nicht als Fläche, sondern als ein Körper dar. Es genügt demnach nicht, eine in Aussicht genommene Gründungsfläche freizulegen und diese durch Belastungsversuche zu erproben. Wäre das Ergebnis ungünstig, so müßte man tiefer aus-

geführte Forderung. (Abb. 5, hierüber.) Darüber hinaus ergibt seine Anwendung den Vorteil, die Bausohle in dem Zustand der natürlichen Lagerung zu untersuchen. Bei völligem Freilegen der Bausohle wird in der Nachbarschaft der Prüfplatte der Boden entlastet sein. Wird aber die Bodenbelastung auf dem Grunde eines Bohrloches vorgenommen, so hat man die Gewähr, daß der Untergrund im natürlichen Zustand untersucht wird und daß somit bessere Ergebnisse zu erwarten sind, als im Falle des völligen Freilegens einer Bausohle, die späterhin in ihrer ganzen Ausdehnung stets belastet sein wird.

II. Konstruktion und Wirkungsweise des Bodenprüfers System Wolfsholz-Siemens-Bauunion.

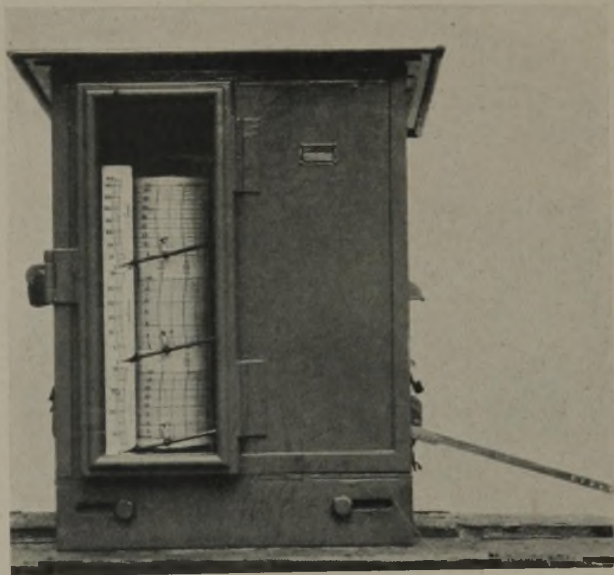
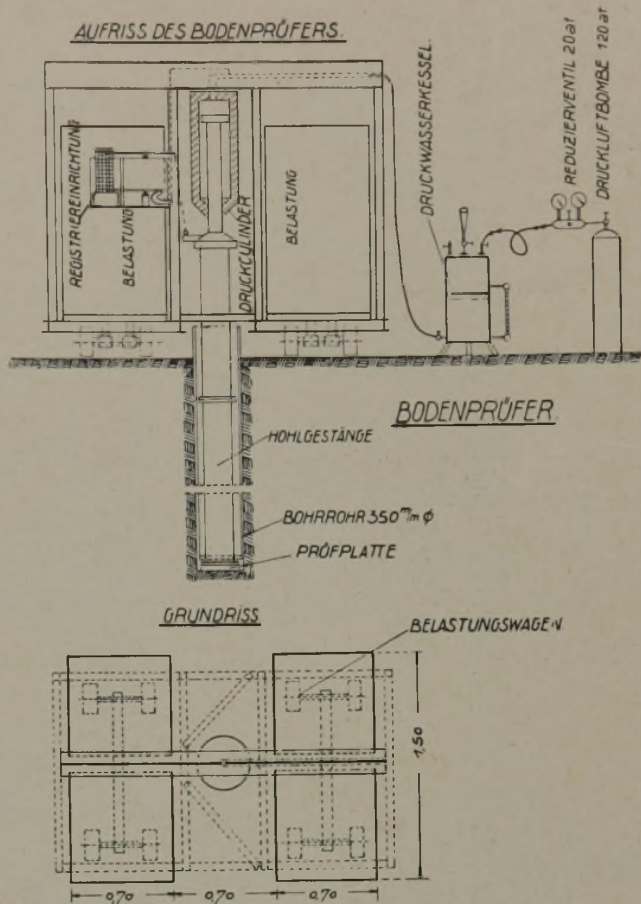
Der Bodenprüfer ist in den Abb. 6, S. 111, und Abb. 1, S. 109, dargestellt. Für die Vornahme der Bodenprüfungen sind zunächst Bohrungen, deren Durchmesser sich nach der Größe der Prüfplatte richtet, bis

zu den zu untersuchenden Tiefen herabgebracht. Sodann wird die Prüfplatte eingebracht, und zwar so, daß die Druckebene der Platte einige Zentimeter unter der Unterkante des Bohrschuhes liegt. Die Druckplatte ist mit einem Hohlgestänge verbunden, das beliebig verlängert werden kann und das außerhalb des Bohrrohres durch einen Druckzylinder abgeschlossen wird. Das Hohlgestänge ist mit dem Kolben dieses Zylinders verbunden. In diesem Zylinder wird der erforderliche Druck für die Belastung des Untergrundes mit Druckwasser erzeugt. Der Druckzylinder legt sich gegen einen Querbalken, der auf beiden Seiten mit einem Belastungswagen verbunden ist. Der Belastungswagen läuft auf Schienen zu beiden Seiten des Bohrloches. Die Plattformen des Belastungswagens können entweder durch Wassertanks oder durch Sandballast belastet werden. Das Eigengewicht des Belastungswagens zusätzlich der Auflast muß selbstverständlich größer sein als der im Druckzylinder wirkende Druck. Der notwendige Wasserdruck wird mit Hilfe einer Druckluftflasche, deren Druck mittels Reduzierventil geregelt werden kann, in einem besonderen Preßwasserkessel erzeugt. Der Preßwasserkessel ist mit dem Druckzylinder am Druckgestänge verbunden. Da nur geringe Luftverluste auftreten, so reicht eine Druckluftflasche für eine größere Reihe von Versuchen aus.

Damit Beobachtungsfehler möglichst vermieden werden, ist die Einrichtung getroffen, daß durch einen selbsttätigen Registrierapparat (Abb. 7, Mitte) der im Druckzylinder vorhandene Druck und damit die Belastung und ferner das Eindringen der Prüfplatte in den Boden gleichzeitig aufgezeichnet werden kann. Man gewinnt so ein Doppeldiagramm (Abb. 8, unten), das den Verlauf der Belastung und der zugehörigen Einsenkungen während der ganzen Dauer des Versuches aufzeichnet. Neuerdings ist der Registrierapparat noch mit einem dritten Schreiber versehen, der etwaige lotrechte Bewegungen des Belastungswagens aufzeichnet. Auf diese Weise können durch solche Bewegungen mögliche Fehler ausgeschaltet werden. Der ohne Auflast etwa 5 t wiegende Apparat läßt sich durch wenige Leute schnell aufbauen. Seine spätere Fortbewegung von Versuchsstelle zu Versuchsstelle wird durch seine Aufstellung auf Fördergleisen sehr erleichtert.

Von den zahlreichen Anwendungen, die inzwischen der Bodenprüfer System Wolfsholz-Siemens-Bauunion in verschiedenen Gegenden Deutschlands gefunden hat, seien folgende erwähnt:

Für die drei Rheinbrückenprojekte Maxau, Ludwigshafen und Speyer galt es festzustellen, welche Bodenbelastungen im Untergrund bei der Ausführung der Pfeiler zugelassen werden können. Der Bodenprüfer ermöglichte es nicht nur, für die Landpfeiler den Baugrund unterhalb des Grundwasserspiegels in verschiedenen Tiefen zu untersuchen, sondern es war auch möglich, im Strom selbst bei den Stropfpfeilern in jeder gewünschten Tiefe

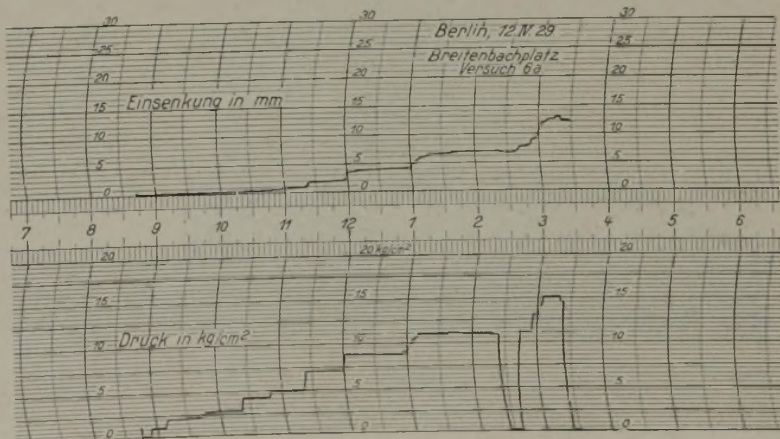


1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	kg cm ²
mm Einsenkung:										
mit Wolfsholz-Bodenprüfer:										
1,3	1,9	3,0	4,5	6,1	8,6	10,8	13,8	15,8	17,8	
mit 1 qm-Pfeiler:										
1,22	1,98	3,38	4,78	6,1	—	—	—	—	14,8	

ABB. 6 (OBEN). SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DES BODENPRÜFERS
System Wolfsholz-Siemens-Bauunion. Belastung durch Wasserkästen

ABB. 7 (MITTE). REGISTRIERAPPARAT DES BODENPRÜFERS
Zur Aufzeichnung der Belastung, Einsenkung und lotrechten Bewegungen des Belastungswagens

ABB. 8 (RECHTS). PRÜFDIAGRAMM
Zur Darstellung des Verhältnisses der Einsenkung und Belastung



die notwendigen Untersuchungen anzustellen, wobei der Bodenprüfer auf zwei Rheinkähnen montiert wurde (Abb. 9 und 10, hierunter).

Eine Anwendung des Verfahrens bei Bodenuntersuchungen für den Bau eines neuen Kraftwerkes an der Spree in Berlin war insofern bemerkenswert, als Belastungsversuche mit Mauerwerkkörpern, die eine Grundfläche von 1 m² hatten, mit den

Ergebnissen, die mit dem Bodenprüfer Wolfsholz-Siemens-Bauunion erzielt wurden, gut übereinstimmten. (Vgl. hierzu die Tabelle auf S. 111.)

In größerem Umfange wurde das Bodenprüfersystem von einer Bauverwaltung in Schlesien angewandt (Abb. 11, S. 113). Es kam hier vor allem darauf an, zu prüfen, ob ungleichmäßige Setzungen bei der Belastung zu befürchten sind. Es wurde ein Netz

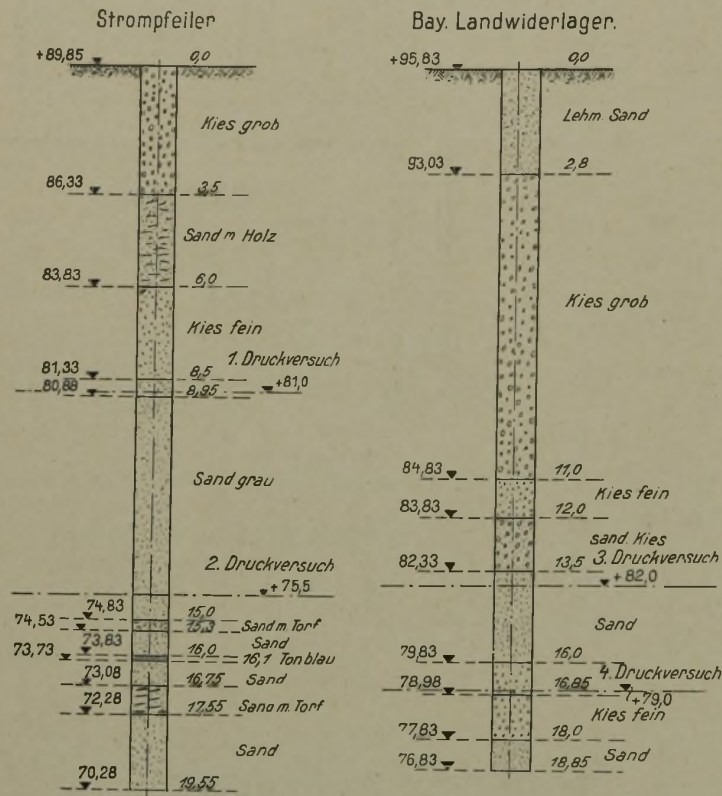


ABB. 9a. BODENDRUCKVERSUCHE FÜR EINE GEPLANTE RHEINBRÜCKE
Bodenprofil mit Eintragung der Belastungsflächen

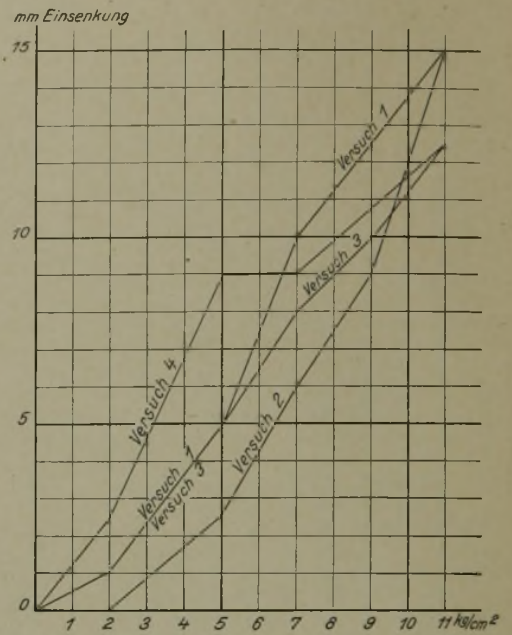


ABB. 9b
ZUGEHÖRIGE PRÜFDIAGRAMME DES ZUSAMMENHANGES ZWISCHEN EINSINKUNG UND BELASTUNG

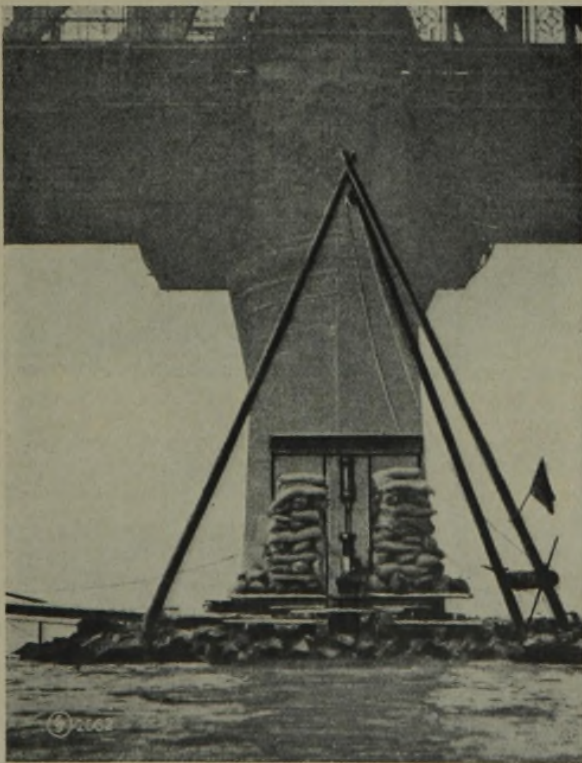


ABB. 10. BODENPRÜFER IN TÄTIGKEIT
Untersuchung des Baugrundes für die Verlängerung eines Brückenpfeilers im Rhein

von Beobachtungspunkten über die ganze Bausohle angeordnet und mit drei Apparaten, die von Punkt zu Punkt versetzt wurden, geprüft. Es ergab sich insofern eine gute Übereinstimmung mit dem geologischen Befund, als sich deutlich an allen Stellen, wo weniger tragfähige Bodenschichten anstehen, auch tiefere Einsenkungen ergeben haben.

III. Auswertung der Bodenprüfungen, Vorzüge des Verfahrens und weitere Anwendungsmöglichkeiten.

Soll ein Untergrund planmäßig untersucht werden, so wird zweckmäßig die Bodenprüfung mit der geologischen Prüfung des Untergrundes verbunden, indem der Durchmesser der Untersuchungsbohrungen von vornherein so groß gewählt wird, daß gleichzeitig mit der Bohrung die Bodenprüfung vor sich gehen kann. Über die ganze Baustelle wird ein Netz von Untersuchungsstellen vermessen, und es werden dann je nach der Zeit, die zur Verfügung steht, einer oder mehrere Bodenprüfapparate angesetzt. Es wird zunächst bis zu einer gewissen, vorher festgelegten Tiefe gebohrt und der geologische Befund festgestellt. Sodann erfolgt in der gleichen Tiefe die erste Prüfung. Nachdem der Prüfapparat etwas seitlich verschoben ist, wird die Bohrung vertieft bis zu der Tiefe, in der weiterhin eine Untersuchung gewünscht wird und so fort, bis die betreffende Untersuchungsstelle erledigt ist. Nachdem so für alle Untersuchungsstellen in allen gewünschten Tiefen die Ergebnisse festliegen, lassen sich in allen gewünschten Richtungen geologische Schnitte auftragen, und ferner lassen sich die geologischen Verhältnisse auch in wagerechten Schnitten in allen gewünschten Tiefenlagen auftragen. Man besitzt ferner für jede Untersuchungsstelle und jede Untersuchungstiefe des Bodens Prüfdiagramme mit Belastung und Einsenkung. Auf Grund dieser Diagramme



ABB. 11

BODENPRÜFER IN TÄTIGKEIT AUF EINER BAUSTELLE IN SCHLESSEN

kann für jede Untersuchungstiefe ein Lageplan gezeichnet werden, in dem der Verlauf der Einsenkungen unter einer bestimmten Last kurvenmäßig dargestellt wird und alle Punkte gleicher Einsenkung unter einer bestimmten Last verbunden werden. Auf diese Weise lassen sich die geologischen und die bodenstatischen Verhältnisse leicht vergleichen und man gewinnt mit einem Blick einen Einblick in die bisher verborgenen Festigkeitseigenschaften des Untergrundes (Abb. 12, hierneben).

Ob man die Prüfplatte auf ihrer Druckseite eben ausführt oder ob man eine nach unten gewölbte Fläche vorzieht oder die Kegelform wählt, ist für die Durchführung der Arbeiten selbst ohne Einfluß. Die Prüfung kann mit jeder beliebigen Fläche ausgeführt werden. Es wird von dem Ergebnis der weiteren wissenschaftlichen Forschungen abhängen, welche Plattenform sich endgültig durchsetzen wird. Das System Wolfsholz-Siemens-Bauunion kann sich ohne weiteres den Forderungen der Wissenschaft anpassen. Hinsichtlich der Größe der Druckfläche ist man ebenfalls an keine bestimmte Abmessung gebunden. Es ist lediglich zu beachten, daß bei großen Bohrtiefen die Kosten um so höher werden, je größer der Durchmesser gewählt wird. Selbstverständlich muß auch bei Vergrößerung der Prüffläche der Apparat im ganzen stärker ausgeführt werden. Auch hier kann sich das System etwaigen neueren Gesichtspunkten leicht anpassen. Als besondere Vorzüge seien hier nochmals zusammengefaßt:

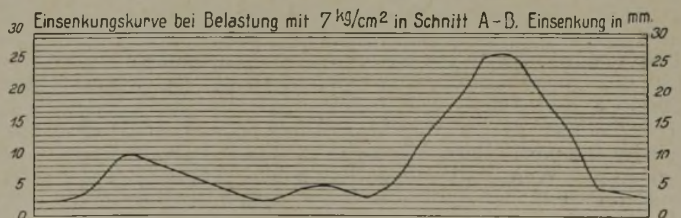
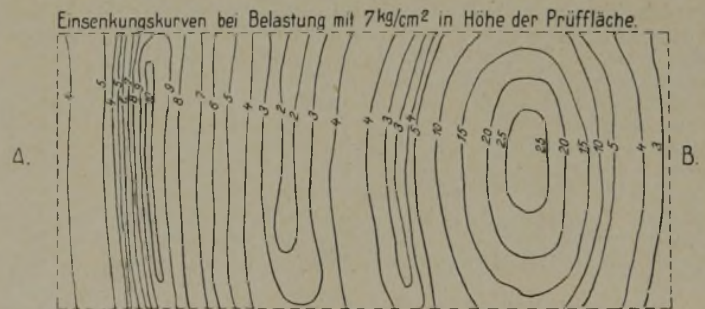
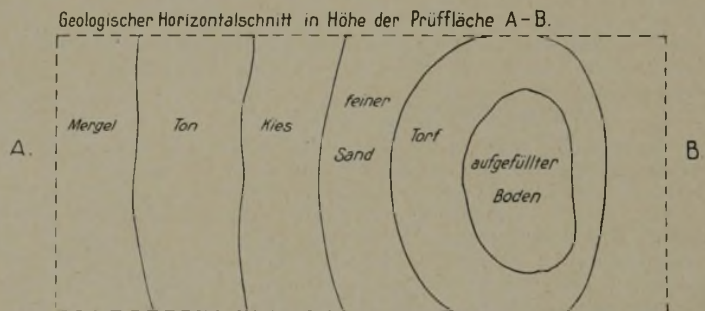
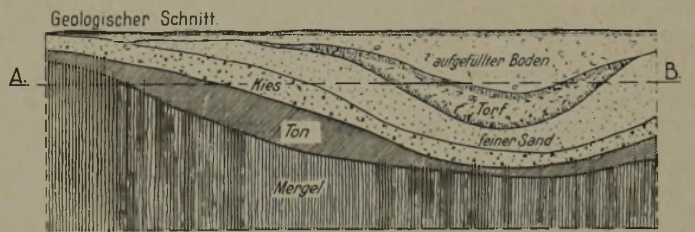
1. Die Möglichkeit, die Untersuchungen in jeder beliebigen Tiefe unabhängig von der Lage des Grundwasserspiegels und unabhängig von dem Vorhandensein offener Gewässer und deren Geschwindigkeit durchzuführen.

2. Die schnelle Umbaumöglichkeit des Apparates.

3. Die enge Verbindung zwischen geologischer und bodenstatischer Untersuchung.

Überall da, wo man sich ohnehin entschließt, einen Baugrund durch Bohrungen in geologischer Beziehung aufzuschließen, empfiehlt es sich, die bodenstatische Prüfung gleichzeitig durchzuführen, was mit dem beschriebenen System in einfachster Weise möglich ist. —

Nachschrift der Schriftleitung: Der vorstehend beschriebene Apparat erscheint gegenüber früheren, wenig erfolgreichen Versuchen auf diesem Gebiet als ein wesentlicher Fortschritt und sowohl geeignet zur Förderung unserer theoretischen Kenntnis über den Zusammenhang zwischen Bodenbeschaffenheit, Einsenkung und zuläss. Belastung wie auch zu nutzbringender praktischer Anwendung. —



VORSCHLAG VON BODENPRÜFPLÄNEN ABB. 12
den Zusammenhang der geologischen und bodenstatischen
Verhältnisse darstellend

UMSCHNÜRTE STAHLKERNE IM SÄULENBAU

Von Dr. Fritz Emperger, Wien

Mit 6 Abbildungen

Die nordamerikanische Praxis hat sich im Eisenbetonbau von der von mir im Jahre 1895 dort eingeführten Bauweise nach System Melan, das ist eine Bewehrung von Druckgliedern mit steifen Querschnitten, nie ganz abgewendet, wie dies in Europa der Fall gewesen ist, wo der Gebrauch des schlaffen Rund eisens auch bei Druckgliedern ganz allgemein geworden ist. Beweis dafür sind die zahlreichen Bogenbrückenbauten dieser Art, unter denen die Bogenbrücke über den Mississippi in Minneapolis einige Zeit hindurch sogar die größte Bogenbrücke der Welt gewesen ist. Diese Auffassung, nach der etwa die halbe Festigkeit eines Druckgliedes durch einen steifen Stahlquerschnitt beigestellt wird, hat auch im Gebiete des Hochbaues weitgehende Anwendungen gefunden, während in der europäischen Praxis die billigere Säule mit Rundeisen und Bügeln alle übrigen Lösungen verdrängt hat. Dadurch, daß unsere Vorschriften diese Form und die Vernachlässigung der Längsbewehrung Vorschub leisten, ist man sogar dazu übergegangen, so wenig wie möglich Längsbewehrung anzuwenden, und es ist bei unseren Bauten der Anteil der Bewehrung an der Druckwirkung so gering, daß er gar nicht in Betracht gezogen zu werden brauchte.

Diese verschiedenartigen Auffassungen kommen in den Vorschriften der beiden Weltteile zum Ausdruck. Wir finden in amerikanischen Vorschriften Bewehrungen bis 6 v.H., sogar 8 v.H. als erlaubt vor, während die europäischen Vorschriften diese höchstens mit 3 v. H. begrenzen. Diese Begrenzung hat nur bei schlaffen Bewehrungen einen Sinn und während bei steifen Bewehrungen i. a. kein Bedürfnis vorliegt, über 6 v.H. hinauszugehen. Interessant ist auch die verschiedene Art der Vorschriften über die zulässigen Spannungen. Alle Vorschriften bedienen sich zwar der Formel: $P = \sigma_b (F_b + 15 F_e)$. Es wird in Europa aber je nach der Betongüte $\sigma_b = 50-45 \text{ kg/cm}^2$ angenommen, während wir bei der amerikanischen Vorschrift eine weit größere Vorsicht in der Bemessung der Säule vorfinden.

Die Höhe der zulässigen Inanspruchnahme wird dort von der Größe der Längsbewehrung F_e abhängig gemacht nach der Formel

$$\sigma_b = 21 + (0,1 + 4 F_e/F_k) K_b.$$

Sie beträgt bei der in Nordamerika vorgeschriebenen Mindestmenge der Bewehrung $F_e/F_k = 1$ v. H. und bei den dort üblichen vier Betonqualitäten von $K_b = 100 - 140 - 175 - 211 \text{ kg/cm}^2$ eine dementsprechende zulässige Druckspannung $\sigma_b = 35$ bis 50 kg/cm^2 . Bei der besten dort in Betracht gezogenen Betonqualität von 211 kg/cm^2 und bei der höchsten hierzulande erlaubten Eisenmenge steigert sich die zulässige Inanspruchnahme auf 65 kg/cm^2 und bei 6 v.H. sogar auf 90 kg/cm^2 . Wir sehen also, daß die zulässigen Inanspruchnahmen des Betons bis zu dem Punkt übereinstimmen, wo die geforderte Eisenmenge nicht mehr als Rundeisen, sondern aus Walzprofilen, also durch eine selbständige Eisensäule hergestellt werden, und daß dann nicht nur die Inanspruchnahme des Betons hoch werde, sondern auch durch $n=15$ eine volle Ausnützung des Stahlmaterials erreicht werden kann. Das in unseren Vorschriften vorgesehene Hinauftreiben der Betonfestigkeit durch eine starke Umschnürung wird in den amerikanischen Vorschriften nicht in Betracht gezogen. Die Umschnürung hat dort nur die Aufgabe, den Zusammenhang des Gesamtquerschnittes F_k zu gewährleisten.

Die amerikanischen Vorschriften berücksichtigen die einbetonierte Eisensäule weiterhin als „Composit Column“. Es sind dies selbsttragende Stahlkerne sowohl aus Stahl wie auch aus Gußeisen, die von einem mittragenden Beton umhüllt sind. Für diese Eisensäulen wird die Regel gegeben, den Eisenquerschnitt mit der sonst üblichen Inanspruchnahme zu berücksichtigen und für den Beton den vierten Teil seiner Eigenfestigkeit einzusetzen. Bei der besten Betongüte würde demnach diese Mitwirkung des Betons 50 kg/cm^2 betragen. Wenn wir hier neuerdings versuchen, die Rechnung auf die Größe „n“ zu beziehen, so ergebe dies bei einem Stahl von 5600 kg/cm^2 Staudgrenze, bei dem 2100 kg/cm^2 zulässig sind, und bei einem Beton, bei dem 35 kg/cm^2 zulässig sind, ein $n=60$, wogegen bei einem Stahl, bei dem nur 800 kg zulässig sind, zusammen

mit einem Beton von 50 kg/cm^2 , das bezgl. „n“ auf 16 herabsinkt. Eine bessere Kennzeichnung dieser Verhältnisse sagt, daß im ersten Fall die Mitwirkung des Betons $1/60$, im letzteren $1/16$ beträgt.

Um den hier gebrauchten Ausdruck der Eigenfestigkeit, dessen sich Prof. Mörsch mit Vorliebe bedient, richtig zu verstehen, muß aufmerksam gemacht werden, daß dieser zwei Begriffe zusammenfaßt. Die Amerikaner verwenden anstatt des Würfels einen Zylinder von der doppelten Höhe des Durchmesser, der etwa 80 v.H. der Würfel Festigkeit besitzt. Seine Festigkeit gibt demnach gleichzeitig auch das, was wir als Säulenfestigkeit des Betons bezeichnen und was mit dem Worte der Eigenfestigkeit bezeichnet werden kann. Der grundsätzliche Unterschied bei der Abfassung der Vorschriften in Amerika und Europa liegt in der verschiedenen Bedeutung, die der Wirkung der Längseisen zugebilligt wird. Unsere Vorschriften berücksichtigen die Wirkung von steifen Bewehrungen gar nicht und behandeln diese in der Weise, daß der Konstrukteur bestrebt sein muß, stets die geringsten Abmessungen in Rundeisen zu verwenden, während in Nordamerika der Konstrukteur nur mit starken Abmessungen der Längseisen eine bessere Ausnützung des Betons erzielen darf. Wie wenig unsere Auffassung, die sich auf der Zahl $n=15$ als etwas Unangreifbarem aufbaut, begründet ist, beweist zunächst die Tatsache, daß bei allen Versuchen, die sich mit der Frage befaßt haben, das Verhältnis der Spannungen unter den zulässigen Lasten mit $n=5$ bis 7 ermittelt worden ist. Meine jüngsten Versuche haben dies nun dahin ergänzt, daß diese geringe Ausnützung nicht nur von allem Anfang da ist, sondern auch bis zum Bruche anhält, und eine Ausnützung der Fließgrenze bei Rundeisen nicht eintritt. Nachdem nun die Tragfähigkeit jeder Säule, aus welchem Baustoff immer sie bestehen mag, von der Bruchlast abhängt, und nur auf diesem Wege die zulässige Inanspruchnahme bestimmt wird, so kann eine Verhältniszahl, die aus Elastizitäten abgeleitet wird, hier überhaupt nicht in Frage kommen, und dies um so mehr, als die Zahl $n=15$ aus Versuchen mit Balken abgeleitet wurde. Ein nicht tief schürfender Fachmann wird hier einwenden, daß es hervorragende Veröffentlichungen, wie z. B. von Bach, gibt, in denen die Behauptung vorkommt, daß die Richtigkeit der Zahl $n=15$ erwiesen wurde. Eine genauere Überlegung jedoch sollte ihm zeigen, daß diese Zitate hier nicht in Betracht kommen, weil damit nur gemeint ist, daß diese Annahme nicht abträglich ist, was aber ebensogut von einem $n=1$ oder von einem $n=30$ gesagt werden kann, so zwar, daß ein Beweis ihrer Richtigkeit im exakten Sinne bei Säulen überhaupt nicht versucht worden ist.

Ich habe dagegen den Nachweis der Unrichtigkeit von $n=15$ wiederholt und erst kürzlich wieder geführt¹⁾, und ist mir von keiner Seite widersprochen worden. Eine Reihe von anerkannten Fachleuten haben der mangelhaften Eignung von $n=15$ dadurch abzu helfen versucht, daß sie bei Rundeisen angenommen haben, daß diese bis zur Fließgrenze ausgenutzt werden können, und haben so die Tragfähigkeit einer Säule $P = F_b K_b + F_e K_e$ gesetzt. Der Fortbestand von $n=15$ in den Vorschriften erklärt sich nur dadurch, weil diese unrichtige Annahme als unschädlich gelten kann, wenn man so schwache Bewehrungen verwendet, wie es derzeit allgemein üblich ist. Bei dem Gebrauch von stärkeren Bewehrungen ist diese Annahme ein Hindernis für ihren richtigen Gebrauch und eine sachgemäße Ausnützung. Ich habe es deshalb nie angestrebt, das von mir erfundene umschnürte Gußeisen in den mit der Zahl $n=15$ behafteten Vorschriften unterzubringen, weil sein Gebrauch mit Bewehrungen von 2 bis 6 v.H. verbunden ist.

Die andere Auffassung dieser Fragen in Nordamerika erklärt sich damit, daß dort bei den zahlreichen Hochhäusern ein viel größeres Bedürfnis für die Herstellung schlanker und tragfähiger Säulen besteht. Es erklärt dies, warum meine Anregungen, diese Frage durch behördliche Versuche zu überprüfen, außer in Osterreich nur in Nordamerika Anklang gefunden hat. Außer den immerhin zahlreichen Versuchen des „Öster-

1) Bauingenieur 1928, S. 482.

reichlichen Eisenbetonausschusses“ mit umschnürtem Gußeisen, dem auch einige Versuche mit umschnürtem Stahl von höherer Festigkeit angeschlossen wurden, hat nur in Nordamerika das „Bureau of Standards“ umfangreiche Arbeiten dieser Art veröffentlicht. Man ist in Nordamerika bald dazu übergegangen, die Eisengerippe der amerikanischen Hochhäuser mit Beton zu verkleiden²⁾

Die Zusammenarbeit von Stahlkernen mit Beton zeigt überall dieselbe Entwicklung, wie sie sich auch bei meinen Versuchen nachweisen läßt. Zunächst die

nur der umschnürte Kern F_k in Frage kommt, ist noch nicht in weitere Kreise gedrungen. Wir finden daher in den letzten Vorschriften aus dem Jahre 1924 des „Joint Committee of Standard Specification of Concrete and Reinforced Concrete“ (dem nordamerikanischen Eisenbetonausschuß, siehe dort Seite 59, Punkt 168) bereits den Gedanken, daß die Tragkraft einer umschnürten Betonsäule mit einem Stahlkern die Summe der Tragkräfte dieses Kerns und des umschnürten Betonquerschnittes darstellt. Es ist damit jenes Gesetz der Addition der Festigkeiten, das ich in einem Vor-

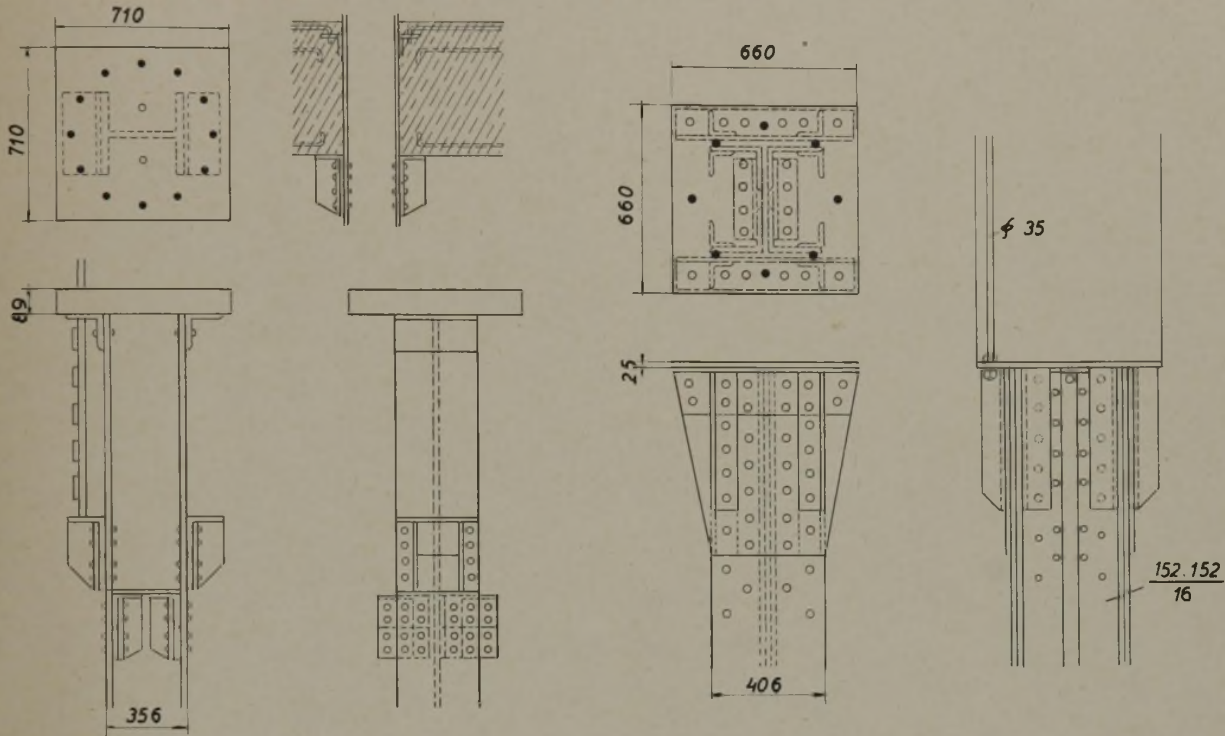


ABB. 1 AMERIKANISCHER WOLKENKRATZER MIT EISENSÄULEN UND AUFBAU IN UMSCHNÜRTEM BETON. ABB. 2

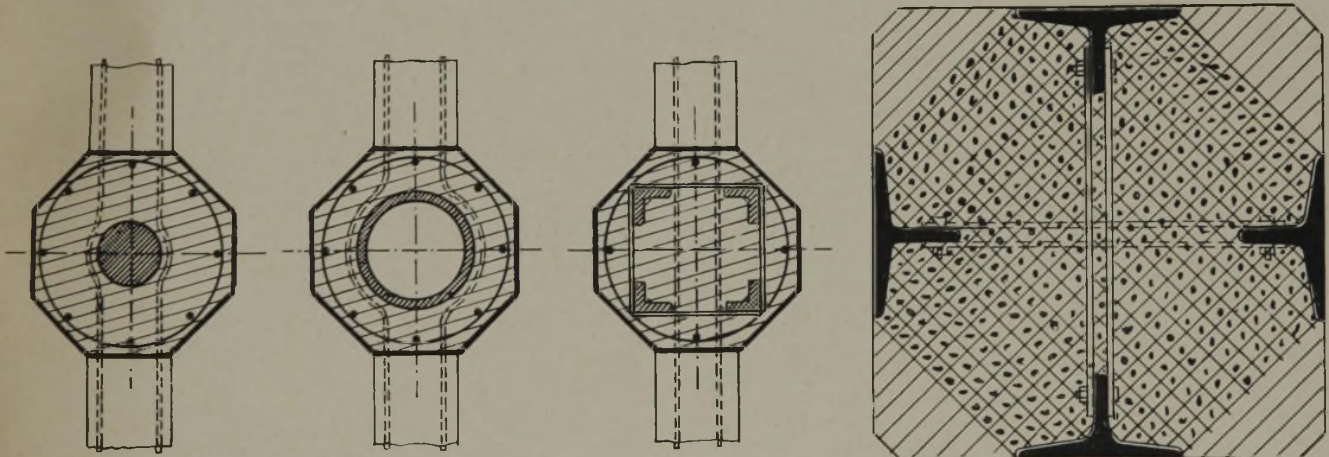


ABB. 3. IN NORDAMERIKA. ABB. 4 u. 5. NACH SYSTEM DR. EMPERGER SÄULEN AUS UMSCHNÜRTEM GUSSEISEN

EINBETONIERTE EISENSÄULE ABB. 6 MIT TEILWEISER MITWIRKUNG DES BETONS AUCH OHNE UMSCHNÜRUNG

Einbetonierung der gewöhnlichen Eisensäule³⁾, dann die Anordnung eines Eisenquerschnittes, welcher den Beton umschließt. Es ergibt sich dabei die weitere Erkenntnis, daß die Zusammenarbeit durch die Umschnürung am besten gesichert ist⁴⁾, und schließlich den von mir erst kürzlich geführten Nachweis, daß die Umschnürung, so fern man sie nicht zur Erhöhung der Druckfestigkeit des Betons verwendet, die beste Sicherung gegen das Abfallen der Schale ist, wie dies alle meine Versuche nachgewiesen haben. Dieser letzte Schritt, der uns von dem Vorurteil befreien soll, daß bei der Umschnürung

trag am internationalen Ingenieurkongreß in St. Franzisko 1916 aufgestellt habe, wiedergegeben, daß innerhalb einer Umschnürung die Festigkeit des Betons und des Stahlkernes bis zum Bruch zusammenarbeiten und sich addieren.

Unrichtig ist es dabei, für den Stahlkern und für den Beton verschiedene Sicherheiten anzunehmen. Wenn man für den Beton den vierten Teil seiner Eigenfestigkeit in Betracht zieht und für Stahl etwa der 2,5fache Teil, für Gußeisen etwa der sechste Teil eingesetzt wird, so fehlt uns der Maßstab, welche Sicherheit die Säule als einheitliches Ganze hat, was sie bis zum Bruch bleibt. Verschiedene Sicherheiten in einem Verbundkörper erscheinen mir hier wie auch beim Balken als ganz unlogisch. In welchem Maße die amerikanische Praxis sich dieser Kenntnis bemächtigt

2) Beton und Eisen 1908, S. 267. Mac Graw Building.
3) Beton und Eisen 1907, S. 101, und 1908, S. 149 und folgende. Siehe auch Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons Heft VIII, Säulenversuche 1908.
4) Beton und Eisen 1923, S. 118.

hat, beweisen die Mitteilungen von F. A. Randal, Chikago⁵⁾, nach welchen die amerikanischen Hochhäuser, nur bis herab zu 6 Stockwerk vom Dach gerechnet, aus gewöhnlichem spiralumschnürten Eisenbeton hergestellt werden. Es sei hier bemerkt, daß die amerikanischen Vorschriften die spiralumschnürte Säule als die Regel auffassen und diese aus Gründen der Feuersicherheit und wegen ihrer sonstigen technischen Vorteile bevorzugen. Der Architekt, der ein Gebäude von 22 Stock entwirft, wird die Abmessungen der Innensäule mit 48 cm im Geviert bis zum Fundament herab beschränken. Der amerikanische Architekt verlangt einen gleichmäßigen Grundriß aller Stockwerke vom Dach bis zu ebener Erde. Es werden also vom 16. Stockwerk abwärts Säulen aus umschürtem Gußeisen oder aus umschürtem Stahl oder von Eisen allein verwendet. Auch hier kommt der Umstand in Betracht, daß man in Nordamerika die zulässige Inanspruchnahme der Säulen ohne eine starke Längsbewehrung nicht so liberal behandelt hat, wie dies bei uns in neuester Zeit Mode geworden ist. Es geschieht dies hier neuerdings (1925) mit Hinweis auf die französischen Vorschriften aus 1906, deren hohe Zahlen nicht wie bei uns in dem Sinne einer allgemein üblichen Grenze aufzufassen sind, sondern bei denen eine nicht verbindliche Form besteht, die an die Urteilskraft des Benützers, wie weit er diesbezüglich gehen soll und kann, viel höhere Anforderungen stellt, während es bei uns als unerhört gilt, weniger zu nehmen, als die Vorschrift erlaubt.

Bei den vorerwähnten Bauten von Hochhäusern in Chikago werden diese Säulen mit Stahlkernen aus Gußeisen oder Baustahl in Verbindung mit Decken und Wandträgern aus gewöhnlichem Eisenbeton ausgeführt. Diese Zusammenarbeit verlangt die Ausbildung einer Reihe von Einzelheiten für die Übertragung beim Übergang von der Säule aus gewöhnlichem Eisenbeton auf solche mit Stahlkern sowie bei dem Anschluß der Decken in den unteren Stockwerken. Es sei diesbezüglich auf die amerikanische Literatur⁶⁾ verwiesen und es seien zwei Beispiele gegeben, bei denen eine Säule aus Baustahl zur Verstärkung Verwendung gefunden hat. Zum besseren Verständnis des Folgenden sei hervorgehoben, daß die erwähnte Vorschrift des amerikanischen Eisenbetonausschusses nicht in allen Vorschriften bei den einzelnen Städten Eingang gefunden hat, und daß sonach das Gesetz der Addition sich vielfach in diesen noch nicht vorfindet. Dies ist hinreichend dadurch erklärlich, daß nach dem Text der Vorschrift die wichtigste Voraussetzung für dieselbe, die Umschnürung der Säule, nicht klar gestellt erscheint. Sie findet sich zwar überall dort vor, wo man Gußeisen anwendet, bei Stabsäulen wird sie jedoch vielfach weggelassen, und dann ist es wohl begreiflich, daß die diesbezüglichen Vorschriften für die einbetonierte Stahlsäule nur die Festigkeit des Stahles allein in Betracht ziehen. Allen diesen Vorschlägen ist es aber gemeinsam, daß man in Nordamerika den Stahlkern im Zentrum der Säule anordnet und so den wesentlichsten Vorteil vernachlässigt, den die Vergrößerung des Trägheitsradius durch Vermehrung der Knickfestigkeit mit sich bringt.

Das in der Folge gegebene Beispiel zeigt den Übergang von einer umschnürten Eisenbetonsäule in eine Stahlsäule, bei der auf die Mitwirkung des Betons keine weitere Rücksicht genommen worden ist. Die Stahlbewehrung besteht in einem solchen Falle aus Doppel-T-Trägern, die entweder Walzträger (Abb. 1, S. 115) oder genietete Träger (Abb. 2, S. 115) sein können. Der Querschnitt dieser Säulen beträgt durch alle Stockwerke 40 bis 50 cm im Geviert und umschließt einen Stahlkern von 30 bis 40 cm kleinster Abmessung. Während eine Säule aus umschnürtem Gußeisen oder aus umschnürtem Stahl ohne weiteres in die gewöhnlich umschnürte Säule übergeht, bedarf es hier besonderer Vorkehrungen für diesen Systemwechsel, der durch die Einschaltung einer besonderen Stahlplatte gekennzeichnet ist. Besonders nachteilig sind die auf diese Weise notwendig gewordenen Konsolen zur Lastübertragung der Eisenbetondecke auf die Eisensäule. Ihre Wiedergabe soll hier nicht in dem Sinne ausgelegt werden, daß ich diese für vorbildlich, sondern bestenfalls für nicht schädlich ansehe.

Bei den Ausführungen von umschnürtem Gußeisen in Nordamerika hat man zwar die Umschnürung überall benützt, aber auch die zentrale Anordnung des Gußeisenstabes, wie in Abb. 3, S. 115, bei den Bauten

von Wolkenkratzern des Ing. Mensch-Chikago. Wie ich durch eigene Versuche nachgewiesen habe, hat diese Anordnung zwar ihre Vorteile, ich habe jedoch immer die in Abb. 4, S. 115, gezeigte hohle runde Säule, bei der das Gußeisen in der Entfernung von etwa der halben Ganghöhe umschnürt ist, vorgezogen, und bin schließlich zu einer Unterteilung des Querschnittes (Abb. 5, S. 115) übergegangen, bei der die Umschnürung sich teilweise an die Gußeisenbewehrung anlegt. Eine weitere Ausbildung dieser Einzelheiten hat Herr Baurat Dr. Bauer in die Wege geleitet. Wenn wir die Anordnung in der Abb. 5 und 5 vergleichen, so ergibt die letztere einen fast doppelt so großen Trägheitsradius. Damit ist nicht nur eine wesentliche Erhöhung der Knicksteifigkeit, sondern auch des Widerstandes gegen exzentrische Kräfte verbunden. Wenn ich ein Eisen umschnüre, so bedarf es keiner größeren Schutzschicht gegen Feuer als 5 cm. Die weitergehenden Forderungen ergeben sich bei Umhüllungen mit gewöhnlichem Beton oder bei einer Verkleidung mit Ziegeln. Mangels einer Umschnürung werden diese Schutzschichten durch eine Stichtlamme gesprengt und erscheint daher eine Forderung von bis 10 cm erklärlich.

Bei Säulen mit einem Kern aus Baustahl hängt die Mitwirkung des Betons von der Form des Querschnittes ab und ob die hervorragenden Flanschen das Absprengen des Betons hindern. Der Schutz gegen Feuer ist nach ähnlichen Gesichtspunkten zu beurteilen wie bei Gußeisen. Die Vermehrung der Knickfestigkeit verlangt auch in diesem Falle ein Herausrücken der Eisensäule bis zur Umschnürung. Diese Anordnung hat den weiteren Vorteil, Raum für die durchgehenden Bewehrungen der Deckeneisen zu schaffen. Es ist nicht nötig, die bei einem so verbreiterten Querschnitt der Säule sonst nötige Vergitterung auszuführen. Die Eisenkonstruktoren wissen vielfach nicht, daß ich durch Versuche nachgewiesen habe, daß die Einbetonierung eine Vereinfachung der Vergitterung ermöglicht, so zwar, daß eine Querverbindung aus Flacheisen der doppelten Entfernung des sonst Üblichen ausreicht.

Versuche wie Abb. 6, S. 115, haben bewiesen, daß man auch bei Säulen den Beton zwischen den Flanschen des Eisenträgers festhalten kann, ohne daß es nötig ist, der Eisenbewehrung eine röhrenförmige Form zu geben. Diese Formgebung genügt, um den Beton bis zum Bruch zur Mitarbeit festzuhalten. Ich habe derartige Säulen in dem Forscherheft VIII aus dem Gebiete des Eisenbetons 1908 „Versuche mit Säulen aus Eisenbeton und einbetonierten Eisensäulen“ und späterhin einer Untersuchung unterzogen⁷⁾. Sie zeigen, daß man auch ohne Umschnürung die Mitwirkung eines Teiles des Betonquerschnittes über die zulässige Last hinaus sicherstellen kann. Die Verhältnisse finden sich in der Abb. 6 durch Schraffur angedeutet. Es ist ersichtlich gemacht, welcher Teil des Betons sich löst, und daher als nicht mitwirkend anzusehen ist. In ähnlicher Weise wie das bei den Bogenbrücken nach dem System Melan der Fall ist. Jedenfalls geht es nicht an, ohne Umschnürung jenen Teil des Betonquerschnittes als mitwirkend anzusehen, der nicht durch die Mithilfe der Einspannung der Flanschen festgehalten wird. Papier ist geduldig und es wird auf diesem Gebiete viel gesündigt, weil diese Erscheinungen unter zulässigen Lasten nicht immer und nicht gleich ersichtlich sind. In der Versuchspressen tritt eine plötzliche Zerstörung des Betons ein und eine stoßartige Übertragung der bisher vom Beton aufgenommenen Kräfte auf den Eisenkern. Mit derselben ist ein Ruck verbunden, der zu einer vorzeitigen Zerstörung der Eisensäule führen kann, wie ich dies durch Versuche wiederholt nachgewiesen habe⁸⁾ so zwar, daß eine derartig einbetonierte Säule eine geringere Tragfähigkeit, also für dieselbe Last eine geringere Sicherheit besitzt, als die nicht einbetonierte. Wenn man ihr aber noch eine höher zulässige Last zumutet, so ist das ganz ungerechtfertigt.

Diese vielfach ungeklärten Zustände lassen die zwiespältige Praxis über die Berechnung der zulässigen Last der einbetonierten Eisensäule erklärlich erscheinen. Auch in Nordamerika bestehen diesbezüglich verschiedene Auffassungen, und hat sich die hier angeführte Vorschrift des amerikanischen Eisenbetonausschusses nicht allgemein durchgesetzt. In einer Reihe von Städten bestehen Vorschriften, bei denen

⁷⁾ Beton und Eisen 1908, S. 149. und weitere Versuche des Verfassers siehe auch Bauingenieur 1928, S. 186.

⁸⁾ Heft 3 der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses. Von Spitzer.

⁵⁾ Engineering News-Record v. 19. VII., Jahrg. 1928, S. 88.

⁶⁾ Siehe Engineering News-Record v. 18. Okt. 1928, S. 593.

ebenso wie hier zu Lande für die einbetonierte Eisensäule nur die Tragfähigkeit des Eisens berücksichtigt wird. Es ist dies eine ganz unerhörte nationalökonomische Verschwendung, und der Hauptgrund, weswegen die Eisensäule auf diesem Gebiete so wenig gebraucht wird und wirtschaftlich gar nicht wettbewerbsfähig erscheint. Diese Auffassung erklärt sich dadurch, daß auch die Vorschriften des amerikanischen Eisenbetonausschusses keinen klaren Trennungsstrich zwischen einer braudbaren und einer unbraudbaren Einbetonierung haben, die durch den Gebrauch der Umschnürung gekennzeichnet ist. Jene Fälle, wo wie in Abb. 6 auch ohne Umschnürung eine Mitwirkung des Betons erzielt werden kann, können ohne Schaden für die Allgemeinheit unberücksichtigt bleiben.

Durch diese Erkenntnis ergeben sich auch bessere Lösungen für die in der Abb. 1 und 2 gekennzeichneten Verhältnisse, sowohl für den Übergang von der gewöhnlichen umschürten Betonsäule zu dem umschürten Stahl bzw. zum umschürten Eisenbeton, also auch mit Bezug auf die Anschlüsse zu den Eisenbetondecken.

Kennzeichnend für die Ausführungen in der Art wie Abb. 1 und 2 ist einerseits die Einführung einer Trennungsplatte im Säulenstrang, durch die die Lasten vom Beton auf den Eisenkern übertragen werden, und andererseits die Eisenkonsolen, die dieselbe Aufgabe der Übertragung der Lasten der Decke auf den Eisenkern bezwecken. Sobald wir aus der gewöhnlichen Umschnürung der zunehmenden Last zum umschürten Stahl und zum umschürten Gußeisen übergehen, benötigen wir keine besonderen Vorkehrungen. Diese werden von der Bewehrung selbstständig besorgt, und in gleicher Weise genügen auch die üblichen Anschlüsse der Eisenbetondecken für die Lastübertragung. Das Ergebnis ist ein im ganzen Bau vorhandener Säulenstrang von durch alle Stockwerke gleichen äußeren Abmessungen, indem sich nur die Bewehrungen entsprechend der Zunahme der Lasten verstärken.

Bei unserer derzeit geringen Bautätigkeit haben wir wenig Gelegenheit, die verschiedenen Säulentypen zu vergleichen. Es sei deshalb der Besuch der Stadt Prag empfohlen, wo zur Zeit eine interessante Beispielsammlung gesehen werden kann, weil das ganze Zentrum der Stadt sich im Zustande eines vollständigen Umbaus befindet. Es werden dort eine ganze Reihe hervorragender Geschäftshäuser, Banken und Hotels erbaut und zu diesem Zwecke die meisten Hauptstraßen vollständig niedergelegt. Dies gibt Gelegenheit zu vergleichenden Studien von allen Bauweisen. Die Mehrzahl der Ausführungen besteht aus einem Eisenbetongerippe in der gewöhnlichen Bauart. Wir finden dort aber auch zwei Gebäude aus umschürtem Gußeisen, und zwar das eine nach der alten von mir wiederholt verwendeten Form mit runden hohlen Eisensäulen, Abb. 3, während ein zweites jene Neuerungen aufweist, die teilweise von Dr. Bauer in Vorschlag gebracht worden sind. Besonders bemerkenswert ist das Auftreten von zwei Stahlrippenbauten aus Si-Stahl. Die ganze Tragkonstruktion besteht ausschließlich aus Stahl. Ihre Feuersicherheit wird durch eine Verkleidung mit Hohlziegeln hergestellt. Diese Ausbildung ist nicht einwandfrei, wie verschiedene

große Brände in den Vereinigten Staaten bewiesen haben. Eine Verkleidung mit umschürtem Beton ist derselben mehrfach überlegen, und gewiß auch billiger. Der am meisten ins Auge springende Verstoß besteht in der Verwendung einer Umhüllung, die nicht statisch mitwirkt. Ich habe diese Verschwendung der Stahlmenge wiederholt nachgewiesen⁹⁾ und durch Versuche belegt. Es ist bezeichnend, daß alle in der letzten Zeit geführten Untersuchungen¹⁰⁾ über die Wirtschaftlichkeit von Gerippebauten, einerseits aus Eisen und andererseits aus Eisenbeton, die Tatsache hervorheben, daß die Überlegenheit des Eisenbetons in erster Linie in der Ausbildung der Säule zu suchen ist. Es muß daher dieses Festhalten seitens der Eisenleute an einer ausschließlich aus Stahl hergestellten Säule als eine unberechtigte Verschwendung und Schwerfälligkeit bezeichnet werden. Von derselben Art wie das mangelhafte Verständnis für die Verwendung von selbsttragenden Bewehrungen seitens der Eisenbetonunternehmungen. Solche Fragen sind nicht unter dem Gesichtspunkt der Gewohnheit oder der Vorliebe zu behandeln. Wenn schon Spezialbauunternehmungen höheren volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht zugänglich sind und ihren Zweck am besten dann erfüllt zu haben glauben, wenn bei dem Eisenbau die möglichst große Zahl von Kilogramm Eisen Verwendung finden, so sollte doch die Erwägung für eine bessere und billigere Lösung sich dann durchsetzen, wenn das eigene Interesse dabei so offenkundig berührt wird.

Diese Vorschläge geben sich als eine Art Ausgleich dieser mit Unrecht als strittig dastehenden Gebiete des Eisens und des Eisenbetons, weil die Wahl der Bauweise nicht von der Firma, sondern vom Standpunkt des Ingenieurs entschieden werden muß, welcher den jeweils besten Baustoff und den vorteilhaftesten Verbund vertreten wird. Wenn nun auch diese hier dargelegte Frage durch die seltene Ausführung von Hochhäusern an Bedeutung verliert, so muß doch darauf hingewiesen werden, welchen Gewinn diese auch nur bei der Planung von Warenhäusern und anderen schwerbelasteten Säulen bedeutet, und das sich dieselbe auch bei anderen Druckgliedern, also insbesondere bei Bogenbrücken, auswirkt. Es erscheint daher die Forderung berechtigt, die große Lücke in unserem Wissen durch Versuche mit Säulen, die eine starke Bewehrung von 5 bis 8 v. H. mit Walzprofilen oder Gußeisenstäben aufweisen, ehestens durch Versuche mit Säulen zu schließen.

Es soll dies auch eine Klärung in der Frage der Verwendung der Größe $n=15$ bringen, die wie ein Dogma behandelt wird. Die Kosten dieser Versuche wären von den Eisenleuten und den Fachleuten des Eisenbetons gemeinsam aufzubringen, weil sie darauf ein gemeinsames Interesse haben. Dies könnte in der weiteren Folge zu einer Nachahmung des englischen Beispiels führen, wo sich die beiden Wissensgebiete im „Institute of structural Engineers“ vereint vorfinden, während sie bei uns, bisher im Stahlbauverband und im Betonverein getrennt, keine gemeinsame Flagge für ihre Zusammenarbeit finden konnten. —

⁹⁾ Bauingenieur 1928, Seite 775b.

¹⁰⁾ Von Spiegel usw.

VOLLWERTIGE EISENBETONTRÄGER

Von Dr.-Ing. R. Färber, Breslau¹⁾. Beratender Ingenieur V. B. I.

Wenn ein Eisenbetonbalken, selbst der ganz einfache Freitragender, wie er in der Abb. S. 118 dargestellt ist²⁾, detailliert werden soll, so ist es heute erforderlich, nicht nur das Maximalmoment und den maßgebenden Querschnitt zu ermitteln, wie beim Eisenträger, sondern man benötigt noch die Momentenlinie und das Schubdiagramm; die Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton steuern offensichtlich darauf hin, daß die Abbiegungen der Eiseneinlagen möglichst genau der Momentenlinie angepaßt werden müssen, so daß an die Stelle der freilich nicht durchweg einwandfreien Faustregeln der alten Praktiker ein Verfahren tritt, das eine größere Büroarbeit erfor-

dert, und auch die Arbeit auf der Baustelle nicht gerade erleichtert. Wenn man auf diese Weise wertvollere Konstruktionen erhalten würde, so müßte man diesen Entwicklungsgang in Kauf nehmen. Leider gelangt man aber auf diesem Wege zu einer Verschlechterung der Eisenbetonträger gegenüber den Eisenträgern, wie sich aus den folgenden Ausführungen ergibt:

Der in der Abbildung gezeichnete Freitragender habe z. B. auf einer Deckennutzfläche von $2,5 \text{ mal } 6 = 15 \text{ qm}$ im ganzen 7 t ständige Last und 15 t Nutzlast zu tragen. Das Maximalmoment ist also bei 6 m Spannweite

$$M = \frac{(7 + 15) \cdot 6}{8} = 16,5 \text{ mt}$$

Ein Eisenträger würde bei 1200 kg/cm^2 zulässiger Beanspruchung ein Widerstandsmoment von 1380 cm^3 benötigen, und hierfür liefert jede Trägertabelle das

¹⁾ Anmerkung der Schriftleitung. Der Aufsatz liegt uns schon seit längerer Zeit vor.

²⁾ Die Abbildung S. 118 entspricht einem im „Bauingenieur“, Heft 16, Jahrg. 1927, besprochenen Musterbeispiel.

Normalprofil NP 40 mit allen zugehörigen Abmessungen und Gewichtsangaben.

Man vergleiche zunächst einmal die beim Eisenbetonträger erforderliche Konstruktionsarbeit. Nachdem der Hauptquerschnitt berechnet ist, was schon mangels Normung mehr Zeit kostet als beim Eisenträger, müssen die Abbiegungen möglichst genau nach der Momentenlinie und dem Schubdiagramm konstruiert werden. Dadurch erhält man aber einen Träger, der nur in der Mitte das Maximalmoment aufnehmen kann, für das der Hauptquerschnitt berechnet worden ist, während der T-Träger das Maximalmoment an jeder beliebigen Stelle tragen kann. Nun kann sich vernünftigerweise kein Bauherr darauf festlegen, daß er seine Decken nur gleichmäßig belasten darf; er kann und muß mit Recht verlangen, daß ein Träger auch beliebige Streckenlasten und Einzellasten insoweit aushalten muß, als die Gesamtlast und das Maximalmoment dadurch nicht über die Rechnungsgrundlage hinauswachsen. Beispielsweise würde bei dem in der

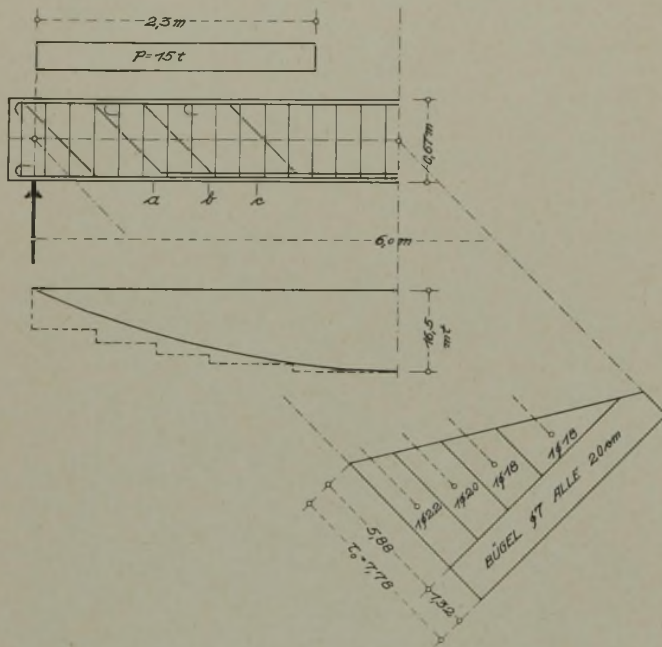


Abbildung dargestellten Träger von 6 m Spannweite die Nutzlast von 15 t auf eine Strecke von 2,50 m neben dem Auflager gestapelt auch nur dasselbe Maximalmoment ergeben, als wenn sie über den ganzen Träger gleichmäßig verteilt wird; aber bei dieser Laststellung, die praktisch viel eher vorkommen kann, als die theoretische gleichmäßige Verteilung, liegt das Maximalmoment um 115 cm außerhalb der Mitte. Infolgedessen fällt der nach der Parabel abgegebene Zuggurt des Trägers in den Punkten a, b und c zu schwach aus; der Fehlbetrag kann 50 v. H. bei Freiträgern und u. U. 60 v. H. bei durchlaufenden Trägern ausmachen; das bedeutet eine erhebliche Minderung des Gebrauchswertes der Eisenbetonträger gegenüber demjenigen von Eisenträgern, die das Maximalmoment an jeder Stelle aufnehmen können.

Noch größer wird der Unterschied, wenn man die Widerstandsfähigkeit des Verbunds in Betracht zieht. Bei der in der Abbildung gezeichneten seitlichen Lastgruppierung, die von einem eisernen Träger ohne Überbeanspruchung getragen wird, ist z. B. der Verbund des üblichen Eisenbetonbalkens am Auflager um 50 v. H. überlastet. Bezüglich der Mittelpartie des Trägers muß man verlangen, daß mindestens die halbe Nutzlast, im vorliegenden Falle also 7500 kg, als Einzelast getragen wird: der Eisenträger leistet dieses auch, aber die schwachen Bügel des Eisenbetonträgers

werden dabei um 70 v. H. überlastet, wenn man, wie es die neuen Eisenbetonbestimmungen fordern, von der Inrechnungstellung der Mitwirkung des Betons absieht. Der Bauherr ist also gezwungen, um genügende Bewegungsfreiheit in der Benutzbarkeit seiner Decken zu bekommen, die Nutzlasten reichlicher anzunehmen, wodurch die Hauptquerschnitte unnötig vergrößert werden.

Es fragt sich nun, ob es möglich wäre, hier Abhilfe zu schaffen. Zunächst hat es den Anschein, als ob uferlose Projektschwierigkeiten entstehen müßten, wenn man fordert, daß Träger nicht nur gegen die gleichmäßig verteilte Nutzlast, sondern auch gegen alle möglichen Streckenlasten und Einzellasten, selbstverständlich im Rahmen der grundlegenden Gesamtlast und ohne Vergrößerung der Hauptquerschnitte dimensioniert werden müssen. Verfolgt man diesen Gedanken aber näher, so findet man, daß es möglich ist, Grenzlinien für den Verlauf des Momenten- und Querkraftdiagramms zu finden, die allen praktischen Anforderungen genügen, so daß die darnach detaillierten Eisenbetonträger den entsprechenden eisernen Trägern an Gebrauchstragfähigkeit gleichkommen.

Mit Hilfe dieser Grenzdiagramme könnte man dann zu einer Art Normung gelangen derart, daß der gesamte Verlauf der Eiseneinlagen sich nach Ermittlung der Hauptquerschnitte automatisch ergibt. Ein einfaches graphisches Hilfsmittel hätte ohne Momenten- und Schubdiagramm die gesamte Bügelausteilung und die Abbiege- bzw. Endigungsstellen der Zuggbewehrung zu liefern, und zwar sowohl für frei aufliegende als für durchlaufende Träger derart, daß die besprochenen Anforderungen hinsichtlich der Benutzbarkeit erfüllt sind.

Es liegt in der Natur der Sache, daß bei derartigen Trägern, die man zur Unterscheidung von den üblichen Konstruktionen als „vollwertige Träger“ bezeichnen kann, für den Verbund wieder vorwiegend Bügel verwendet werden, weil der Verbundquerschnitt so groß wird, daß Abbiegungen allein nicht zureichen würden, um so mehr, als die Zuggurttstäbe auch nicht mehr so früh abgebogen werden dürfen, wie es heute zum Schaden der Gebrauchssicherheit üblich geworden ist. Dazu kommt, daß der Wert der Abbiegungen für den Verbund heute insofern überschätzt wird, als deren Querschnitt mit dem 1,41-fachen Betrag in Rechnung gestellt wird, während sich beweisen läßt, daß man nur mit dem einfachen Querschnitt rechnen darf, worauf aber an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden soll³⁾. Die alten praktischen Konstruktionen des Hennebique-Systems mit der nach dem Auflager zu enger werdenden Bügelausteilung erstehen also beim vollwertigen Träger in verbesserter Form.

Es darf aber nicht übersehen werden, daß die üblichen Bügel infolge ihrer unzureichenden oberen und unteren Verankerung nicht genügend wirksam sein können, und daher Versuchsergebnisse zeitigen, die zu der Meinung Veranlassung gegeben haben, als ob den Bügeln überhaupt nur eine untergeordnete Bedeutung bei Übertragung der Schubspannung zukomme. Hier ist Abhilfe durch Verwendung von Evolventenhaken⁴⁾ möglich; dann können die Bügel auch aus hochbeanspruchtem Stahl ausgeführt werden und dabei die volle Schubspannung einwandfrei übertragen. Dadurch, ferner durch die Minderung der Detaillierungskosten und durch die Vereinfachung der Biegearbeit werden die vollwertigen Eisenbetonträger nicht teurer als die üblichen minderleistungsfähigen Konstruktionen; wenn man aber außerdem mit um rd. 20 v. H. ermäßigten Nutzlasten rechnen würde, wobei die vollwertigen Träger praktisch noch immer eine bessere Sicherheit bieten, als die üblichen Konstruktionen, so könnte man zu bemerkenswerten Verbilligungsmöglichkeiten im Eisenbetonbau gelangen. —

³⁾ Vgl. die Abhandlung des Verfassers über „Die Berechnung des Verbundquerschnittes von Eisenbetonbalken“ in „Beton und Eisen“ 1927, Heft 17, und 1928, Heft 5.

⁴⁾ Vgl. Abb. 12 u. 13 der in Anm. 3 erwähnten Abhandlung.

VERMISCHTES

Mittellandkanal und Elb-Niedrigwasserregulierung. Der Große Ausschuß des „Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt e. V.“ tagte am 17. September 1929 unter dem Vorsitz von Generaldirektor Dr. h. c. Ott, Köln-Marienburg, in Magdeburg. Die aus allen Teilen des Reiches, insbesondere aus Mitteldeutschland, stark

besuchte Versammlung nahm einen Bericht des Elbstrombaudirektors Dr.-Ing. E. h. Zander, Magdeburg, über den Stand der Bauarbeiten am Mittellandkanal und einen Vortrag des Magdeburger Stadtbaurates Dr. Götsch über die Magdeburger Hafen- und Industriebauten im Elbabstieggelände des Mittellandkanals entgegen.

Strombaudirektor Dr.-Ing. Zander gab zunächst eine geschichtliche Darstellung über den Mittellandkanal vom Rhein bis zur Elbe bzw. Berlin, unter Hinweis auf die vielen Schwierigkeiten, die der Durchführung dieses Projekts seit mehr als 40 Jahren entgegenstanden. An der Hand zahlreicher sehr instruktiver Lichtbilder gab der Vortragende einen kurzen Überblick über die fertige Kanalstrecke vom Rhein bis Peine und über die in der Ausführung begriffenen Baggerarbeiten und Kunstbauten von Peine bis Burg. Ursprünglich war bei Beginn der Arbeiten im Jahre 1926 die Fertigstellung des Kanals bis zum Jahre 1932 in Aussicht genommen und dementsprechend auch die Einleitung der Arbeiten vorbereitet. Da aber infolge der Geldknappheit im Reich die Bauraten nur in beschränktem Umfange jährlich zur Verfügung gestellt werden können, wird voraussichtlich der Kanal im Jahre 1937 vollendet werden.

Er wies darauf hin, daß neben der Förderung der Schifffahrt und der Industrie auch die Hebung und Förderung der Landwirtschaft mit dem Bau des Kanals verbunden werden soll. Es ist in Aussicht genommen, etwa 14 000 ha Landflächen teilweise durch Bewässerung, teilweise durch Entwässerung, teilweise durch Aufhöhung mit Kanalbaggergut in höhere und bessere Kultur zu bringen. Es sind neun Erdarbeitslose vergeben, die rund ein Drittel der ganzen Kanallänge umfassen und in denen rund fünf Neuntel der Gesamtbodenmenge von 45 Millionen cbm enthalten sind. Bisher sind 15 Millionen m^3 Bodenaushub geleistet; zur Zeit beträgt die tägliche Baggermenge 40 000 m^3 . Entsprechend dem Fortschritt der Erdarbeiten ist die Ausführung der Kunstbauten gefördert worden. Von 12 Eisenbahnbrücken sind 4 fertiggestellt, von 76 Straßenbrücken 22 und von 55 Dükern und Durchlässen 9. Die durchschnittliche Zahl der auf den Baustellen beschäftigten Arbeiter ist zur Zeit 4100, im Jahre 1928 war die Zahl 3600. In diesen Zahlen sind nur die vor Ort tätigen Arbeitskräfte berücksichtigt.

Beim Südflügel sind die Vorarbeiten für den Bernburg-Staffurt-Kanal und für den Kreypau-Leipzig-Kanal beendet und die Kostenanschläge aufgestellt.

Ferner sind an der Saale die Entwürfe für Begradigungen zu stark gekrümmter Stromstrecken teilweise fertiggestellt, teilweise in Bearbeitung.

Die für den Südflügel wichtige Errichtung von Talsperren ist durch die Inangriffnahme des Baues der Beilohsperre berücksichtigt, die in etwa drei bis vier Jahren fertiggestellt sein wird.

Stadtbaurat Dr. Götsch gab einleitend einen interessanten Überblick über die Beziehungen Magdeburgs zur Elbe und Elbschifffahrt und die bereits bestehenden, der Schifffahrt und dem Wasserumschlag dienenden städtischen und privaten Einrichtungen: Die Umschlagsstellen an der Stromelbe, den Neustädter Handelshafen, den Industriefhafen, die (städtische) Hafen- und Lagerhaus G.m.b.H., den Elbebahnhof usw.

Durch die Verbindung des westlichen und östlichen Wasserstraßensystems (Rhein, Ems, Weser, Elbe, Havel, Spree, Oder, Warthe und Netze) sei eine Neuorientierung der Binnenschifffahrt bedingt. Magdeburgs Bedeutung liege in seiner Eigenschaft als Schnittpunkt des Mittellandkanals mit der Elbe. Der Vortragende erörterte sodann die technischen Einzelheiten des Kanalabstiegs zur Elbe, für den ein Schiffshebewerk zur Überwindung der Wasserspiegeldifferenz (bei mittlerem Wasserstande von rund 16,0 m) vorgesehen ist.

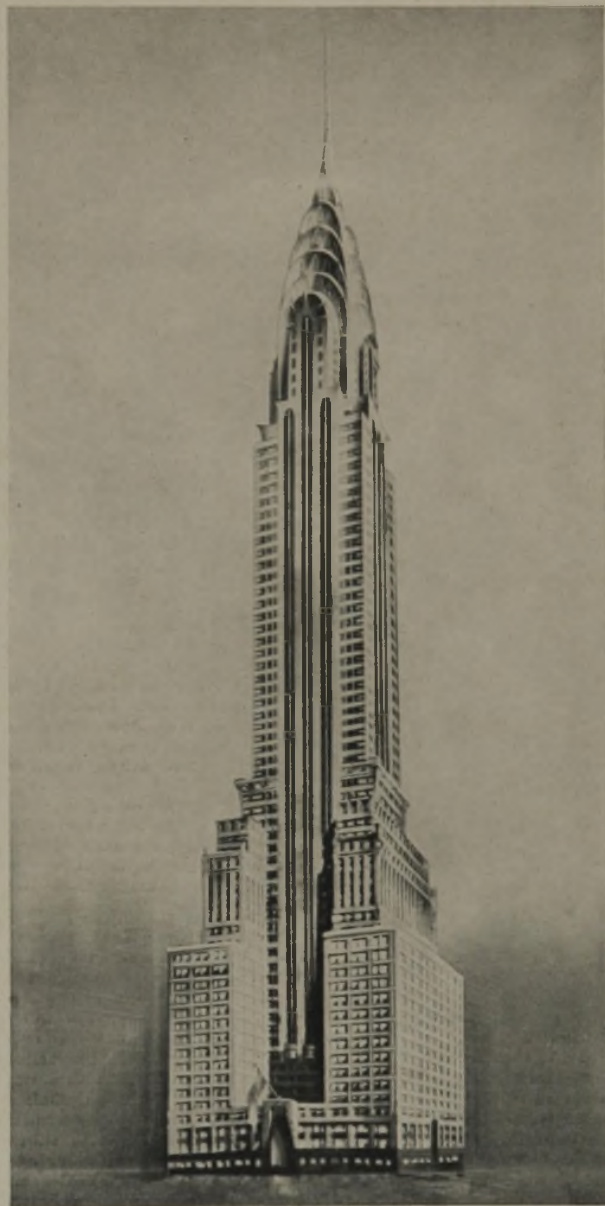
Zweck und Ziel des neuen Hafengebietes sei vor allem die Unterbringung von Industrieunternehmungen. Bekanntlich haben sich im Hafengelände bereits die Großgaserei Mitteldeutschland A.-G., das Mitteldeutsche Kraftwerk Magdeburg A.-G. und der Verhüttungsbetrieb der Bergwerks-Gesellschaft Georg von Giesches Erben, Breslau, Niederlassungsmöglichkeiten gesichert. Darüber hinaus bestehe eine durchaus günstige Basis für Erweiterungen und neue Industriesiedlungen. Abschließend gab der Vortragende dann noch einen Überblick über die örtliche Lage der eigentlichen Hafengebäude und deren Beziehungen zur staatlichen Abstiegsstrecke.

Unter dem unmittelbaren Eindruck der gegenwärtigen schwierigen Niedrigwasserkatastrophe der Elbe entspann sich im Anschluß an die beiden Vorträge eine Aussprache über die Notwendigkeit einer umfassenden Niedrigwasserregulierung von Elbe und Oder. Eine von Direktor Wankel, Schönebeck, für die Elbe eingebrachte und von Reichsminister a. D. Dr.-Ing. E. h. Gothein, Berlin, für die Oder ergänzte

Entschließung, in der im Interesse der deutschen Wirtschaft die sofortige Inangriffnahme und beschleunigte Durchführung der Niedrigwasserregulierung von Elbe und Oder gefordert und hierfür der Bau von Talsperren im Niederschlagsgebiet dieser Flüsse als besonders geeignet befürwortet wird, fand einstimmige Annahme.

Die Tagung fand am 18. September 1929 ihren Abschluß mit einer Besichtigungsfahrt in das Kanalbaugelände, die den Teilnehmern ein eindrucksvolles Bild von den Industrie-Siedlungs- und Hafengebäuden Magdeburgs, dem gegenwärtigen Stand der Bauarbeiten am Mittellandkanal und den modernen und rationellen Baumethoden des Kanalbaues vermittelte. —

Nicht rostender Stahl — Nirosta — in der Baukunst. Das Verwaltungsgebäude der Chrysler Motor Car Corporation, New York, das zur Zeit an hervorragender Stelle der City (42. Straße - Lexington Avenue) erbaut wird, soll mit 68 Stockwerken eine Höhe von nahezu 250 m erreichen und dürfte damit einsteilen das höchste Turmhaus Amerikas sein.



Bei weitgehendem Verzicht auf sonstiges Zierwerk, wie es dem Zweck des Geschäftshauses entspricht, wird sowohl für das Äußere des Bauwerks, z. B. für die großen Ladenfronten des Erdgeschosses, für alle größeren Fenster der unteren Stockwerke und vor allem für die gesamte Bedachung des Turmhelmes sowie für die Innenausstattung nichtrostender Stahl (Nirosta) verwendet. Man verspricht sich namentlich von dem weithin sichtbaren Turm, der durch eine Bedachung aus nichtrostendem Stahl in zartem, für das

Auge ganz neuartigem Silberglanz erscheinen wird, eine eigenartige Belebung des Gesamtstadtbildes. Die Amerikaner zeigen durch ihren Entschluß, daß sie zu der Haltbarkeit und Witterungsbeständigkeit des nichtrostenden Stahls unbedingtes Vertrauen haben.

Die Gesamtmenge des für das Gebäude erforderlichen nichtrostenden Stahls beträgt rund 700 t. Der Stahl entspricht dem hochwertigen Kruppschen nichtrostenden Stahl Marke V2A und wird von mehreren großen amerikanischen Stahlwerken gemäß Lizenzverträgen nach Kruppschen Patenten und Verfahren hergestellt.

Wie der Kruppsche nichtrostende Stahl bereits an verschiedenen Laden- und Geschäftshausbauten in Deutschland (z. B. in Essen, Düsseldorf, Dortmund, Hamburg) als Schmuckmittel beim inneren und äußeren Ausbau Verwendung gefunden hat, so ist nunmehr durch das Beispiel des Chrysler-Hauses auch in der Neuen Welt dem nichtrostenden Stahl der Weg in die Baukunst voll geöffnet. —

BRIEFKASTEN

Antworten aus dem Leserkreis.

Zur Frage: S. H. in Nr. 7. (Flecke an Ziegelwänden im Gasthaus.)

Die feuchten Flecke an den von Nässe durczogenen inneren Ziegelwänden mögen beruhen zum Teil auf der Auswitterung des Verputzgefüges, zum Teil auch auf Veränderung der darin enthaltenen Kalk- bzw. sonstigen Verbindungen bzw. auch auf Durchdringen der von Feuchtigkeit geschwängerten Luft durch rissige Stellen der Leimfarbmasse zufolge von deren leicht vorkömmlischen Sprödigkeit. Letztere wäre an sich durch Zusatz von 2 bis 3 v. H. reinem, wenig hygroskopischen Glycerin (statt Milch) zur Leimfarbe zu vermeiden. Es empfiehlt sich zunächst die Beseitigung der nach den neueren Ansprüchen für bewohnbare Räume nur unzulänglich haltbaren Leimfarben vom Steinverputz (mittels verdünnter Schwefelsäure) und der Ersatz durch solidere Arbeit.

Zum dauerhaften Überzug auf den Ziegelsteinen selbst bzw. auf daran noch haftfähigem Verputz eignet sich eine haltbare Mineralfarbe, z. B. Basaltine von zartem, nicht nachdunkelndem Anstrich und guter Widerstandsfähigkeit gegen Nässe, Dämpfe, bzw. entsprechend auch Keimische Mineralfarbe. Ähnlich brauchbar ist dazu auch ein Anstrich mit wetterfestem Densin (von der Densin-Fabrik, Frankfurt a. M.), das jederlei Feuchtigkeit und Verwitterung u. a. von Ziegelstein, Putz fernhalten soll. — K.-C.

Zur Frage: Baugeschäft R. M. in L. in Nr. 7. (Anstrichmittel gegen Durchschlagen im Putz.)

Zur Beseitigung der Mißstände des Durchschlagens von schwamm- und salpeterhaltigem Putz an den mit Holzvertäfelung bekleideten Wänden sind diese unter Abnahme der Holzteile zunächst freizulegen. Zur Abtötung der an dem schwamm- und pilzdurchsetzten Wandgefüge von Mauerwerk und mürbe gewordenen Putz befindlichen, stark hygroskopischen Mikroorganismen ist letzterer gründlich auszukratzen, und wird das Mauerwerk selbst nach Abkehren und Reinwaschen vorerst vermittels Lüftung, auch Heizung, trocken gelegt sowie mit einer 2%igen Lösung von Mikrosiol bestrichen; damit wird auch das Austrocknen der Wände erleichtert. Diese geruch- und fast farblose Lösung von Imprägnierstoff (von Rosenzweig und Baumann, Kassel) besitzt hohes Eindringungsvermögen, so daß auch die unbedingt zu beseitigenden, tiefer sitzenden Keime vernichtet werden.

Auch wird der am Mauerwerk fressende Salpeter nach Auskratzen der Fugen noch durch energisches Aufspritzen von Mikrosiol mittels Druckspritze gehemmt. Alsdann sind die Wandteile nach völligem Austrocknen mit Kalkhydrat zu verputzen, auch möglichst mit Emaillelack zu streichen und ist für reichliche Lüftung des Raumes zu sorgen. — R.-K.

Zur Frage: A. H. a. d. P. in Nr. 8. (Gegen aggress. Kohlensäure beständiges Fugenmaterial für Fliesen). 1. Von säurefesten Kitten und Fugenmörteln gibt es in der Praxis eine beträchtliche Anzahl aber nicht alle sind gleichmäßig gut und wirkungsvoll, sondern weichen sowohl hinsichtlich der Stoffzusammensetzung wie auch in der Wirkungsweise recht erheblich voneinander ab. Gewöhnlicher Zementmörtel widersteht den Säuren nicht, sondern das Verfugen hat mit säurefestem Zement zu erfolgen. Man wähle kalkarme Zemente, also Hohofen-, Montan- und Schlackenzemente. Diese erweisen sich wesentlich widerstandsfähiger als der reine Portlandzement, aber eine sichere Gewähr bieten sie noch nicht, sondern auch sie werden früher oder später von den Säuren angegriffen und zerstört. I. d. R. setzt man diesen Zementen etwas Mikroasbest zu. Ungleich besser, allerdings auch teurer ist Alka-Schmelzzement und sofern Sand als Zusatzmittel in Frage kommt, darf nur wirklich reiner scharfer Quarzsand verwendet werden, weil dieser den Säureeinwirkungen den größten Widerstand zu bieten vermag. — Puzzolan und Traßzusätze sind ebenfalls anzuraten. Ferner hat sich folgender Fugenmörtel

bewährt: 1 T. Wasserglas, 1 T. Zement und 2 T. Infusorienerde. Außerdem: 2 T. Steinkohlenteer und 3 T. Trinidadasphalt werden miteinander vermischt und die Fugen mit der noch heißen Masse ausgegossen. Weiter 10 T. trockener Ton und 1 T. Leinöl oder aber: 10 T. Braunstein, 20 T. Zinkweiß, 40 T. Ton und 7 T. Leinölfirnis. — Rührt man 2 T. Steinkohlenteer und 3 T. Asphalt in einem erlitzten eisernen Kessel durcheinander, schmilzt das Gemisch und gießt damit die Fugen aus, so wird man finden, daß sie durchaus dicht und säurewiderstandsfähig werden. Um zufriedenstellende Ergebnisse zu erzielen, wird angeraten, bei dem Verlegen der Platten auf recht enge Fugen zu achten, so daß den Säureangriffen nur die geringstmöglichen Flächen geboten werden.

Ganz besonders zu empfehlen wäre der Bleiglätte Kitt, der aus Glycerin und Bleiglätte besteht und wie folgt hergestellt wird: Bleiglätte und Glycerin werden innig miteinander vermischt, so daß ein gut streichbarer Kitt entsteht, der aber sofort zu verarbeiten ist, weil andernfalls mit Erhärtung und Unbrauchbarwerden zu rechnen wäre. Bereitet Ihnen die Selbsterstellung der Kittmassen zu viel Schwierigkeiten, so empfehle ich, sich mit folgenden Firmen in Verbindung zu setzen, die brauchbare Kittmassen herstellen: Deutsche Ton- und Steinzeugwerke, A.-G., Charlottenburg; Stellawerk, A. G., vorm. Wilisch u. Co., Breslau 18; E. v. Löwenstern, Berlin-Schmargendorf; Ski-Ges. m. b. H., Bensheim (Hessen); Keramchemie, G. m. b. H., Gießen (Hessen), Gewerkschaft Claudius, Essen; Prodorit-Ges. m. b. H., Mannheim-Rheinau; Berg u. Co., Andernach a. Rh.; I. G. Farbenindustrie, A. G., Frankfurt a. M.-Höchst. — Hrt.

2. Zu dichter und kohlen säure-beständiger Herrichtung des Marmorzement-Fugenmaterials für Fliesenbelag im Wasserwerk eignen sich u. a. isolierende Mörtelzusätze und imprägnierende Überzüge. Als säurefest-isolierend für den Fugenmörtel gegen Kohlensäure wirkt ein Gemisch des Marmorzements als Kalkverbindung mit gepulverten Silikaten (von Schamotte oder Dinas) und Baryten — bei Zusatz von Natron — Wasserglas zu etwa 38—40% Bê als Bindemittel zum Marmorzement — etwa wie nach Verfahren bei der Möncheberger Gewerkschaft, Kassel bzw. Friedr. Rößler, Fabrik in Bensheim a. d. B. Anders würde dazu ein besonderes Ausstreichen der Fugen-Oberschicht mit säurefestem, geschmolzenem Asphaltkitt — bzw. kalt knetbarem Awakitt — K brauchbar sein.

Als imprägnierend wirkt besonders Magnesiafluat — z. B. C. Hauenschild's Lithurin — von mineralischer Natur auf organisch-mischem Wege, in konzentrierter Lösung in warmem Wasser mittels Pinsel am Marmorzement-Fugenmörtel aufgetragen, durch einfache chemische Umänderung der Mörtelfläche zur Bildung eines der Härte des Quarzes gleichkommenden mineralischen Schutzes gegen Kohlensäure und aggressives Wasser.

Außerdem eignet sich besonders wasserdicht haltendes Kesslersches Gipsfluat, als erprobt zu erheblicher Härtung und Widerstandsfähigkeit des Marmorzement-Fugenmaterials, das dabei zugleich eine kohlen säurebeständige Glasur erhält. — R. K. K.

Zur Frage: Arch. N. in M. in Nr. 9. (Erfahrungen mit Universallackfarbe „Altoprac“.) Die Universallackfarbe „Altoprac“ ist nicht derart bekannt, wie Sie anzunehmen scheinen. Wahrscheinlich wird es sich um ein neues Fabrikat handeln, das von irgendeiner Firma auf den Markt gebracht wird. Zu ihrer Frage ist aber noch folgendes zu sagen: Obwohl Sie schreiben, daß die Eisenteile gut gereinigt und entrostet waren, so ist damit noch nicht gesagt, daß die betr. Arbeit auch sachgemäß und einwandfrei zur Ausführung gelangte. Man muß den an den Eisenteilen befindlichen Rost unter Zuhilfenahme von kräftigen Drahtbürsten oder Besen entfernen und dann das Ganze mit größter Sorgfalt reinigen. Wurde diese Arbeit richtig ausgeführt und war die Farbe einwandfrei, dann muß der Anstrich auch halten, und zwar wesentlich länger als sechs Monate. Die Möglichkeit, daß die Eisenteile eine Walzhaut hatten, ist nicht von der Hand zu weisen, aber das tritt verhältnismäßig selten in Erscheinung, und in einem solchen Falle wäre es einem andern Anstrich genau so ergangen. Was ist nun hier zu tun? Sie müssen die aufgetragene Farbe restlos entfernen, und zwar durch Abkratzen und Abwischen, und dann einen neuen, besseren und erprobten Anstrich auftragen. Dabei wird empfohlen, bevor die Arbeit endgültig ausgeführt wird, ein kleines Probestück auszuführen, damit Sie daran die Brauchbarkeit des neuen Anstrichs prüfen können. — H.

Anfragen an den Leserkreis.

A. H. (Dübelsteine mit Chlormagnesiumgehalt.) Bei einem größeren Gebäude sollen zum Anschlagen von Türen, Fußleisten und sonstige Holzteile Dübelsteine verwendet werden, welche mit Chlormagnesium hergestellt sind. Können durch das Chlormagnesium irgendwelche Schäden verursacht werden, evtl. Aufsaugen von Feuchtigkeit, Durdrosten der Nägel oder dergleichen? —

St. H. in G. (Verhinderung von Ungezieferverbreitung bei Barackenbauten.) Für Notunterkünfte werden häufig Barackenbauten erstellt. Es wäre wünschenswert zu erfahren, welche Baumaterialien die Ungezieferverbreitung hintanhaltend. —

Monatsbeilage zur Deutschen Bauzeitung Nr. 82. Inhalt: Bodenprüfungen nach dem System Wolfsholz-Siemens-Bauunion — Umschnürte Stahlkerne im Säulenbau — Vollwertige Eisenbetonträger — Vermischtes — Briefkasten —