

DIE VERWENDUNG VON TELEMETERN ZU SPANNUNGSMESSUNGEN AN BAUWERKEN.

Von Dipl.-Ing. F. Treiber.

Jahrelange umfangreiche Versuche des amerikanischen „Bureau of Standards“ in Washington verfolgten zwei Ziele: die Messung von Spannungen oder Kräften, die in einem Konstruktionsglied oder in einem Bauteil bei langsamen oder raschen Lastwechseln entstehen, mit einer für praktische Zwecke genügenden Genauigkeit und die gleichzeitige Ablesung oder Registrierung dieser Messungen an weit voneinander entfernt liegenden oder für direkte Beobachtung nicht zugänglichen Punkten von einer Zentralstelle aus.

Das neue Meßverfahren soll bereits mit Erfolg angewendet worden sein für Messungen an Trägern und Verspannungsdrahten von Luftfahrzeugen während des Baues und während des Flugs, an Baugliedern von eisernen Brücken, an Schiffskörpern, Lokomotivrahmen, eingebauten Eisenbahnschienen, Aufzugskabeln, für Spannungsmessungen im Innern von Betonbauten, schließlich auch für Flüssigkeitsdruckmessungen. Besondere Vorteile bietet das Verfahren bei der Fernmessung der im Innern von Talsperren auftretenden Spannungen.

Prof. Dr. Probst lernte auf einer Amerikareise das Telemeter kennen und hat durch den Verfasser im Institut für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe die Möglichkeit der Anwendung des neuen Fernmeßverfahrens untersuchen lassen.

I. Beschreibung der Meßeinrichtung¹.

Im Prinzip baut sich die neue Meßeinrichtung auf der an sich längst bekannten Tatsache auf, daß eine unter Vordruck gehaltene Schicht von Kohlescheiben eine Druckänderung mit einer Änderung ihres elektrischen Widerstandes zusammen mit einer Längenänderung beantwortet. Die Kohlescheibensäule verhält sich innerhalb gewisser Grenzen wie ein elastischer Körper. Sie

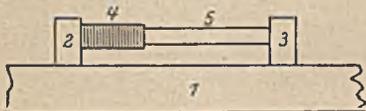


Abb. 1. Schematische Darstellung des Telemeterprinzips.

wird, wie Abb. 1 schematisch zeigt, in einen geeigneten Metallrahmen so eingebaut, daß sie durch die zu messende Spannung oder Kraft elastisch deformiert wird.

(1) stellt den Teil eines Baugliedes dar, in welchem die Spannung gemessen werden soll, (2, 3) sind die Rahmenendstücke des Meßinstruments, fest und unverschieblich mit dem Bauglied verbunden. (4) sind die auf einander geschichteten Kohlescheiben, die unter Druck gehalten werden, und deren Widerstand sich ändert, wenn sich der auf sie ausgeübte Druck ändert. Wird also der Körper (1) einer Beanspruchung auf Druck oder Zug ausgesetzt, dann wird eine relative Verschiebung der Endstücke (2, 3) eintreten, welche zu einer Änderung des auf die Kohlescheibensäule ausgeübten Drucks Anlaß gibt. Wenn das Meßinstrument, im folgendem kurz „Telemeter“ genannt, in geeigneter Weise gebaut ist, wird zwischen der Widerstandsänderung der Kohlescheibensäule und der Spannungsänderung im Bauglied ein bestimmtes Verhältnis bestehen.

Die Idee der Nutzbarmachung dieser Beziehung zwischen Längen- und Widerstandsänderung ist nicht neu, aber bisher ist die praktische Anwendung gescheitert an den Hysteresis-Erscheinungen, an dem nicht-linearen Charakter und der Unbeständigkeit der Eichkurve, wobei vor allem auch Tempe-

raturwechsel Einfluß nehmen. Erst langjährige Versuche mit verschiedenem Kohlematerial haben ein brauchbares Ergebnis gezeitigt. Nicht die physikalische Beschaffenheit allein, auch die Art der Bearbeitung der Kontaktflächen spielt u. a. hierbei eine wesentliche Rolle. Die Kontaktflächen dürfen nicht über die Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht werden, müssen aber umgekehrt immer unter soviel Druck stehen, daß ein tangenciales Verschieben der Scheiben nicht möglich ist. Wenn bis heute die deutsche Industrie ein derartiges Meßgerät noch nicht in den Handel gebracht hat, so liegt dies vornehmlich an dem Fehlen einer einheimischen geeigneten Kohle.

Zur Messung der Widerstandsänderung des Telemeters dient die in Abb. 2 skizzierte Wheatstone-Brücke. Von den vier Armen der Brücke wird der eine von dem Telemeter (1) gebildet. Zu Beginn der Messung wird der Widerstand (2)

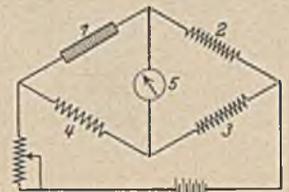


Abb. 2. Schema der Meßeinrichtung.

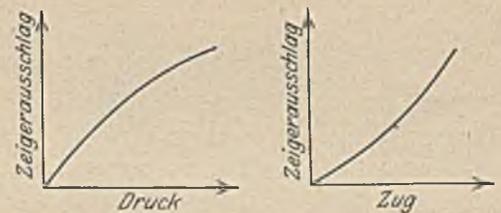


Abb. 3 u. 4. Beziehung zwischen Spannung und Widerstandsänderung beim Ein-Säulen-Telemeter.

angepaßt, daß das Anzeigeelement (5) keinen Zeigerausschlag hat. Für gewöhnliche Ablesungen wird als Anzeigeelement ein Milliampèremeter verwendet. An dessen Stelle kann auch ein Oszillograph von großer Empfindlichkeit treten, der die photographische Registrierung der Widerstandsänderung bzw. des ganzen Belastungswechsels ermöglicht. Wenn das Bauglied und damit das an ihm befestigte Telemeter unter Spannung gesetzt wird, so wird das in der Brücke vorhandene Gleichgewicht durch Widerstandsänderung des einen Armes (1) gestört, und der Zeiger des Milliampèremeters wird ausschlagen. Seine Skala wird so geeicht, daß direkt die im Bauglied herrschende Spannung abgelesen werden kann. Allerdings ist das Verhältnis der Spannungsänderung zu dem Zeigerausschlag bei nur einer Kohlescheibensäule nicht linear, wie aus Abb. 3 und 4 hervorgeht. Außerdem haben Temperaturwechsel auf die Widerstandsgröße großen Einfluß. Diesem Nachteil ist man jedoch durch die Anordnung von 2 Säulen in einem Telemeter begegnet, und es ist gelungen, dieses Ver-

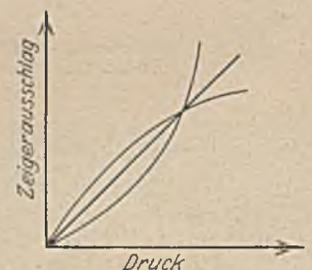


Abb. 5. Kompensationswirkung im Zwei-Säulen-Telemeter.

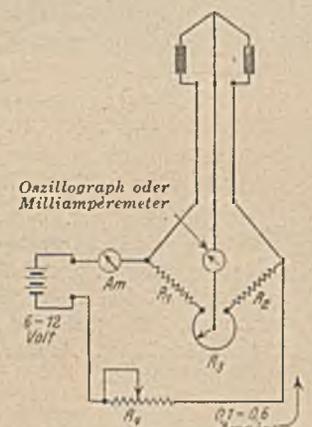


Abb. 6. Schaltschema für das Zwei-Säulen-Telemeter.

¹ Vgl. Technologic Papers of the Bureau of Standards No. 247, Washington 1924.

hältnis zu einem linearen umzuformen. Die beiden, an sich gleichartigen Säulen sind so eingebaut, daß in der einen sich der Widerstand erhöht, während er sich in der anderen beim gleichen Belastungsvorgang vermindert. Das Zusammenarbeiten der beiden Säulen wirkt kompensierend, der Zeigerausschlag wird eine lineare Funktion der zu messenden Größe. Wie diese Kompensation zustande kommt, zeigt Abb. 5.

Das Schaltschema für das Zwei-Säulen-Telemeter ist in Abb. 6 wiedergegeben, hier werden zwei Arme der Wheatstone-Brücke von dem Telemeter gebildet.

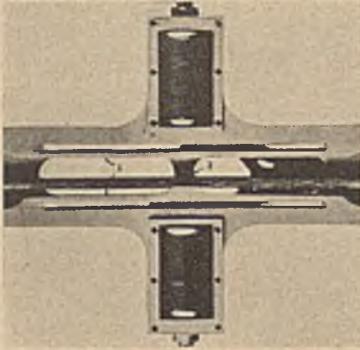


Abb. 7. Telemeter als Spannungsmesser an biegsamen Kabeln.

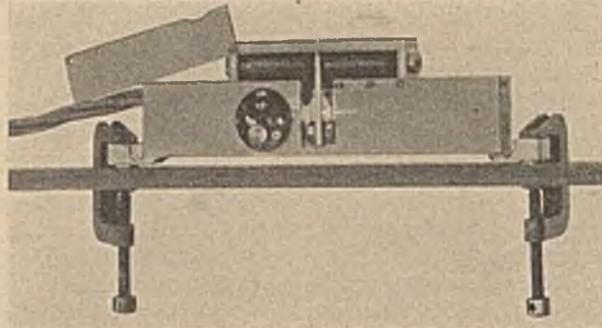


Abb. 8. Telemetertyp für Messungen an starren Baugliedern.

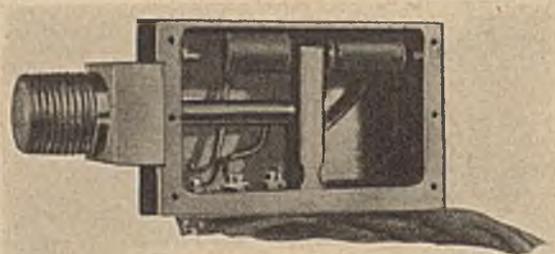


Abb. 9. Telemeter als Flüssigkeitsdruckmesser (bis zu 140 at) ausgebildet.

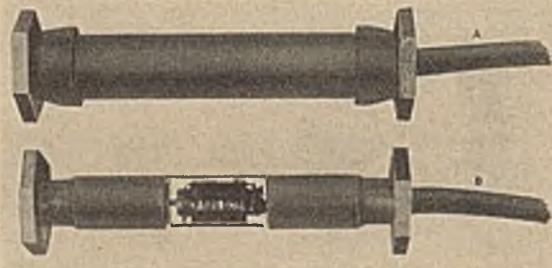


Abb. 10. Telemeter in Patronenform, als Spannungsmesser im Innern von Betonbauten verwendet.

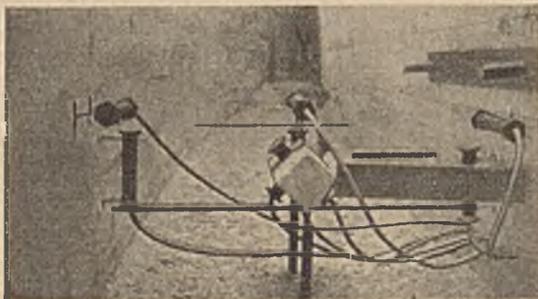


Abb. 11. Telemetereinbau in die Stevenson Creek-Staumauer.

II. Die verschiedenen Telemetertypen.

Bis auf das sog. „Cartridge-Telemeter“ (Patronenform, vgl. Abb. 10) sind alle übrigen Telemetertypen mit zwei Kohlesäulen ausgerüstet (vgl. Abb. 7—9). Allen gemeinsam ist jedoch der Vorteil, Ablesungen oder Registrierungen von Kräften, Spannungen, Flüssigkeitsdrücken an weit voneinander entfernten und unzugänglichen Punkten von einer Zentralmeßstelle aus machen zu können.

Eine allgemein gültige Angabe über die Genauigkeitsverhältnisse kann nicht gemacht werden. Die Meßgenauigkeit hängt sowohl von der Art der Befestigung des In-

struments am Versuchsobjekt als auch von der Güte der elektrischen Meßeinrichtung und von der Sorgfalt ab, mit der die Eichungen durchgeführt und die Instrumente behandelt werden.

III. Das Patronen-Telemeter.

Der Telemetertyp der Abb. 10 in Patronenform eignet sich speziell für Spannungsmessungen in Betonbauwerken in einer Richtung parallel zur Telemeterachse. Dieses Telemeter wurde zuerst beim Stevenson-Creek-Damm² (einer amerikanischen Versuchsstaumauer) verwendet und ist seitdem auch in mehrere andere Talsperren einbetoniert worden.

Schematisch zeigt Abb. 12 die Konstruktion des Telemeters. A ist ein Stahlrahmen, E stellt die in einen Rechteckrahmen eingebaute Kohlescheibensäule dar, Bund C sind die Endflanschen mit dem Rahmen A starr verbunden, D ist die Stahlpatrone, die alles umhüllt, und F ist ein Widerstandsthermometer, eine um die Säule gelegte Kupferdrahtwicklung. Einer Temperaturänderung von 1°C entspricht eine Widerstandsänderung der Wicklung von 2 Ohm. Auf diese Weise ist es möglich, nicht nur die Temperatur im Betoninnern an sich zu messen, sondern damit ist auch die Möglichkeit gegeben, ein Korrektionsglied für die Veränderlichkeit des Widerstandes

der Kohlescheibensäule infolge Temperaturwechsels einzuführen. S sind asphaltvergossene Gummimanschetten und schließen den Übergang von Stahlpatrone und beweglichen Endflanschen wasserdicht ab. Der Austritt des Dreileiterkabels ist zur Verhinderung des Eindringens von Feuchtigkeit ebenfalls vergossen. Die Stahlpatrone ist mit Isolierband umwunden, um eine Verbindung mit dem Beton zu vermeiden, d. h. die Stahlpatrone darf nicht die Wirkung einer Eiseninlage im Beton bekommen. Die beiden Endflanschen B und C verbinden sich mit dem Beton und machen dessen Längenänderungen mit. Die relative Bewegung zwischen

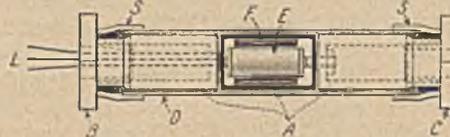


Abb. 12. Konstruktion des Patronen-Telemeters.

B und C ändert den Widerstand der Säule E. Ausgehend von dieser Widerstandsänderung wird die Längenänderung bestimmt mit Hilfe einer Eichkurve, die zu jedem Telemeter gehört. Der Widerstand einer Säule bewegt sich zwischen 400 und 1800 Ohm und beträgt ungefähr 1400 Ohm vor dem Einbetonieren. Wenn das Telemeter einbetoniert wird, so bringt unter normalen Verhältnissen der Schwindvorgang den Widerstand auf 1000 bis 1200 Ohm, d. h. ungefähr in die Mitte zwischen den beiden äußeren Grenzen

² Proceedings of the American Society of Civil Engineers May 1928.

400 und 1800 Ohm. Das Telemeter kann demnach auf Zug oder Druck beansprucht werden.

Für die Prüfung der Telemeter wurde zunächst in Zusammenarbeit mit den Firmen R. Fuess, Berlin-Steglitz, und Hartmann & Braun A. G., Frankfurt a. M., eine Eich- und Meßeinrichtung beschafft (Abb. 13).

Diese besteht aus dem eigentlichen Eichgerät, das die Längenänderungen des Telemeters an 4 Zeiß-Uhren abzulesen

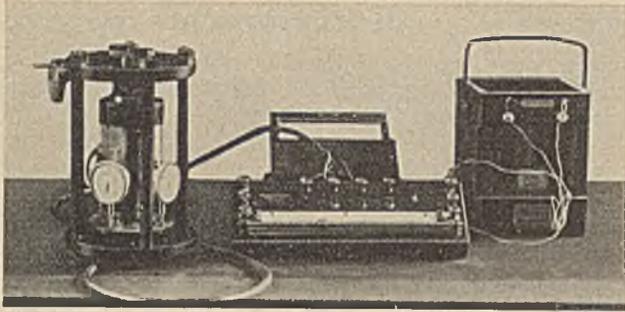


Abb. 13. Eich- und Meßeinrichtung für Patronen-Telemeter.

gestattet, aus einer Meßbrücke, die entsprechend ihrem Verwendungszweck mit einer Teilung 400 bis 1800 Ohm zur Messung des Kohlewiderstandes und mit einer Teilung 200 bis 900 Ohm zur Messung der Thermometerwicklung des Telemeters versehen ist, ferner aus einem Milliampèremeter und der Stromquelle.

In Abb. 14 ist das Ergebnis der Eichung des Telemeters Nr. 176 graphisch aufgetragen. Ein Patronen-Telemeter ist 6 Zoll = 15,24 cm lang und die auf der Ordinate aufgetragenen Längenänderungen beziehen sich auf eben diese Telemeterlänge. Am besten, d. h. nahezu vollkommen elastisch arbeitet das Telemeter in dem Bereich 900 bis 1400 Ohm. Nach unten hin werden die Ablesungen ungenau, weil zu einer großen Längenänderung nur eine kleine Widerstandsänderung gehört. Wenn man für die praktische Verwendung die Grenzen 900 und 1400 Ohm festhält und sich erinnert, daß nach dem Einbetonieren das Telemeter einen Widerstand von vielleicht 1150 Ohm aufweist, so steht für Beanspruchungen auf Druck der Bereich 1150 bis 900 Ohm zur Verfügung. Nach der Eichkurve Abb. 14 entspricht diesem Bereich eine Längenänderung zwischen den Endflanschen des Telemeters von

$$136,0 - 98,3 = 37,7 \mu \text{ oder (Telemeterlänge} = 15,24 \text{ cm)}$$

$$\frac{37,7}{15,24} \cdot 100 = 247 \mu/m = 0,247 \text{ mm/m.}$$

Dieser gesamten Längenänderung entspricht (nach Probst, Vorlesungen über Eisenbeton Bd. I, S. 35 ff und anderen Versuchen mit unbewehrtem Beton im Alter von 45 Tagen und mehr) durchschnittlich eine Betondruckspannung von 50 bis 60 kg/cm² bei einem dazugehörigen Elastizitätsmodul von rund 180 000 kg/cm². Der Bereich 900 bis 1150 Ohm ist demnach für normale Druckspannungsverhältnisse genügend groß.

Für die Beanspruchung auf Zug steht unter den gemachten Annahmen der Bereich 1150 bis 1400 Ohm oder eine Längenänderung von

$$163,0 - 136,0 = 27 \mu \text{ pro Telemeterlänge oder}$$

$$\frac{27}{15,24} \cdot 100 = 177 \mu/m = 0,177 \text{ mm/m}$$

zur Verfügung. Wie ohne weiteres bei Berücksichtigung der geringen Zugfestigkeit von Beton einzusehen ist, kann dieser Bereich nicht angenähert ausgenutzt werden.

IV. Vergleich der Längenänderungen eines Betonprismas, gemessen mit Martensschen Spiegelapparaten an der Oberfläche und mit dem Telemeter im Körperinnern.

Das Telemeter Nr. 112 wurde in ein Prisma 20 × 20 × 60 cm³ einbetoniert. Seine Längsachse fällt mit der Längsachse des Prismas zusammen. Von den beiden Druckflächen 20 × 20 cm² hat das Telemeter gleichen Abstand. Es wurde vorher mit Ölpapier und Isolierband umwickelt, jedoch so, daß die beiden sechseckigen Endflanschen davon frei blieben und sich mit dem Beton verbinden konnten.

Die Beobachtung ergab für die ersten 4 Tage ein Quellen des Betons (das Prisma wurde 7 Tage lang unter feuchten Säcken gelagert), dann langsames Zurückgehen auf das Ausgangsmaß und darüber hinaus weiteres Schwinden. Im Alter von rund 16 Wochen wurde das Prisma in eine Prüfmaschine eingebaut, an 2 diagonal gegenüberliegenden Ecken wurden mit Hilfe Martensscher Spiegelapparate die Längenänderungen (Meßlänge 20 cm) gemessen. Für das Telemeter war vor dem Einbetonieren eine Eichkurve im Sinne der Abb. 14 aufgestellt worden. Um ein Verschieben der Versuchseinrichtung zu vermeiden, wurde das Prisma mit 2,5 kg/cm² vorbelastet.

Ergebnis der Vergleichsprüfung.

| σ kg/cm ² | Spiegel A | | Spiegel B | | Mittel A + B | | Telemeter | |
|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | ϵ_{ges} μ/m | ϵ_{fed} μ/m | ϵ_{ges} μ/m | ϵ_{fed} μ/m | ϵ_{ges} μ/m | ϵ_{fed} μ/m | ϵ_{ges} μ/m | ϵ_{fed} μ/m |
| 2,5 | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 5,0 | 10 | 10 | 12 | 12 | 11 | 11 | 10,5 | 10 |
| 7,5 | 19 | 19 | 23 | 23 | 21 | 21 | 22 | 20 |
| 10,0 | 31 | 29 | 34 | 33 | 32,5 | 31 | 34 | 30 |
| 15,0 | 54 | 50 | 54 | 52 | 54 | 51 | 57 | 52 |
| 25,0 | 105 | 97 | 96 | 89 | 100,5 | 93 | 104 | 94 |

Die im Körperinnern mit dem Telemeter gemessenen gesamten Längenänderungen ergaben sich durchschnittlich größer als die gesamten Längenänderungen, die mit den Martenschen Spiegelapparaten ermittelt wurden. Die federnden Längenänderungen dagegen sind nahezu gleich groß. Es ist anzunehmen, daß die Spannungsverteilung über den Querschnitt nicht ganz gleichmäßig ist. —

Bei der Messung mit dem Ein-Säulen-Telemeter sind eventuelle Temperaturschwankungen zu berücksichtigen. Wie oben erwähnt, können die Temperatureinflüsse mit Hilfe des eingebauten Widerstandsthermometers erfaßt werden. Das Patronen-Telemeter besteht aus Stahl und Kohle, deren Wärmeausdehnungszahl verschieden groß ist. Ferner hat der Beton einen Ausdehnungskoeffizienten infolge Wärme und infolge Feuchtigkeit. Die Wärmeausdehnungszahl für Beton und Stahl ist nahezu gleich groß, dagegen ist die Ausdehnungszahl für die Kohle bedeutend größer. Da sich die Kohlescheibensäule in einbetoniertem Zustand nicht entsprechend ausdehnen kann, die mit der Säule verbundenen Endflanschen können ja nur die Längenänderungen des Betons mitmachen, so kann eine Widerstandsänderung in der Säule eintreten, allein infolge Temperatur- und ohne Belastungsänderungen. Dementsprechend müssen die Messungen des elektrischen Widerstandes von Kohlesäule und Kupferdrahtwicklung ergänzt werden durch Beobachtungen der Belastungs-, Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel. Erst dann ist die Erfassung der wirklichen Verhältnisse möglich. In der Gleichung:

$$\pm \Delta l, (\pm \Delta l_F) \pm \Delta l_P = \pm \Delta l \pm 0,002 \text{ o}3 T$$

bedeutet:

Δl_t = Längenänderung des Betons infolge Temperaturwechsels

Δl_f = „ „ „ „ „ Feuchtigkeitswechsels

Δl_p = „ „ „ „ „ Änderung der Belastungsgröße

Δl = „ „ „ „ „ gemessen mit dem Telemeter unter Benutzung der Beziehung zu seiner Widerstandsänderung.

$0,00203 T^\circ$ = Temperaturkorrektionsglied für das Telemeter.

Der Einfluß von Δl_p kann kaum erfaßt werden, da die Bestimmung des Feuchtigkeitsgehalts in einer großen Betonmasse auf unüberwindliche Schwierigkeiten stößt. Das Vorzeichen + gilt für wachsenden Feuchtigkeitsgehalt, Erhöhung der Temperatur und Dehnung des Betons, das Vorzeichen — gilt, wenn diese Größen kleiner werden.

Anwendungsbeispiel.

| Beobachtung | Widerstand der Kohle | Widerstand der Kupferdrahtwicklung |
|-------------|----------------------|------------------------------------|
| 1 | 1225 Ohm | 494 Ohm |
| 2 | 1060 „ | 498 „ |

Wie sich Temperaturschwankungen auf die Widerstandsangabe des Telemeters auswirken können, soll im folgenden gezeigt werden:

Aus der Eichkurve findet man: $\Delta l = -0,0169$ mm/Telemeterlänge. Temperaturunterschied $T = +2^\circ$ C. Ein Feuchtigkeitswechsel soll nicht eingetreten sein. Die Wärmeausdehnungszahl für Beton sei $1 \cdot 10^{-5}$. Demnach ist:

$$\Delta l_t = +0,00001 \times 152,4 \times 2 = +0,003048 \text{ mm/Telemeterlänge,}$$

$$0,00203 T = +0,00203 \times 2 = +0,00406 \text{ mm/Telemeterlänge}$$

$$+0,003048 + \Delta l_p = -0,0169 + 0,00406,$$

$$\Delta l_p = -0,0159 \text{ mm/Telemeterlänge.}$$

Der Wert $-0,0159$ mm stellt die Längenänderung pro Telemeterlänge infolge der Belastungsänderung allein dar. Ihm entsprechen $\frac{0,0159}{15,24} \cdot 100 = 0,104$ mm/m oder rund 25 kg/cm^2

Druckspannung bei einem Elastizitätsmodul von rd 200000 kg/cm^2 . Für die Errechnung des Elastizitätsmoduls sind die Angaben im Abschnitt III maßgebend.

Das Patronen-Telemeter ist von seinem Erfinder O. S. Peters eigens für den Einbau in Talsperren entworfen worden. Die Druckspannungen nehmen entsprechend dem Baufortschritt langsam zu und erreichen bei 100 m Stauwandhöhe und gefülltem Becken ihre Grenze bei 35 bis 40 kg/cm^2 . Rasche Belastungswechsel treten hier normalerweise nicht auf. Im technischen Sinne muß ein Telemeter als Spannungsmesser im Betoninnern widerstandsfähig genug sein, um beim Betonieren nicht verletzt zu werden, außerdem muß es beständig gegen das Eindringen von Feuchtigkeit sein. Diesen Anforderungen genügt das Patronen-Telemeter. Da die Endflanschen des Telemeters vollständig von dem Beton umhüllt sind, das Telemeter nach Erhärten des Betons seine Lage nicht verändern kann, so sind Meßungenauigkeiten infolge „mangelnder Befestigung am Versuchsobjekt“ nicht zu erwarten.

Die Verwendung des Telemeters erfordert einige Sachkenntnis und Sorgfalt beim Eichen und Einbetonieren. Die Beobachtungen selbst sind von einer Fernmeßstation aus denkbar einfach durchführbar und können auch mit Hilfe von Fallbügel-schreibern über eine lange Zeitperiode registriert werden.

Bei der im Bau befindlichen Schluchseesperre in Baden werden auf Veranlassung von Prof. Dr. Probst Telemeter eingebaut werden, um die im Bauwerk wirklich auftretende Spannungsverteilung zu erfassen.

WOHNUNGSTECHNISCHE UND KONSTRUKTIVE GESICHTSPUNKTE BEI MASSIVDECKEN IM WOHNUNGSBAU.

Von Dr.-Ing. Karl Müller, Regierungsbaumeister a. D., Berlin.

Vorbemerkung. Zementband, Stahlwerks A.-G. und Deutsche Linoleumwerke erlassen ein Preisausschreiben zur Förderung des Massivdeckenbaues für Wohnhäuser. Gefordert wird eine „prüfende Gegenüberstellung“ der Systeme und Hervorhebung von Bestformen. Aus der Vielzahl der Systeme soll das Gewerbe einige den jeweiligen örtlichen Verhältnissen angepaßte Standardtypen herausarbeiten. Die geldlichen, wirtschaftlichen, sanitären und alle technischen Gesichtspunkte sind zu würdigen; auch rasche Austrocknung ist zu bewerten. Sowohl Eisenbeton- als auch Stahlträgersysteme sind zu berücksichtigen.

Mitzuliefern ist der Kostenvergleich; dieser Frage ist mit Recht besondere Bedeutung beigemessen, für die Praxis ist sie ja die entscheidende. Die Anschlagspreise werden zunächst für ein Auftragsquantum von 1000 m^2 verglichen werden. Die größte Schwierigkeit dürfte sein, die Gebrauchswerteigenschaften gegen die Kosten abzuwägen. Wenn auch das Ermessen des Beurteilers nicht ausgeschaltet werden kann, so wird man doch trachten, ein zahlenmäßiges Bewertungsschema für die Gebrauchseigenschaften aufzustellen.

Von den einschlägigen Fragen sollen hier dem Bauingenieur die wohnungsbautechnischen nähergebracht werden, ferner werden noch einige material- und ausführungstechnische Gesichtspunkte erörtert.

Da die Kostenfrage für die Praxis im Vordergrund steht, wird man die Qualitätsmerkmale möglichst im selben Maßstab, also in einem gewissen Verhältnis zum Kostensatz ausdrücken. In normalen Zeiten bewertet die Praxis selbst, insofern bei einem Qualitätshaus Mieten und Gebrauchswert steigen. Zur Zeit ist dieser Mechanismus gestört; die Starrheit der Mieten und der

Beleihung hat dazu geführt, daß der Bauherr die Qualität nicht entsprechend bezahlen kann.

Volkswirtschaftliche Voraussetzungen.

Wirksam könnten die volkswirtschaftlichen Belange einstweilen nur dadurch gewahrt werden, daß die öffentliche Hand als Geber der sogenannten Hauszinssteuerhypothek die hochwertigeren Bauten mit Massivdecken höher beleiht als Bauten mit Holzdecken. Eine solche Förderung des Massivdeckenbaues ist auch zur Einschränkung entbehrlichen Holzimports erforderlich. Die hierbei freiwerdenden Beträge kämen dem inländischen Arbeitsmarkt zugute. Von den Kosten einer Holzdecke (beiläufig 10 RM pro m^2) entfallen rd. 4 RM auf Bauholzimport frei Grenze; diese gehen in inländische Wertschöpfung über; etwa 40% davon verwandeln sich in Bauarbeiterlöhne, unter Berücksichtigung der Umsätze zweiter und dritter Hand aber lösen sich mehr als 80% oder $3,50 \text{ RM}$ in inländische Arbeitslöhne auf. Die Hälfte dieser Mehrlöhne, etwa $1,75 \text{ RM}$, werden an Arbeitslosenunterstützung gespart. Schon mit diesem Betrag wären die Mehrkosten der Massivdecken gegenüber den Holzdecken (wäre ein Deckenpreis von $10,00 + 1,75 = 11,75 \text{ RM/m}^2$) gedeckt. Es wäre hier eine äußerst günstige Gelegenheit für die produktive Erwerbslosenfürsorge; die Aktion würde dem Kapitalmarkt oder anderen Produktionszweigen keine Mittel entziehen. Als Aktiva blieben der höhere Wert der Decken,

die Entlastung der Einfuhr (4 RM/m²), die Steigerung der inländischen Produktion (5,75 RM/m²). Gelänge es, von den 30 Millionen Deckenflächen (je 300 000 Wohnungen jährlich) 10 Millionen auf Massivbau umzustellen, so würden damit gesamtwirtschaftlich erhebliche Beträge in Erscheinung treten.

Gebrauchswerteigenschaften.

Dauerhaftigkeit.

Bei kurzfristigen Anlagen, wie Maschinen von beispielsweise 15jähriger Lebensdauer, vergleicht man die Jahreskosten, die Summe von Zinsen, Unterhaltungs- und Erneuerungsrücklagen. Geht man von dem besser geläufigen Maßstab, den Gegenwartswerten, aus, so muß man neben die Anschaffungskosten den kapitalisierten Wert der Unterhaltungs-Annuitäten (im Beispiel 15 Annuitäten) und den voraus diskontierten Betrag der (etwa nach 15 Jahren stattfindenden) Erneuerung stellen. Für bauliche Anlagen mit ihrer langen Lebensdauer hat dies logische Schema keine große Bedeutung. Die Unterhaltungsquote setzt man hier einfacher mit ihrem kapitalisierten Wert an. Kostet sie 0,6% des Herstellungswertes, so kommt sie — mit 6% kapitalisiert — etwa einem Zehntel der letzteren gleich (0,6% : 0,06 = 10%). Die Formel für die Erneuerung aber wird gegenstandslos; bei 100jähriger Lebensdauer beträgt die Annuität etwa 0,02%; sie geht unter in Verschiebungen der Währung und der Immobilienpreise.

Nicht so sehr die theoretische Lebensdauer als das größere Risiko ist es, was die Holzdecke entwertet; sie ist dem Angriff des Feuers und des Löschwassers ausgesetzt, unter Umständen auch dem Schwamm und der Fäulnis. Das Feuerrisiko wird einstmals zur Staffelfung der Versicherungsprämien führen; würde man bei Häusern mit Massivdecken einen angemessenen Preisnachlaß von $\frac{1}{3}$, also beispielsweise 0,25%₀₀ gewähren — so wären das kapitalisiert etwa $4\frac{0}{00}$ des Gebäudewertes oder 6% der Deckenherstellungskosten allein (15mal 0,4% = 6%); um soviel dürfte man für die Massivdecke mehr ausgeben.

Erfahrungssätze über die Deckenunterhaltung gibt es nicht. Die Schwammgefahr bei Holzdecken läßt sich in eine Unterhaltungsquote nicht fassen, sie ist Sache des Risikos¹⁾.

Die angedeuteten Gegenwartswerte von 15% der Deckenkosten für Fußbodenunterhaltung und von 4 bis 6% für einen angemessenen Feuerprämiennachlaß weisen darauf hin, daß man Massivdecken der Unterhaltung und des Risikos wegen vielleicht um etwa 20% höher bewerten darf als die Holzdecke. Im Verkaufswert wird ein solcher Unterschied sich einmal ebenso bemerkbar machen wie im Vergleich von massiven Häusern und Holzfachwerkbauten, wo er auch mehrere Prozent ausmacht.

Feststellung von Zusatzkosten zur Bewertung von Gebrauchseigenschaften.

Bei gleichen Anschlagspreisen können Decken infolge unterschiedlicher Auswirkungen doch verschiedene Kosten verursachen.

Deckenhöhe. Größere Deckenhöhe bedingt das Hochmauern nicht überdeckter Wandquerschnitte, Mehrungen am Außenputz und an Treppenanlagen. Die Veranschlagung dieser Änderungen ergibt, daß für jeden Kubikmeter Raumes, der mehr oder minder erforderlich wird, etwa 6 RM Zusatzkosten einzusetzen sind. Für ± 10 cm Deckenhöhe sind ± 60 Pf. pro m² (nahezu 5% des Deckenpreises) nachzutragen; im Skelettbau ergibt sich nur etwa 0,20 RM/m², weil das Hochführen der Wände wenig ausmacht.

Deckengewicht. Das Gewicht der Decke braucht, soweit es ohnehin in der Kalkulation mitspielt, nur beim Skelett-

bau berücksichtigt zu werden; beim Ziegelbau mit seinen eindeutig vorgeschriebenen Mauerstärken ist es unerheblich. Aus einer analytischen Untersuchung „Kosten von Stahlskeletten im Wohnungsbau“ (vgl. Bautechnik, Stahlbau, zweites Septemberheft 1930) folgen Mehraufwendungen bei Stützen, Trägern und der Fundamente im Betrage von

$$\left(0,05 \cdot \frac{n}{2} + 0,16 + 0,14\right) \text{RM}$$

pro 100 kg Mehrgewicht. Das sind 0,40 RM/m² für Stockwerkszahl $n = 4$. Von 2 Decken gleichen Anschlagspreises ist also im vierstöckigen Skelettbau die um 100 kg schwerere Decke um 0,40 RM teurer.

Wärmetechnische Zusatzkosten. Zu unterscheiden sind hier „Annehmlichkeiten“ (wie z. B. die Nachwärme bei hoher Wärmekapazität) und der rechnerisch erfaßbare direkte Einfluß auf die Heizungsverluste. Ausführungen über letztere finden sich in einem Sonderdruck des Vereins der Zentralheizungs-Industrie aus dem „Gesundheits-Ingenieur“ 1929 (Heft 13, 14 und 15). Für mittlere klimatische und wirtschaftliche Verhältnisse wird dort ein kapitalisierter Wärmeverlust von 11,50 RM für jede Durchgangseinheit k [kcal/h °C] festgestellt. Die Durchlässigkeiten der üblichen Deckenkombinationen kann man aus den „Regeln“ der Zentralheizungs-Industrie zwischen den Grenzen von 0,60 bis 1,20 kcal/m² h °C entnehmen; die Unterschiede der Zahlen k kommen aber nicht rein zur Geltung, für Zwischendecken in Etagenhäusern mag man sie vernachlässigen, bei Obergeschoßdecken kann man sie bei den in Frage stehenden Fällen mit durchschnittlich $\frac{3}{4}$, bei Kellerdecken mit etwas mehr als $\frac{1}{2}$ in Rechnung stellen. Die verbleibende Differenz der k -Zahlen mit 11,50 RM multipliziert ergibt die „Zusatzkosten“.

Anmerkung: Beispiel für die Anordnung zusätzlicher Wärmeschutzplatten. Es sei die Frage, ob man den Wärmedurchgang einer Decke durch Hinzufügung einer wärmeschützenden Platte von 1,20 auf 0,60 kcal/m² h °C beschränken will. Die kapitalisierten Heizungsersparnisse wurden betragen: beim Keller $\frac{1}{2} \times 11,50 \text{ RM} \times (1,20 - 0,80) = 2,30 \text{ RM}$ pro m², bei der Obergeschoßdecke (in Kombination mit gebäuchlichem Ziegeldach) $\frac{3}{4} \times 11,50 \text{ RM} \times (1,20 - 0,80) = 3,45 \text{ RM}$ pro m². In diesem Falle wäre also der Mehraufwand mit 2,50 bis 3,00 RM für die Isolierplatte durch den Wärmeschutz eben noch wettgemacht. Meist wird man auf die physikalischen Formeln

$$k = \frac{1}{w} = \frac{1}{\lambda} \left(\sum \frac{1}{\alpha} + \sum \frac{\delta}{\lambda} \right)$$

zurückgreifen müssen, w bedeutet den Widerstand, $\frac{1}{\alpha}$ die Übergangswiderstände, δ die Stärke, λ die Wärmeleitfähigkeit der einzelnen Schichten. Aus der Formel folgt, daß eine Schutzplatte mit einem Widerstand $\frac{\delta}{\lambda}$ eine viel kleinere Ersparnis ergibt, wenn sie zu einer bereits hochwertigen Decke (0,80 kcal/m² h °C) hinzukommt, statt zu einer geringwertigen ($k = 1,20$). Die Ersparnis nimmt nahezu mit dem Quadrat des Ausgangswertes ab. Im Falle $k = 0,80$ ist sie nicht einmal mehr die Hälfte derer im Falle $k = 1,20$. Die teure Isolierplatte macht sich dann heiztechnisch nicht mehr bezahlt,

Bauzeit.

Zum Teil ist die Bauzeit schon in der Unternehmerkalkulation berücksichtigt. Hier handelt es sich nur um die Zusatzkosten, die darüber hinaus anfallen. Für jeden Monat mehr an Bau- oder Austrocknungszeit rechne man einen Zinsverlust von beiläufig $\frac{9}{12}\%$ der für Rohbau und Gelände investierten Beträge. Deren Anteil entsprechend ($\frac{2}{3}$) beträgt der monatliche Verlust ($\frac{2}{3} \cdot \frac{9}{12}\%$) = ca. 0,5% der Bausumme, umgerechnet (gleich dem 10fachen Satze) rd. 5% des Wertes von Decken und Fußböden.

Bei ungünstiger Witterung können aus dem einen Monat mehrere werden; oft wiegen die Dispositionsstörungen schwerer als es in obiger Rechnung zum Ausdruck kommt. Eine Grenze findet man in den Kosten der künstlichen Trocknung mit etwa 0,50 RM pro m³ umbauten Hausraums oder 1,50 RM pro m² Deckenfläche; sie ergibt sich mit beiläufig 12% des Deckenpreises.

¹⁾ Leider fehlen noch anerkannte Sätze über die Kosten der Fußbodenunterhaltung und -reinigung. In einem Aufsatz in der Groß-Berliner Bauzeitung gibt Michrsch an, daß für Anstrich von Holzböden von vornherein 0,60/3 oder 0,20 RM/m² und Jahr mehr anzusetzen seien als bei Linoleum. Kapitalisiert kommt dies einem Unterschied von 0,20 : 0,06 = 3 RM pro m² gleich; das sind nahezu 15% der Kosten der Decke einschließlich Fußboden.

Eigenschaften, die nach Ermessen zu bewerten sind.

Nicht für alle Eigenschaften können „Zusatzkosten“ errechnet werden; selbst wenn man physikalische Güteziffern entwickeln kann, bleibt deren Überführung in wirtschaftliche Einheiten Sache des Ermessens. Eine Grenze läßt sich mitunter durch eine Überlegung folgender Art finden.

Beispiel. Es sei möglich, eine primitive Decke durch Beigabe von Schallschutzplatten auf die Güte einer hochwertigen Ausführung zu bringen, und zwar mit einem Kostenaufwand von 3 RM pro m² oder 16% des Betrags von Decke plus Fußboden. Man kann dann den Qualitätsunterschied höchstens mit diesem Prozentsatz bewerten, man wird ihn sogar kleiner ansetzen, falls die Qualität Schallschutz unerheblich ist (z. B. bei einer Kellerdecke). Es kommt also die Vergleichswichtigkeit mit in Betracht.

Nach Ermessen sind unter anderen die sanitären Qualitäten zu bewerten: bequeme Reinigung, Ungeziefer- und Faulnisfreiheit. Unter „Unterhaltung und Erneuerung“ wurde für Qualitäten, die sich mit den genannten berühren, eine Bewertungsspanne in Grenzen von 20% angedeutet; man mag diesen Spielraum der hygienischen Verbesserungen wegen noch etwas erweitern. In normalen Zeiten wird man sich fragen, was die Mieter der betreffenden Wohnungskategorie für Vorzüge erwahnter Art (z. B. Linoleum statt Riemenboden) mehr anlegen wollen.

Durchbiegung. Das Ausschreiben legt Wert auf geringe Durchbiegung. Dieser Forderung dürften die Massivdecken in der Regel entsprechen; der Unterschied zwischen diesen wird hier also nicht mehr allzugroß zu bewerten sein.

Die Durchbiegungen zweier Decken verhalten sich bei Vollausnutzung (Beanspruchung $\sigma = \sigma_{zul}$) wie

$$\frac{f_1}{l_1} \cdot \frac{f_2}{l_2} = \left(\frac{\sigma_1}{E_1} \cdot \frac{\sigma_2}{E_2} \right) \cdot \frac{h_1}{h_2}$$

Es folgt dies aus den Beziehungen $f/l = \text{Beiwert} \frac{M \cdot l}{E \cdot J}$, worin M und l als gegeben angenommen und — eben für Vollausnutzung — J durch $J = \frac{h}{2} \cdot \frac{M}{\sigma} \cdot \frac{h}{2}$ ersetzt wird.

Es ergibt sich für 4,50 m frei gespannte Holzdecken mit Balken von 14/20 eine Durchbiegung von $\frac{1}{170}$, bei kontinuierlichen Decken eine Durchbiegung von beiläufig $\frac{1}{420}$. (Dinorm Bl. 10,4 fordert, daß sich die Decken nicht mehr als $\frac{1}{230}$ durchbiegen sollen.) Für gleiche Höhen und Auflagerbedingungen verhalten sich nun nach Formel:

| | bei Holz | bei Stahl | bei Beton |
|--------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------|
| $\frac{E}{\sigma_{zul}}$ | wie $\frac{110\ 000}{100}$ | $\frac{2\ 000\ 000}{1400}$ | $\frac{140\ 000}{40}$ |
| $\frac{E}{\sigma_{zul}}$ | oder wie 1100 | 1420 | 3500 |
| $\frac{f}{l}$ | 1,00 | 0,75 | 0,32 |

Das sind Richtwerte, die sich je nach den Verbundwirkungen etwas ändern können. Große oder ungleiche Durchbiegung kann Risse im Unterputz veranlassen (alte Holzdecken). Diese kann auch bei fertig verlegten Balken eintreten.

Schallschutz. Die bauakustische Erkenntnis macht erst in den letzten Jahren Fortschritte. Man ging von der Unterscheidung Luftschall und Körperschall aus; nach dem Vorgang von Dr.-Ing. Reiher (vgl. Veröffentlichungen im Heft 6 der Schriftenfolge des Ausschusses für wirtschaftliches Bauen und im Heft „München“ der Reichsforschungsgesellschaft) unterscheidet man in Anlehnung an die Messungsmethoden zweckmäßiger nach Erschütterungsschall und Tonschall.

Bei der Decke kommt es meist auf den „Erschütterungsschall“ an, also auf die Schallübertragung von Gehschritten

oder Stößen mittels Biegungsschwingungen der Decke oder ihrer Lamellen. Eine einfache physikalische Güteziffer hierfür ist noch nicht aufgestellt; die Versuche auf alle Massivdecken auszuweiten, dürfte Jahre in Anspruch nehmen. Dem Zwecke des Ausschreibens wäre wohl aber auch schon gedient, wenn man aus einigen einfachen Versuchsreihen primitive Faustformeln ableiten könnte. Diese könnten einen Faktor für die Stoßdämpfung durch Fußboden und Estrich enthalten, ferner den Widerstand der Decke selbst; s. Anmerkung. Im übrigen wären solche Beobachtungen, jede etwa für 3 verschiedene Konstruktionshöhen, bei einem System ohne und bei einem System mit Hohlräumen durchzuführen. Die Untersuchungen könnten fürs erste auf Decken von 9 m Länge mit einer Zwischenstütze beschränkt werden.

Anmerkung: Dr.-Ing. Reiher weist in seinen Veröffentlichungen auf die Schwingungstheorie hin, nach dieser sei die Erschütterungsenergie umgekehrt proportional dem Quadrat des Gewichtes (1 durch G^2) und der Steifigkeit (vermutlich führt das auf eine Formel mit dem Ausdruck $\frac{1}{E^2 J^2}$?).

Die Erschütterungsenergie ist aber nicht der einzige Maßstab. Physiologisch wirkt sie sich nur bei gewissen Frequenzen voll aus; vielleicht kann deshalb die Vergleichsformel für Decken verschiedener Steifigkeit doch wieder vereinfacht werden.

Neben dem Erschütterungsschall ist noch Tonschall zu berücksichtigen; aber dies nur in geringem Maße, weil hier der Widerstand der Massivdecke fast immer ausreicht oder durch billige Einlagen (geleimtes Papier oder dergleichen) hinreichend leicht verbessert werden kann. Über einen gewissen Widerstand hinaus braucht die Decke auch nicht zu gehen, weil hier die Schallwege durch Fenster, Wände, Heizungsanlagen usw. entscheiden. Eine Übereinkunft über die Gewichtung der Schalldurchlässigkeiten unter Beachtung bestimmter Frequenzen ist noch nicht getroffen.

Wirtschaftliche Bewertung des Schallschutzes. Der Schritt von einer physikalischen Güteziffer zu einer wirtschaftlichen bleibt Ermessungssache. Wie im Beispiel gezeigt wurde, findet man eine Grenze, wenn es möglich ist, eine geringe Decke durch Beigabe dämpfender Platten auf die gewünschte Qualität zu bringen; kostet die Platte 3 RM/m², so ist die Decke in bezug auf einen Mittelpreis von 12 RM/m² (bzw. 20 RM/m² für Decke, Fußboden und Estrich) um höchstens 25% (bzw. 15%) unterwertig. Durch solche Überlegungen wird das Gefühl für die wirtschaftliche Bewertung gestärkt.

Bauingenieurtechnische Fragen.

Nach Vorwegnahme der volkswirtschaftlichen und gebrauchswertlichen Fragen bleiben die konstruktiven, ausführungstechnischen und kalkulatorischen. Konstruktive Schwierigkeiten bietet der Wohnhausdeckenbau nicht; es handelt

sich um geringe Momente in Größenordnung von $4,5^2 \cdot \frac{1}{10} \cdot 0,5 = 1,0$ tm pro Meter Breite. Die niederen handelsüblichen Deckensteine genügen. Bei statisch unbestimmten Problemen behilft man sich mit Näherungsformeln oder Tabellen. Mit Zusatzkräften ist kaum zu rechnen; im Skelettbau hat zwar die Decke die Windkräfte auf die Rahmen oder Querwände zu übertragen, doch genügt hierfür die Horizontalsteifigkeit fast jeder Massivdecke. Bekämpfung von Erdbeben- oder Bergsenkungsschäden und dergleichen ist nicht Sache der Decke, sondern Sache der Gesamtkonstruktion.

Weist von zwei Decken, die beide den baupolizeilichen Anforderungen entsprechen, die eine größere Sicherheit auf, so kann das vom Bauherrn als Vorteil nicht ernstlich bewertet werden. Dennoch darf man an die Frage der latenten Sicherheiten anknüpfen, wenn neben dem Stand auch die Entwicklungsmöglichkeiten verfolgt werden sollen. Das Verhältnis der Druckfestigkeit zur zulässigen Beanspruchung beträgt bei Holz bzw. Eisen und Beton 4,0 bzw. 2,5 und 6,0. Bei hochwertigen Zementen sorgfältiger Kornbehandlung und der vorgeschriebenen

Zementmenge von 300 kg pro m³ können sich beim Beton heute schon zehnfache Sicherheitsgrade ergeben; weitere Sicherheiten folgen aus der Abweichung vom Hooke'schen Gesetz, bei statisch unbestimmten Konstruktionen aus dem Spannungsausgleich. Hohe Festigkeiten sind insbesondere bei fabrikmäßig hergestellten Konstruktionen erreichbar, diese können rationeller hergestellt werden, wenn einmal an Stelle der rechnungsmaßbigen Sicherheit die durch Stichproben festgestellte treten darf. Schließlich kann auch die Entwicklung der Leichtbetontechnik Neuerungen nach sich ziehen. Dem Bauingenieur liegt es ob, die Entwicklungsmöglichkeiten kalkulatorisch zum Ausdruck zu bringen.

Der Praxis folgend, legt das Ausschreiben Wert auf Kostenangaben. Der formellen Einheitlichkeit halber sind diese auf ein Quantum von 1000 m², beiläufig 10 bis 12 Wohnungen, zu beziehen. Es dürfte nicht schaden, wenn bei einzelnen Systemen noch angemerkt wird, wie deren Kosten von der Serie abhängen.

Blocks von 130 Wohnungen oder 10 000 m² Decken sind durchaus keine Seltenheit; in Frankfurt fabriziert und verlegt man Decken für Hunderte von Wohnungen. Besonders bei Decken aus Betonfertigbalken wären ergänzende Bemerkungen dieser Art angebracht, denn bei Baustellen mit 1000 m², bei welchen sich die Aufstellung von Großgeräten zur Montage nicht lohnt, können diese Konstruktionen ihre Konkurrenzfähigkeit schwerlich geltend machen².

Trotz der Einfachheit der Konstruktion bleiben also für den kalkulierenden Bauingenieur wichtige Probleme übrig; deren übersichtliche Klarstellung wird bei der Vielzahl der Deckensysteme keine leichte Arbeit sein.

² Unter Umständen kann es auch zweckmäßig werden — unbeschadet des im Ausschreiben vorgesehenen einheitlichen Zuschlagsatzes (30% der Löhne und 10% des Materials) betriebswirtschaftlich bedingte Verschiedenheiten bei den einzelnen Ausführungen, besonders bei fabrikatorischer Herstellung, im Nachtrag zu vermerken.

NOMOGRAMME ZUR UNMITTELBAREN BEMESSUNG RIPPENLOSER EISENBETONFAHRBAHNPLATTEN, -FUSSWEGE UND -DURCHLÄSSE.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Craemer, berat. Ingenieur, Frankfurt a. M. und Darmstadt.

Übersicht: Die Tafeln gestatten die Ablesung von Stärke und Bewehrung plattenförmiger Eisenbetonbrückentafeln, die als Träger auf 2 Stützen wirken und durch die Straßendecke und Einzellasten nach DIN 1072 belastet sind, ferner von ebenen Durchlässen mit hoher Überschüttung und gleichmäßig verteilter Nutzlast, sowie von auskragenden Fußwegplatten.

Die vorliegenden, im Auftrag der Emschergenossenschaft und der Lippeverbände Essen-Ruhr vom Verfasser bearbeiteten Tafeln sollen dazu dienen, die sich häufig wiederholenden Vorentwürfe von beiderseits frei gelagerten Eisenbetonstraßenbrücken geringer Spannweite, bei denen man ohne Rippen¹ auskommt, dadurch zu vereinfachen, daß die Abmessungen und die Bewehrung der Fahrbahnplatte ohne weiteres abgelesen werden können. Ferner sollten ebene Durchlässe und die bei größeren Brücken üblichen ausgekragten Fußwege miteinfaßt werden.

Für Straßenbrücken mit normaler Überschüttung, Abb. 1, sind die maßgebenden Nutzlasten durch DIN 1072 festgesetzt. Da man eine rippenlose Fahrbahnplatte kaum bei einer 5,50 m übersteigenden Spannweite anwenden wird, andererseits der Radstand der in den Normen angegebenen Dampfwalze und Autos 3,0 m beträgt, kann eine Einzellast in Feldmitte als ungünstigste Belastung gelten. Da ferner, wie wir sehen werden, für die Biegemomente als Verteilungsbreite quer zur Spannrichtung $\frac{2}{3}$ der Brückenspannweite l angenommen werden kann, diese Verteilungsbreite also unabhängig von der Radbreite t ist, ist die größte der in DIN 1072 vorgesehenen Einzellasten maßgebend, nämlich das Vorderrad der Walze mit 10 bzw. 7 bzw. 5 t bei Brückenklasse I, II und III.

Die eben erwähnte Verteilungsbreite b quer zur Spannrichtung ist in DIN 1075² angegeben. Es kann der Größtwert von $t + 2 \ddot{u}$ oder $\frac{2}{3} l$, aber nicht mehr als $t + 2 \ddot{u} + 2,0$ m angenommen werden; hierin ist \ddot{u} die Überschüttung (Abb. 1), t die Radbreite. Legt man allgemein $\frac{2}{3} l$ zugrunde, so wird man nur dann zu ungünstig rechnen, wenn $t + 2 \ddot{u} > \frac{2}{3} l$, oder mit $t = 1,0$ m für das Vorderrad, wenn $l < 1,50$ m + 3 \ddot{u} , also nur in seltenen Fällen und in praktisch unbedeutendem Maße; erst recht würde dies für ein Hinterrad mit $t = 0,50$ m und für die Räder der Lastkraftwagen der Fall sein.

¹ Tafeln für Plattenbalkenbrücken sollen später veröffentlicht werden.

² Berechnungsgrundlagen für massive Brücken, Entwurf 2; Die Baunormung, Nr. 10/12 vom 29. 11. 1929.

Da ferner $\frac{2}{3} l < t + 2 \ddot{u} + 2,0$ m, also mit $t = 1,0$ m: $l < 4,5 + 3 \ddot{u}$ sein soll, so gelten die Tafeln, wenn eine Überschüttung $\ddot{u} + 0,20$ m als mindestens vorhanden angenommen wird, bis zu einer Spannweite $l = 5,10$ m und liefern darüber hinaus um ein Geringes zu kleine Abmessungen. Es soll aber ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß die in den Normen und auch in den Eisenbetonbestimmungen vorgeschriebene Ermittlung der Lastverteilungsbreite eine zwar praktisch notwendige, aber außerordentlich grobe Näherung darstellt, da der tatsächliche Biegezustand der Platte ein zweidimensionaler ist und durch die vorgeschriebene eindimensionale Berechnung nur höchst unvollkommen erfaßt werden kann. Es hat daher keinen Zweck, in den hierauf fußenden Berechnungen eine größere Genauigkeit anzustreben, als sie in den Grundlagen enthalten ist, womit die kleinen hier gemachten Vereinfachungen, die der nomographischen Darstellbarkeit des Endergebnisses zugute kommen, genügend gerechtfertigt sein dürften.

Die Lastverteilung in Richtung der Trageisen ist in den Normen zu $10 \text{ cm} + 2 \ddot{u}$ festgesetzt; auf die hierin zugebilligten 10 cm Berührungslänge des Rades wurde aber im Interesse der Einfachheit hier verzichtet. Ist daher P das Gewicht des Vorderrades, so ergibt sich hieraus mit der in DIN 1075 vorgesehenen Stoßzahl von 1,4 ein Moment

$$M_p = 1,4 \frac{P}{\frac{2}{3} l} \cdot \frac{l}{4} \left(1 - \frac{\ddot{u}}{100 l} \right) = 0,525 P \left(1 - \frac{\ddot{u}}{100 l} \right);$$

hier und im folgenden ist \ddot{u} in cm, l in m, M und P in t bzw. mt/m ausgedrückt. Das auf die Breitereinheit bezogene Moment der ständig wirkenden Last ist, wenn das Einheitsgewicht der Überschüttung zu $2,0 \text{ t/m}^3$ angesetzt wird, was dem häufigsten Wert einer großen Anzahl daraufhin untersuchter Ausführungen entspricht, wenn ferner das Betondeckungsmaß a zu 3 cm genormt wird:

$$M_g = \frac{1}{8} l^2 (0,072 + 0,024 h + 0,020 \ddot{u}),$$

wobei h in cm ausgedrückt ist.

Da andererseits in DIN 1075 die Spannungen $\sigma_b = 45$, $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen sind, findet sich laut Bemessungstabelle $M = M_p + M_g = 0,00713 h^2$, also

$$0,00713 h^2 - (0,003 h + 0,009) l^2 = 0,0025 \ddot{u} l^2 + 0,525 P (1 - \ddot{u}/100 l).$$

Ferner ist $f_c = 0,675 h$ in cm^2/m Breite.

Die nomographische Umformung³ möge hier übergangen werden. Das Ergebnis ist in der Tafel Abb. 2 dargestellt; statt des nur mittelbar interessierenden Wertes h ist $d = h + 3$ aufgetragen, wobei berücksichtigt ist, daß nach DIN 1075 die Mindeststärke der Platte 12 cm betragen soll. Der Übergang über die Zapfenlinie hätte möglicherweise vermieden werden können, doch schien es dem Verfasser wichtiger, nach Möglichkeit mit lauter geradlinigen Skalen auszukommen.

Bei sehr hoher Überschüttung, wie sie bei Durchlässen⁴ unter Straßen oder Bahndämmen vorkommen, ist das obige Bemessungsverfahren nicht mehr gültig, da man dann statt mit einer Einzellast mit der auf die Flächeneinheit bezogenen Ersatzlast rechnen wird. Bezeichnet man mit q das Gewicht der Überschüttung einschließlich Nutzlast, jedoch ohne Eigengewicht der Platte, in t/m^2 , so ist $M = \frac{1}{8} l^2 (0,024 h + 0,072$

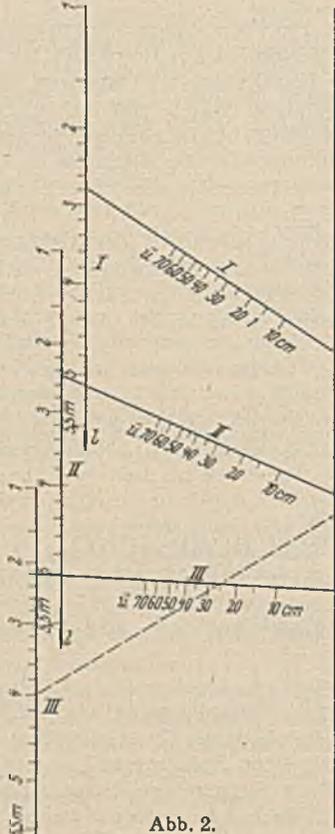


Abb. 2.

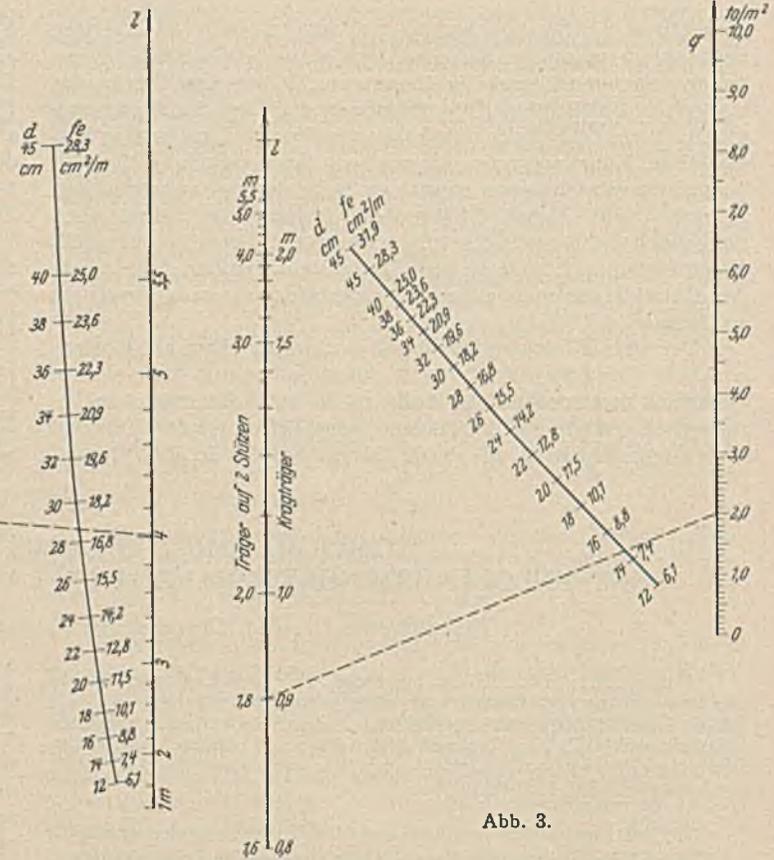


Abb. 3.

$+ q)$, andererseits $M = 0,00713 h^2$. Die nach Eliminierung von M sich ergebende Beziehung zwischen h , q und l ist in Abb. 3 nomographisch dargestellt.

Diese letzte Tafel bleibt auch für einseitig eingespannte Fußwege gültig, wenn unter q wieder die Summe von Nutzlast und Auflast (Estrich, Kabelkanäle usw.) verstanden wird, jedoch in der Bezifferung der Spannweite $\frac{1}{2} l$ statt l gesetzt wird, da bekanntlich eine Kragplatte das 4fache Moment einer beiderseits frei gelagerten Platte gleicher Länge hat ($\frac{1}{2} pl^2$ statt $\frac{1}{8} pl^2$).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Geschichte der Technik auf der diesjährigen Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure in Wien.

Auf der diesjährigen Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure in Wien findet zum erstenmal eine Fachsitzung „Geschichte der Technik“ statt. Der Verein greift damit keineswegs ein neues Arbeitsgebiet auf, denn er hat sich die Pflege der Geschichte der Technik schon seit seiner Gründung zur besonderen Aufgabe gemacht. Diese Bestrebungen haben seit der 1905 erfolgten Gründung des „Deutschen Museums“ in München einen starken Aufschwung erfahren. Wenige Jahre später schuf der Verein in seinem Jahrbuch „Beiträge zur Geschichte der Technik und Industrie“ das erste ausschließlich der Geschichte der Technik gewidmete Organ. Der 20. Band dieses Jahrbuches wird zur Wiener Hauptversammlung erscheinen. In der im Auftrage des Deutschen Museums vom VDI herausgegebenen Schriftenreihe „Deutsches Museum, Abhandlungen und Berichte“ wird eine Arbeit von Ingenieur Tanzer-Wien erscheinen, die unter dem Titel „Vom norischen Eisen zum steirischen Stahl“ die Entwicklung der steiermärkischen Eisenindustrie bis in die Gegenwart schildert. Den Vorsitz in der Fachsitzung „Geschichte der Technik“, die am 19. September, 15,30 Uhr, in der Albertina in Wien stattfindet, hat der um die Entwicklung der österreichischen Industrie hochverdiente Altmeister der österreichischen Technik, Exzellenz Exner, übernommen. Exzellenz Exner wird selbst in einem Vortrag „Über das österreichische Institut für Geschichte der Technik“ zeigen, wie weit die Bestrebungen zur Pflege der Geschichte der Technik in Österreich gediehen sind. Anschließend wird Hofrat Holey, der Präsident des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines, „Über den Schutz technischer Kulturdenkmale in Österreich“ sprechen. Die Bestrebungen zur Erhaltung technischer Kulturdenkmale, die in Deutschland vom VDI gemeinsam mit dem Deutschen Museum und dem Deutschen Bund Heimatschutz ins Leben gerufen wurden, haben in Österreich schon zu gesetzlichen Bestimmungen in München geführt. Als letzter Redner wird Hof-

rat Erhard, der kürzlich zurückgetretene Direktor des Technischen Museums für Industrie und Gewerbe in Wien und derzeitige 1. Vorsitzende des Österreichischen Vereines deutscher Ingenieure, einen Vortrag über „Österreichs Technik in Dokumenten der Zeit“ halten, worauf die Eröffnung der Ausstellung „Österreichs Technik in Dokumenten der Zeit“ stattfindet.

Die Teilnahme an der Fachsitzung „Geschichte der Technik“ ist für die Teilnehmer der Hauptversammlung und für die VDI-Mitglieder ohne weiteres möglich. Sonstige Interessenten erhalten auf Anfordern kostenlos Zulassungskarten von der Geschäftsstelle des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Ingenieurhaus.

Zur genauen Berechnung von mehrteiligen, durch Schnallen verbundenen Säulen.

Von Ingenieur J. A. Pieters, Sofia.

In Heft 9, Jahrgang 1930, des „Bauingenieur“ berechnet Herr Assistent F. Brandeis die mehrteiligen, durch Schnallen verbundenen und durch wagerechte Kräfte beanspruchten Säulen und faßt dieselben zu diesem Zwecke als mehrstöckige Rahmen auf. Hierbei macht Herr Brandeis den wesentlichen Fehler, die durch die Horizontalbelastung hervorgerufenen senkrechten Stabkräfte zu vernachlässigen.

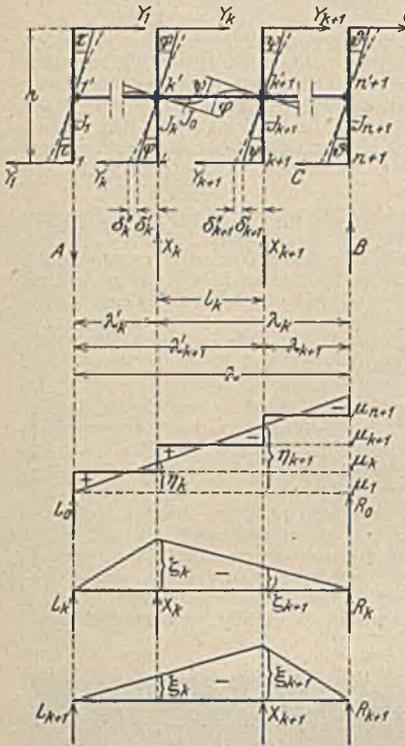
Betrachtet man die mittlere Schnalle mit den anschließenden Pfostenstücken, so darf man die Nullpunkte der Pfostenmomente in die Mitten der Felderhöhen legen und die Annahme treffen, daß diese Punkte keine relative wagerechte oder senkrechte Verschiebung erleiden. Unter dieser Voraussetzung wäre, nach der Auffassung von Herrn Brandeis, die in seiner Abb. 6 dargestellte Stabverbindung dreifach statisch unbestimmt, denn die Kraft X_4 ist durch die Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ gegeben.

Tatsächlich haben wir es hier aber mit einem fünffach statisch unbestimmten Gebilde zu tun, wobei wir die wagerechten Pfosten-

querkräfte X_a, X_b und X_c und die mittleren senkrechten Stabkräfte X_d und X_e als die Überzähligen ansehen können. Deshalb können die von Herrn Brandeis entwickelten Ausdrücke nicht richtig sein; sie werden es nur für einige Sonderfälle, bei denen die vernachlässigten überzähligen Größen zu Null werden, und zwar bei der symmetrischen zwei- und dreiteiligen Säule.

Im folgenden soll die Berechnung dieser Säulen richtiggestellt und hierzu ein einfaches Verfahren benutzt werden. Wir betrachten die mehrteilige Säule mit n Feldern als allgemeinen Fall und bezeichnen die senkrechten Überzähligen mit $X_2, \dots, X_k, \dots, X_n$ und die waagerechten mit $Y_1, \dots, Y_k, \dots, Y_n$. Die Stabverbindung ist demnach $(2n - 1)$ fach statisch unbestimmt.

Die Lösung der Aufgabe wird nun dadurch vereinfacht, daß wir die Bestimmung der waagerechten Überzähligen von derjenigen der senkrechten trennen und hierzu als Hauptnetz den mit den Momenten



$$\mu_1 = Y_1 h, \dots, \mu_k = Y_k h, \dots, \mu_{n+1} = C h$$

belasteten durchgehenden Riegel des Rahmens einführen.

Mit den Bezeichnungen der Abb. ist

$$(1) \begin{cases} C = Q - Y_1 - \dots - Y_n \\ - Y_k - \dots - Y_n \end{cases}$$

wenn Q die waagerechte Belastung bedeutet, und ferner

$$(2) \begin{cases} \eta_k = -\frac{Q h}{\lambda} \lambda'_k; \\ \eta_{k+1} = -\frac{Q h}{\lambda} \lambda'_{k+1}; \\ \dots \\ \zeta_{k-1} = -X_k \frac{\lambda_k}{\lambda} \lambda'_{k-1}; \\ \zeta_k = -X_k \frac{\lambda'_k}{\lambda} \lambda_k; \\ \zeta_{k+1} = -X_k \frac{\lambda'_k}{\lambda} \lambda_{k+1}; \\ \dots \end{cases}$$

Als Auflagerdrücke aus der Belastung durch die Momentenflächen finden wir nun

$$(3) \begin{cases} I_0 = \frac{h}{2\lambda} (Y_1 \lambda_1^2 + \dots + Y_k \lambda_k^2 + \dots + Y_n \lambda_n^2) - \frac{Q h \lambda}{6}; \\ I_k = -\frac{X_k \lambda_k \lambda'_k}{6\lambda} (\lambda + \lambda_k); \\ R_k = -\frac{X_k \lambda_k \lambda'_k}{6\lambda} (\lambda + \lambda'_k); \\ \dots \end{cases}$$

Mit diesen Werten lassen sich die $E J_0$ -fachen Vertikalverschiebungen der Knoten $2', \dots, k', \dots, n'$ bestimmen aus

$$(4) \begin{cases} E J_0 \Delta_k = I_0 \lambda'_k - \frac{h}{2} \times \\ [Y_1 (\lambda'_k)^2 + Y_2 (\lambda'_k - \lambda_1)^2 + \dots + Y_{k-1} (\lambda'_k - \lambda_1 - \dots - \lambda_{k-2})^2] \\ - \frac{\eta_k (\lambda'_k)^2}{6}; \\ E J_0 \delta_{k(k-1)} = L_k \lambda'_{k-1} - \frac{\zeta_{k-1} (\lambda'_{k-1})^2}{6}; \\ E J_0 \delta_{kk} = L_k \lambda'_k - \frac{\zeta_k (\lambda'_k)^2}{6}; \\ E J_0 \delta_{k(k+1)} = R_k \lambda_{k+1} - \frac{\zeta_{k+1} \lambda_{k+1}^2}{6}; \\ \dots \end{cases}$$

Bei unverschieblichen Knotenpunkten lautet die k te Gleichung der zur Berechnung von $X_2, \dots, X_k, \dots, X_n$ erforderlichen $(n-1)$ Elastizitätsgleichungen

$$(5) E J_0 (\Delta_k + \delta_{2k} + \dots + \delta_{kk} + \dots + \delta_{nk}) = 0.$$

Zur Bestimmung der Überzähligen $Y_1, \dots, Y_k, \dots, Y_n$ können in Gleichungen von der Form

$$(6) \delta'_k - \delta'_{k+1} + \delta''_k - \delta''_{k+1} = 0.$$

angeschrieben werden. Sie besagen, daß die relative waagerechte Verschiebung der Pfostenschnittpunkte $1, \dots, k, \dots, (n+1)$ gleich Null ist. Setzen wir die Werte

$$\delta'_k = \frac{h}{2} \varphi; \delta'_{k+1} = \frac{h}{2} \psi$$

in Gl. (6) ein und multiplizieren wir dieselbe mit $\frac{2 E J_0}{h}$, so erhalten wir

$$(7) E J_0 (\varphi - \psi) + \frac{2 E J_0}{h} (\delta''_k - \delta''_{k+1}) = 0.$$

Diese Gleichung hat allgemeine Gültigkeit und kann so oft angeschrieben werden als Felder vorhanden sind. Das erste Glied ist für jedes Feld in einfacher Weise zu deuten: φ und ψ sind die Drehwinkel der benachbarten Knoten k' und $k'+1$ und $E J_0 (\varphi - \psi)$ bedeutet demnach die Differenz der Auflagerquerkräfte des k ten Feldes aus der Momentenflächenbelastung. Diese Differenz ist gleich dem zum selben Felde gehörigen Teil der Momentenfläche des Riegels und in allen Fällen sehr einfach zu ermitteln. Man findet ganz allgemein

$$(8) \begin{cases} E J_0 (\varphi - \psi) = [2 h (Y_1 + Y_2 + \dots + Y_k) \\ + \eta_k + \eta_{k+1} + \zeta_k + \zeta_{k+1} + \xi_k + \xi_{k+1} + \dots] \frac{l_k}{2} \end{cases}$$

δ''_k und δ''_{k+1} bedeuten die Durchbiegung des k ten bzw. $(k+1)$ ten Pfostens an der Schnittstelle und werden berechnet zu

$$(9) \delta''_k = \int_0^{\frac{h}{2}} \frac{M x dx}{E J_k} = \frac{Y_k}{E J_k} \int_0^{\frac{h}{2}} x^2 dx = \frac{Y_k h^3}{24 E J_k}; \delta''_{k+1} = \frac{Y_{k+1} h^3}{24 E J_{k+1}}$$

Es mögen nun noch die Ausdrücke für die überzähligen Pfostenquerkräfte und Stabkräfte der zwei- und dreiteiligen Säule angegeben werden. Sie lauten

1. bei der zweiteiligen Säule mit dem Pfostenabstand l :

a) waagerechte Pfostenquerkraft

$$Y_1 = \frac{x_2 + 6}{x_1 + x_2 + 12} Q,$$

worin

$$x_1 = \frac{J_0 h}{J_1 l}; x_2 = \frac{J_0 h}{J_2 l};$$

b) senkrechte Stabkräfte

$$A = B = \frac{Q h}{l}$$

2. bei der dreiteiligen Säule:

a) waagerechte Pfostenquerkräfte

$$Y_1 = \frac{l_2 (h l_1 + \lambda x_2) (h + 2 x_3) Q}{N}$$

$$Y_2 = \frac{l_1 [h^2 \lambda + h (\lambda + l_1) x_1 + h (\lambda + l_2) x_2 + 2 \lambda x_1 x_2] Q}{N}$$

worin

$$N = 3 h l_1 l_2 (x_3 - x_1) + h \lambda (\lambda x_2 + l_1 x_3) + 2 h \lambda l_1 (h + 2 x_1) + 2 \lambda l_1 x_1 (x_2 + x_3) + 2 \lambda l_2 x_2 x_3$$

$$\text{und } x_1 = \frac{J_0 h^2}{6 J_1 l_1}; x_2 = \frac{J_0 h^2}{6 J_2 l_2}; x_3 = \frac{J_0 h^2}{6 J_3 l_2};$$

b) senkrechte Stabkraft des mittleren Pfostens

$$X_2 = \frac{3 h \lambda Y_1 + 3 h l_2 Y_2 - h (\lambda + l_1) Q}{2 l_1 l_2}$$

c) senkrechte Stabkräfte der äußeren Pfosten

$$A = \frac{Q h + X_2 l_2}{\lambda}; B = \frac{Q h - X_2 l_1}{\lambda}$$

Im Falle $l_1 = l_2 = l; J_1 = J_2; x_1 = x_2$ wird

$$Y_1 = \frac{(h + 2 x_2) Q}{4 h + 2 x_1 + 4 x_2}; Y_2 = \frac{(h + x_1) Q}{2 h + x_1 + 2 x_2};$$

$$X_2 = 0; A = B = \frac{Q h}{\lambda}$$

Wird das Trägheitsmoment der drei Pfosten gleich groß = J und demnach

$$x = \frac{J_0 h^2}{6 J l}$$

so ergibt sich

$$Y_1 = \frac{(h + 2 x) Q}{4 h + 6 x}; Y_2 = \frac{(h + x) Q}{2 h + 3 x}$$

Erwiderung auf die Zuschrift des Herrn Ing. J. A. Pieters, Sofia.

Herr Ingenieur Pieters, Sofia, fühlt sich berufen, „wesentliche Fehler“, die aber überhaupt nicht vorhanden sind, „richtigzustellen“, vergißt aber dabei, daß er nach seiner Berechnungsart zu demselben Ergebnis gelangt. Ein einfacher Vergleich der Resultate, durch Umrechnung seiner Konstanten α , hätte ihm diese Arbeit erspart, selbst für den Fall, daß er sich in das Wesen meiner Berechnungsart nicht vertiefen konnte.

Das in Abb. 6 meiner Abhandlung dargestellte System ist, wenn ich dem Gedankengang Pieters folge, fünffach statisch unbestimmt, auch nach der „Auffassung des Herrn Brandeis“, nur hat Herr Pieters überschen, daß ich meine Verschiebungen schon am zweifach statisch unbestimmten Grundsystem berechne, was ihm durch einen Blick auf Seite 148, Abschn. 3, Abs. 3 klar geworden wäre. („Die Verschiebungen γ sind am Grundsystem Abb. 6 zu berechnen“, wobei dieses Grundsystem knapp vorher definiert ist: „Die Punkte A, B, C, D können vertikal keine Verschiebungen erleiden.“ Also Konti-Träger mit Kragarmen: zweifach statisch unbestimmt.) Daher habe ich das System für meine weitere Rechnung nurmehr dreifach statisch unbestimmt.

Bei meinem erschienenen Aufsatz hat es sich in der Hauptsache darum gehandelt, den Schnallenanschluß zu berechnen, wozu ich nur die genauen Anschlußmomente zwischen den Riegeln und Stielen brauche, obzwar es natürlich gar keine Schwierigkeit bereitet, auch den ganzen Kräfteverlauf über das System zu ermitteln, um auf diese Weise diese Berechnungsart z. B. für eine Näherungsberechnung von Windkräften auf einen Stockwerksrahmen im Hochbau anzuwenden.

Damit hoffe ich die Bedenken des Herrn Pieters zerstreut zu haben und möchte noch zu seiner Zuschrift folgendes mitteilen. Trotzdem in seiner Berechnung von einer Vereinfachung durch Trennung der waagrechten und senkrechten Überzähligen gesprochen wird, geht diese Tatsache aus dem Folgenden nicht klar hervor, da die bezüglichen Gleichungen (5) und (6) bzw. (7) bzw. (8) in jeder Gleichung beide Arten der Unbekannten enthalten und die Art der Trennung für die weitere Rechnung nicht erläutert wird. Auf jeden Fall dürfte sich die Auflösung dieser Gleichungen, wo $n-1$ mehr Unbekannte vorkommen, nicht so einfach darstellen, als wenn man den Konti-Träger, der für die hier in Betracht kommenden Belastungsfälle äußerst leicht zu berechnen ist, als Grundsystem annimmt und die Verschiebungsgrößen für die Ermittlung der übrigen Unbekannten an diesem Grundsystem ermittelt.

Bei dieser Gelegenheit möchte ich noch um Richtigstellung nachstehender Fehler in meiner Abhandlung in Heft 9 bitten: Seite 149 Abschn. 4, Zeile 6:

$$\delta_{ab} = -1/4$$

womit die Formel (4) richtig lautet:

$$X_1 = Q \frac{H_2 + 6}{H_1 + H_2 + 12} X_0$$

$$= Q \frac{H_1 + 6}{H_1 + H_2 + 12}$$

Seite 150, Zeile 5

$$\alpha = \frac{1}{3l_1 + 2l_2} \cdot \gamma = \frac{1}{3l_1 + 2l_2}$$

Ing. Brandeis, Zlin.

Einstürze im Abwasserkanal von Southfield Road in Detroit (Michigan).

(Nach „Engineering News Record“,
Jahrg. 1930, S. 105, Nr. 1.)

Der Bericht gibt von einer Bauausführung Kenntnis, die es sowohl an fachmännischer Qualitätsarbeit als auch an gründlicher Projektierung hat fehlen lassen. Die an den Bruchstellen entnommenen Betonproben haben die Minderwertigkeit des verwendeten Betonmaterials und den Mangel an Sorgfalt in der Ausführung einwandfrei erwiesen. Hinzu kam ein offensichtlicher Fehler in der Konstruktion; denn beim Übergang in völlig anders geartete Untergrundverhältnisse hätte dieser Tatsache durch eine entsprechende konstruktive Änderung des Tunnelkörpers, etwa durch Hinzunahme einer geeigneten Bewehrung, Rechnung getragen werden müssen. Die Ursache zu den Brüchen ist höchst wahrscheinlich darin zu suchen, daß durch Arbeitsfugen und Risse im Beton Grundwasser eindrang, welches den feinen Sand aus dem umgebenden Untergrund mit sich führte. Durch Unterhöhlung und darauffolgende Setzung des Tunnelkörpers ist dann der Einsturz herbeigeführt worden.

In der zweiten Hälfte des Jahres 1929 ereigneten sich im unteren Teil der neuen Southfield-Road-Abwasserkanalisation in Detroit drei schwere Einstürze. Die Leitung, die in einer Tiefe von etwas über

12 m unter Gelände liegt, ist als ringförmiger, unbewehrter Betonquerschnitt ausgebildet. Ihr lichter Durchmesser beträgt 3,05 m bei einer Wandstärke von 0,40 m, ihre gesamte Länge mißt 15,3 km.

Die Bohrproben des Untergrundes ergaben auf eine Tiefe von rd. 27 m den für die Umgegend Detroits charakteristischen gelben und blauen Ton für den größten Teil der Strecke. Im unteren Teil dagegen liegt der Ton über einem feinen, nassen Sand, der auf einer Strecke von rd. 1 km bis 7,5 m unter Geländeoberkante ansteigt. Da die Sohle des Kanals rd. 12 m unter Gelände liegt, so mußte die Leitung durch diesen wasserführenden Sand hindurch geführt werden. Dem Bau durch diese Strecke stellten sich erhebliche Schwierigkeiten entgegen, da der Sand äußerst fein war (97% gingen durch ein 30-Maschensieb) und der Grundwasserspiegel an der Berührungslinie mit der Tonschicht stand, so daß der ganze Stollen der unteren Strecke unter Wasserdruck gesetzt wurde.

Zum Vortreiben des Tunnels wurden keine Schilde verwendet. Wo man auf den nassen Sand stieß, nahm man Druckluft zu Hilfe; aber in Anbetracht der Beschaffenheit des Materials war der Druck schwer zu halten. Auch kam es mitunter vor, daß man das Wasser auf der Sohle nicht vollständig wegbrachte, da die Luft ihren Weg seitlich durch die Sandschicht nahm und an der Geländeoberfläche in einiger Entfernung vom Stollen, und zwar an Stellen, wo die Tonschicht von Quellen durchbohrt war, entwich.

Aus den Berichten geht leider nicht hervor, wie der Sohlenbeton unter diesen kritischen Verhältnissen eingebracht wurde. Der Aufsichtsbeamte eines Unternehmers hat angegeben, daß es unmöglich war, mehr als 0,7 at Überdruck im Stollen zu halten, selbst als die Luftzufuhr 71 m³/min betrug, und daß die letzten 45 cm Wasser auf der Sohle mittels Pumpen entfernt werden mußten. Andererseits hat der Oberinspektor bezeugt, daß der Luftdruck im Stollen zeitweise 1,4 at betrug, und daß kein einziges Mal Beton in Wasser eingebracht wurde.

Nach der Fertigstellung und Abnahme des Tunnels im Januar 1929 wurden die ersten Risse im Scheitel und in den Kämpfern des Gewölbes im Juni 1929 entdeckt. An der Oberfläche der Straße machte sich auch eine leichte Setzung der Fahrbahn bemerkbar. Die Ausbesserungen wurden indessen aus unbekanntem Gründen erst im November, also 5 Monate später, begonnen, und zu diesem Zeitpunkt wurde der Kanal schon in schwer beschädigtem Zustande vorgefunden. Das eingedrungene Wasser wurde ausgepumpt und der Kanal von der Oberfläche her aufgegraben. Inzwischen ging die Zerstörung offenbar infolge senkrechter Abscherung an den Arbeitsfugen weiter, bis das Maß der Verlagerung die Hälfte des Tunneldurchmessers erreicht hatte.



Abb. 1.



Abb. 2.

In Abb. 1 sieht man die senkrechte Verschiebung um 1,50 m an der Einbruchstelle. Es ist keine Verzahnung der Arbeitsfugen vorhanden.

Während der Ausbesserungsversuche an dieser Stelle wurde beobachtet, daß sich das Wasser vom unteren Teil her staute. Eine Kontrolle ergab, daß rd. 900 m unterhalb ein weiterer Einsturz erfolgt war, der ebenfalls durch eine Einsenkung der Straßenfahrbahn bemerkbar war. Kurze Zeit darauf ereignete sich ein dritter Einsturz am Schnittpunkt zweier Baulose, der eine starke Versackung der darüberliegenden Straße im Ausmaß von etwa 800 m³ hervorrief. Abb. 2 zeigt das Innere des Tunnels an diesem Punkt. Man kann die vertikale Verlagerung an 3 Querschnitten erkennen. Der Kanal ist mit dem vom Scheitel her eingedrungenen Sand angefüllt. Die unregelmäßige Form des Tunnels ist an der Wasserspiegellinie ersichtlich, auch erkennt man deutlich die Risse im Scheitel.

Eine Untersuchungskommission sah keine andere Möglichkeit, den Kanal, der voll Wasser stand, leer zu bekommen, ohne dem

Tunnel den äußeren Wasserdruck zumuten zu müssen und dadurch die Gefahr weiterer Einstürze heraufzubeschwören, als Brunnenrohre bis zum Felsuntergrund hinunter zu treiben und den Grundwasserspiegel zu senken. An der Stelle des zweiten Einsturzes wurde zu beiden Seiten des Kanals je ein Rohr von 25 cm Dmr. 27,5 m tief eingetrieben und bei einer Pumpenleistung von 2,3 m³/min senkte sich der Wasserspiegel bis zum Sohlenniveau. Am dritten Einsturz waren vier Brunnen mit 10,3 m³/min Saugleistung nötig, um dieselbe Spiegel-senkung zu erzielen.

Der Verlauf der Kanalachse und das Gefälle sind sehr unregel-mäßig. Es sind Abweichungen von 1,50 m von der Geraden vorhanden, auch ist die innere Form des Tunnels nur annähernd eingehalten. Die Unregelmäßigkeit in der Sohlneigung fällt durch die ver-schiedene Tiefe von 15 bis 60 cm des stehenden Wassers auf.

In dem unbeschädigt gebliebenen Teil des Kanals bemerkt man an den Arbeitsfugen eine Anzahl Umfangrisse und einige Schräg-

risse vom Scheitel bis zur Sohle unter einem Winkel von 45° zur Tunnel-achse. Durch alle diese Risse sickert Wasser.

Am ersten und dritten Einsturz ist der Bruch durch vertikale Verschiebung der Tunnelröhre infolge Scherbeanspruchung erfolgt. Diese Verlagerungen haben dem Sand vom Scheitel her Eintritt verschafft. Das Maß der Verschiebung war an der ersten Stelle 1,50 m, an der dritten Stelle rd. 45 cm.

Die untere Querschnittshälfte des Kanals hat einen Zementputz erhalten, der sich leicht abblättern läßt. Kernstücke aus dem Beton-mantel erwiesen sich als leichtes, poröses, offensichtlich zementarmes Material von stellenweise nur 30 cm Stärke.

Zur Wiederherstellung der eingestürzten Teile wird man zu beiden Seiten eine Spundwand bis zum Felsen hinuntertreiben und von oben her aufgraben müssen. Der zerstörte Beton muß durch neuen, in offener Baugrube einzubringenden ersetzt werden.

Dipl.-Ing. E. Ringwald.

Zusammenstellung der größten Staumauern der Welt.

Nach statistischen Daten des Bureau of Reclamation. („Engineering News Record“ 17. Juli 1930.)

I. Staumauern in den Vereinigten Staaten von Amerika.

| Name | Ort | Bauart | Höhe in m | Inhalt in m ³ |
|------------------------------|--------------------|--|-----------|--------------------------|
| Boulder ¹ | Arizona-Newada | Beton-Schergewichtsmauer | 213,36 | |
| San Gabriel ² | California | Schwere Betonbogenstaumauer | 152,10 | 2 905 000 |
| Owyhee ³ | Oregon | Schwere Betonbogenstaumauer | 123,44 | 420 500 |
| Diablo ³ | Washington | Beton-Bogenstaumauer (constant angle) | 121,92 | 210 000 |
| Pacoima | California | Beton-Bogenstaumauer (constant angle) | 115,82 | 182 000 |
| Pardee | California | Schwere Betonbogenstaumauer | 108,81 | 470 000 |
| Arrowrock | Idaho | Schwere Betonbogenstaumauer mit Blockein-lagen | 106,37 | 447 500 |
| O'Shaughnessy | California | Schwere Bogenstaumauer aus Zyklopenmauer-werk | 104,85 | 298 500 |
| Exchequer | California | Schwere Betonbogenstaumauer | 100,58 | 336 500 |
| Salt Springs ³ | California | Steinfülldamm mit Betonabdeckung | 100,58 | 2 293 500 |
| Shoshone | Wyoming | Bogenstaumauer mit Steineinlagen | 99,97 | 60 000 |
| Kedsico | New York | Schergewichtsmauer aus Zyklopenmauerwerk | 93,57 | 688 000 |
| Elephant Butte | New Mexico | Beton-Schergewichtsmauer mit Blockeinlagen | 93,26 | 463 000 |
| Horse Mesa | Arizona | Beton-Bogenstaumauer (constant angle) | 92,96 | 113 000 |
| Dix River | Kentucky | Steinfülldamm | 83,82 | 1 336 000 |
| Lake Pleasant | Arizona | Aufgelöste Bogenstaumauer | 78,03 | 55 000 |
| Coolidge | Arizona | Aufgelöste Kuppelstaumauer | 75,90 | 144 000 |
| Cobble Mountain ³ | Massachusetts | Erddamm | 74,67 | 1 376 000 |
| Tieton | Washington | Erd- und Steinfülldamm | 67,66 | 1 525 000 |
| Calaveras | California | Erddamm | 65,53 | 2 064 000 |
| Gatun | Canal Zone, Panama | Erddamm | 35,05 | 17 551 500 |
| Saluda ³ | South Carolina | Erddamm | 63,40 | 8 410 000 |
| Machusett, North Dike | Massachusetts | Erddamm, Spundwand als Kern | 24,38 | 4 205 000 |
| Englewood | Ohio | Erddamm | 36,57 | 2 676 000 |
| Standley Lake | Colorado | Erddamm mit Lehmkern | 34,44 | 2 485 000 |
| Lower San Fernando | California | Erddamm | 37,48 | 2 074 000 |
| Scituate | Rhode Island | Erddamm | 54,86 | 1 911 500 |
| San Pablo | California | Erddamm | 33,53 | 1 720 000 |
| Mc. Kay | Oregon | Kiesfüllung, Betonpflaster | 48,77 | 1 768 500 |

¹ Genehmigt. — ² Bau unterbrochen. — ³ Im Bau.

II. Staumauern außerhalb der Vereinigten Staaten von Amerika.

| Name | Ort | Bauart | Höhe in m | Inhalt in m ³ |
|-------------------------|------------|---|-----------|--------------------------|
| Chambon | Frankreich | Beton-Schergewichtsmauer | 127,00 | 503 000 |
| Schrach | Schweiz | Beton-Schergewichtsmauer | 110,34 | 233 000 |
| Camarassa | Spanien | Schwere Betonbogenstaumauer | 102,10 | 216 500 |
| Talarn | Spanien | — | 97,53 | — |
| Bhaudardara | Indien | Beton-Schergewichtsmauer | 85,95 | 340 000 |
| Suviana | Italien | — | 85,03 | 260 000 |
| Chavanon | Frankreich | — | 85,03 | — |
| Montejaque | Spanien | Betonbogenstaumauer | 83,20 | — |
| San Antonio | Spanien | Schwere Betonbogenstaumauer | 81,98 | 278 500 |
| Assuan | Ägypten | Beton-Schergewichtsmauer | 45,06 | 917 500 |
| Grimsel | Schweiz | Schwere Betonbogenstaumauer | 81,08 | — |
| La Broquilla | Mexico | — | 79,55 | 298 000 |
| Rodriguez ¹ | Mexico | Ambursen | 77,72 | 229 500 |
| Barberine | Schweiz | Schergewichtsmauer | 76,81 | 210 500 |
| Burrinjuck | Australien | Gebogene Schergewichtsmauer in Zyklopen-mauerwerk | 75,28 | 245 000 |
| Campliecioli | Italien | Beton-Schergewichtsmauer | 74,98 | 230 000 |
| Tirso | Italien | Aufgelöste Bogensperre | 72,85 | 164 000 |
| Hume ¹ | Australien | Erddamm, mit Betonüberfall | 60,96 | ² 3 390 000 |
| Don Martin ¹ | Mexico | Erddamm, mit Betonüberfall | 32,00 | ³ 2 050 000 |
| Necaxa No. | Mexico | Erddamm | 57,91 | 1 758 500 |
| Patillas | Porto-Rico | Erddamm | 44,80 | 703 500 |
| Lloyd | Indien | Bruchsteinmauerwerk | 57,91 | 61 000 |

¹ Im Bau. — ² 2 980 000 m³ Erde; 410 000 m³ Beton. — ³ 1 910 000 m³ Erde, 140 000 m³ Beton.

E. P.

Entwurf und Bau der Stahlkonstruktion für ein 283 m hohes Turmhaus.

Das Stahlgerippe für das Manhattan-Bankhaus (3000 m² Grundfläche, 283 m Höhe bis zur Fahnenstangenspitze, Abb. 1) in New York mit 15 300 t Gesamtgewicht, ist in 3 1/2 Monaten errichtet worden. Diese Leistung hat man erreicht durch Übertragung der Entwürfe, Herstellungs- und Zusammenbauarbeiten an ein Stahlwerk, das im Verein mit einem beratenden Ingenieur und seinen Hilfskräften die Baupläne in 7 Wochen ausarbeitete, durch Fertigstellung der Gründungen für das Stahlgerippe während des Abbruchs der alten Gebäude und durch Heranziehung zweier weiterer Werke für die Baustahllieferungen.



Abb. 1.

Die Säulen wurden in jedem zweiten Geschoss, 0,5 m über dem Fußboden, gestoßen, so daß sich für die gewöhnlichen Stücke eine Länge von 7,5 m ergab. Die schwersten Stücke waren 10,5 m lang und wogen 3 t/m. Ungewöhnliche Träger (s. Abb. 2) mit 2000 t Belastung der Endständer, machten sich über dem 10 m breiten und 26 m langen, säulenfreien Banksaal (in den beiden untersten Geschossen) nötig. Der Berechnung des Windverbands sind vom 8. bis zum 60. Geschoss 100 kg/m², darüber 150 kg/m² zugrundegelegt worden; für die untersten 7 Geschosse war, wegen des Schutzes durch die Nachbargebäude, keine

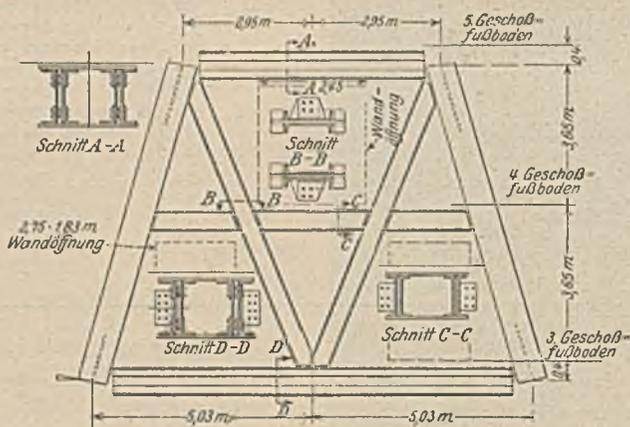


Abb. 2.

Sicherung gegen Windangriff nötig. Die Windverstrebung verteilt den Winddruck derart, daß die Durchbiegungen der Gurtungen gleich werden, also das Gebäude einheitlich dem Wind entgegenwirkt.

Für den Zusammenbau dienten Schwenkkrane, zwei mit je 45 und drei mit je 13,5 t Tragkraft, die zunächst im 13. Geschoss standen und nach Bedarf höher aufgestellt wurden. Die 8 m hohe Turmspitze ist im ganzen versetzt worden. (Nach O. F. Sieder, Chefingenieur der Bauunternehmung in New York. „Engineering News Record“ 1930, I. Hj., S. 756—761 mit 4 Zeichnungen und 4 Lichtbildern.)

Gemeinsames Verlegen von 36 Rohrleitungen durch den Harlemfluß.

Die New-Yorker Zentralbahn hat zur Verlegung ihrer Kraft-, Melde- und Nachrichten-Leitungen durch den Harlemfluß in New York, um die Unzuverlässigkeiten der gewöhnlichen Kabel zu vermeiden, 36 schwere schweißeiserne Rohrleitungen, 28 von 10 und 8 von 9 cm

Weite, 10,5 m unter Niedrigwasser verlegen lassen. Die 190 m langen Rohrleitungen sind auf einem Lagerplatz am Ufer hergestellt, mit vier Anstrichen versehen und durch Holzrahmen (s. Abb.) in je 3 m Abstand in 4 waagerechte Reihen zusammengefaßt worden. Zur Sicherung der gleichmäßigen Biegung aller Rohrleitungen in den



Böschungsstrecken sind sie nicht einzeln, sondern alle miteinander gebogen worden. Dazu verwendete die ausführende Bauunternehmung ihre vier größten Schwimmschwenkkrane mit 36, 30, 30 und 39 m langen waagerechten Hangbäumen (s. Abb.), deren Hangseile genau nach der vorgesehenen, parabolischen Kurve bemessen waren. Die vier fest verbundenen Schwimmkrane, mit den fertiggebogenen Rohrleitungen darangehängt, sind dann an den fertig gebaggerten Graben (in festem Lehm) herangefahren und das Rohrbündel ist nach einem genau vorbereiteten Arbeitsplan in Absätzen von 0,3 m versenkt worden. Das Versenken erforderte trotz widriger Flut- und Windströmungen nur einen halben Tag. Während des Einfahrens ist, zur Abminderung des angehängten Gewichts der waagerechte Teil des Rohrbündels untergetaucht gehalten worden. (Nach „Engineering News Record“ 1930, I. Hj., S. 763—765, mit 2 Zeichnungen und 3 Lichtbildern)

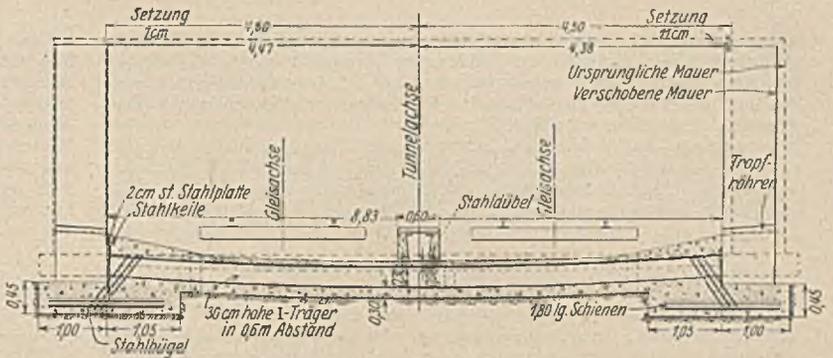
Der Stand des Hochhausbaues in Amerika.

Im Juli 1929 gab es in den Vereinigten Staaten, in den Städten mit 50 000 und mehr Einwohnern, 4778 Gebäude mit zehn und mehr Geschossen. Zählt man als Hochhäuser (wie z. B. in New York) aber nur solche mit 20 und mehr Geschossen so sind es nur 377, davon 188 in New York, 65 in Chicago, 22 in Philadelphia, 19 in Detroit und 15 in Pittsburg. Los Angeles mit mehr als 1 Million Einwohnern hatte nur ein Hochhaus. 10 von den Hochhäusern hatten mehr als 150 m Höhe, davon das 1913 fertiggestellte Woolworthgebäude, als das zur Zeit höchste, 241,5 m. Das vor der Vollendung stehende Chryslerhaus wird bis zur obersten Turmspitze 319 m hoch werden. Man soll die Gebäudehöhe aber erst nach der Vollendung verzeichnen, denn Änderungen um einige Fuß (oder auch einige Geschosse) kommen vor, und große, durchgearbeitete Planungen sind unausgeführt geblieben. Eine Änderung wird in New York das Baugesetz von 1929 bringen, das die größte Gebäudehöhe auf das 1,75fache der größten Straßbreite beschränkt, das aber noch nicht in Kraft gesetzt ist. Das gewaltigste Hochhaus wird das Merchandis-Mart-Gebäude in Chicago mit 1,5 Mill m³ umbautem Raum und 18 Hauptgeschossen werden, während das Woolworthgebäude nur 0,37 Mill. m³ enthält. Neben den obengenannten Stahlgerippe-Hochhäusern bestanden im Oktober 1927 631 Eisenbetongebäude mit 10 und mehr Geschossen in den Vereinigten Staaten, wovon 110 auf Illinois, 67 auf Kalifornien, 57 auf Texas, 47 auf New York und 39 auf Minnesota entfielen. Das

größte ist das 1926—1929 erbaute Master-Printers-Haus in New York mit 94,5 m Höhe. Kanada hatte zur Zeit der Aufstellung 16 Eisenbetonhochhäuser, doch ist seitdem eines mit 21 Geschossen und 77,5 m Höhe dazugekommen. Das größte Betongebäude der Welt ist das 1925—1926 erbaute Hotel Palacio Salvo in Montevideo (Uruguay) mit 28 Geschossen über und 2 unter der Fußweghöhe und 103 m Höhe. (Nach Robins Fleming, Eng. 1930, 1. Hj., S. 581—582.) N.

Aussteifung eines durch Gebirgsdruck gefährdeten Eisenbahntunnels.

Ein zweigleisiger Tunnel der Südpacificbahn bei San Francisco mit einem Verkehr von 125 Zügen täglich, zeigte im Jahre 1927 an zwei Stellen auf 8 und 16 m Länge Setzungen der 75 cm starken Betonmauern um 11 und 7 cm und eine Verringerung der lichten Weite in Schienenhöhe um 17 cm. Dem weiteren Vorrücken der seitlichen Mauern bot man zunächst durch holzerne, in der Tunnelmitte gestoßene Steifen unter den Schienen Einhalt. Zur dauernden Sicherung wurden die Mauergründungen um 45 cm vertieft und auf 2 m verbreitert, 30 cm hohe I-Träger in Abständen von 60 cm als Steifen eingezogen und mit den Bewehrungsschienen der Gründungen durch Bügel verbunden, endlich die Eisen abwechselnd in 60 cm breiten Streifen einbetoniert (s. Abb.) Zum Einziehen der I-Träger wurde der Zug-



verkehr täglich von 0.10 bis 5.30 h auf ein Gleis beschränkt und das gesperrte Gleis zur Anfuhr der Baustoffe benutzt. Die ganze Arbeit, einschließlich des Entwässerungsumbaus und der Schottererneuerung, erforderte bei Zweischichtenbetrieb 3 1/2 Monate. Die künftige Überwachung der Mauerbewegungen erleichtern Messingbolzen, die in die Tunnelwände in Abständen von 30 m eingelassen worden sind. (Nach „Engineering News Record“ 1930, 1. Hj., S. 689—690 mit 1 Zeichnung.) N.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

EDUARD FABER †.

Am 2. Mai 1930 starb in München im 77. Lebensjahr der Altmeister des Wasserbaues: Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. E. h. Dr. rer. pol. E. h. Eduard Faber. Die Fachwelt verliert in ihm nicht nur den unermüdeten Förderer süddeutschen Kanal- und Flußbaues, sondern einen der bedeutendsten Wasserbauer überhaupt, der im In- und Ausland hohes Ansehen genoß.

Nach dem Besuch des Realgymnasiums in Speyer studierte Faber 1873 bis 1877 in München. Seine praktische Tätigkeit im bayerischen Staatsbaudienst begann er 1877 am Oberrhein beim Straßen- und Flußbauamt Speyer. Damals galt die von Tulla begründete und nahezu vollendete Rhein-„Rektifikation“ abwärts von Basel als eine mustergültige Unternehmung. Die baulichen Anlagen beschränkten sich, wie sonst überall in Süddeutschland, auf eine Festlegung der geplanten Uferlinien. Der Gedanke, auf die Formung des Strombettes zwischen den Uferbauten in bestimmter Weise einzuwirken, war noch völlig fremd, und da die heftigen Anfälle des Stromes gegen die Ufer es angezeigt erscheinen ließen, die Ausladung der Bauten zu beschränken, so wurden die Uferbauten mit steilen Böschungen ausgeführt.

Mancherlei Mißstände in der Ausführung und Erhaltung der Uferbauten veranlaßten Faber, alsbald nach seinem Dienstantritt mit Versuchen zur Ermittlung einer den Stromverhältnissen angemessenen Bauweise zu beginnen. Schon bald ergab sich die Möglichkeit, flach geböschte Uferbauten und weit in das Strombett hineinragende Grundschwellen auch bei starker Strömung und großer Wassertiefe mit mäßigen Kosten herzustellen und das Strombett durch flach geböschte Uferbauten und Grundschwellen in günstiger Weise umzuformen. Durch diese Versuche war im Grunde genommen die Frage einer Regulierung der Niederwasserrinne des Oberrheins der Hauptsache nach gelöst.

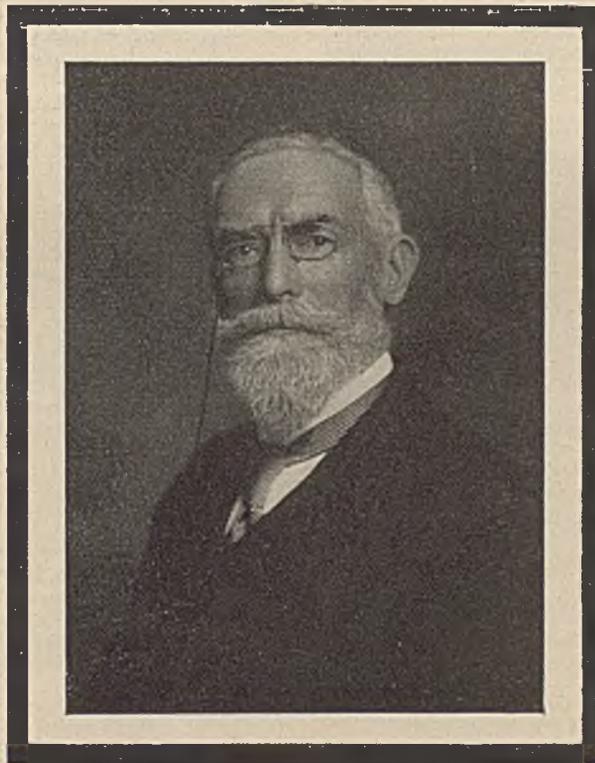
Faber war einer der wenigen süddeutschen staatlichen Flußbauingenieure, die ihre Erfahrungen und Kenntnisse in der Bewegung des fließenden Wassers für die Öffentlichkeit wissenschaftlich verarbeitet und sie damit der allgemeinen Kritik zugänglich gemacht haben. Überall in seinen Schriften hat Faber in stets pointierter Formulierung auf das Gesetzmäßige der flußbaulichen Erscheinungen hingewiesen und ganz besonders die Wichtigkeit vergleichenden Studiums von verschieden ausgebildeten und behandelten Flußläufen hervor-

gehoben. Anschließend an seine vergleichenden Studien hat Faber wohl als Erster mit dem Aberglauben gebrochen, als gelte als vollwertiger Kenner eines Flusses nur der Wasserbauingenieur, der zeit seines Lebens an diesem tätig war. In diesem Zusammenhang hat er auf die Fehler hingewiesen, die aus der Mißachtung der norddeutschen Bauweise gegenüber der süddeutschen entstanden sind.

In seinen zahlreichen, eine Fülle von wertvollen Anregungen enthaltenden Beiträgen zur Morphologie des Flußbettes lernen wir Faber als Meister in der Behandlung der in einem beweglichen Boden eingebetteten Flüsse mit stärkerem Gefälle kennen. Ohne Übertreibung darf er als der hervorragendste Anteil an der Schaffung allgemeiner Grundsätze für die Regulierung geschiebeführender Flüsse hat. Schon frühzeitig erkannte er die schlimmen Folgen des kanalartigen Ausbaus der süddeutschen Flüsse und führte die Ursache des Auftretens „wandernder“ Kiesbanke im Oberrhein sowie die schroffen Wendungen des Stromstriches an den Übergängen auf das durch zahlreiche Durchstiche hergestellte, kanalartige, für die Ableitung des Niederwassers zu breite und durch steile Uferbauten falsch geformte Strombett zurück. Als Erster trat Faber der Lehre Grebenaus entgegen, daß eine „Kiesbank stets auf der Seite des Talweges verbleibt, wo sie ursprünglich war, ohne jemals denselben zu kreuzen“ und schuf den zutreffenden Begriff „Flußstrecke mit pendelndem Talweg“.

Nach seiner Tätigkeit beim Straßen- und Flußbauamt Speyer war Faber beim badischen Zentralbüro für Hydrographie und Meteorologie in Karlsruhe und bei den Straßen- und Flußbauämtern Würzburg, Traunstein und Rosenheim beschäftigt und schuf von 1900 bis 1904 als Leiter des Technischen Amtes des Vereines für Hebung der Fluß- und Kanalschiffahrt in Bayern die Grundlagen für den Ausbau der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße. Die schlimmen Erfahrungen in der Anlage der Eisenbahnen berücksichtigend, betrachtete Faber bei der Wahl der Linienführung die von ihm geplanten Wasserstraßen immer als notwendige Teile des ganzen deutschen Wasserstraßennetzes.

Von 1908 bis 1918 war Faber im Ministerium des Innern tätig. 1920 verlieh ihm die Technische Hochschule Dresden in „Anerkennung seines grundlegenden Wirkens auf dem Gebiete des Fluß- und Kanalbaues und seiner fruchtbareren schriftstellerischen Tätigkeit“ die Würde



eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber und 1923 zeichnete ihn die philosophische Fakultät der Universität Erlangen durch Verleihung von Grad und Würde eines Doktors der Staatswissenschaften aus. Weiterhin war Faber a. o. Mitglied der Preußischen Akademie des Bauwesens.

Ein ungemein fruchtbares, in seiner Wirklichkeit schlichtes Ingenieurleben hat seinen Abschluß gefunden. Die Erkenntnisse und Anregungen, die es vermittelt, haben bewiesen, daß dieses Leben nichts verloren und nichts vergessen hat. Nur aus einem solchen Leben vermögen eines solchen Wirkens Fülle und Früchte zu entstehen, nur

ein solches Leben kann sich immer wieder zu so hohen und bleibenden Werken erheben, wie sie uns in den scharfsinnigen und geistreichen Schriften Fabers entgegenreten. Welch ungestümer Schaffensdrang hat diesen Mann von seiner frühesten praktischen Tätigkeit an bis in seine immer jugendfrischen Greisenjahre durchglüht! Er lebte seiner Bestimmung: an der Vervollkommnung der Flußbautechnik zu arbeiten, und war darin glücklich und erfolgreich. Die Erinnerung an Fabers edle, vornehme und temperamentvolle Persönlichkeit, an seine hervorragenden und vielfach entscheidenden Leistungen wird lebendig bleiben.

Dr.-Ing. Marquardt.

MITTEILUNGEN AUS DER INDUSTRIE.

(OHNE VERANTWORTUNG DER SCHRIFTFÜHRUNG.)

Regulus-Beton-Mischautomat der Firma G. Anton Seelemann & Söhne Neustadt/Orla, Maschinenfabrik.

Die Spezialmaschinenfabrik G. Anton Seelemann & Söhne, Neustadt/Orla hat den Absatz ihrer kontinuierlich und automatisch arbeitenden Regulus-Beton-Mischautomaten D. R. P. im Jahre 1929 um 70% steigern können. Das Fabrikationsprogramm wurde erweitert. Die Firma baut z. Z. 4 Größentypen mit folgenden Leistungen:

| | | | | |
|------------------|-----------------|-------------------------|-------------|------------|
| Regulus-Type 1a: | Stundenleistung | bis 30 m ³ , | Kraftbedarf | nur 10 PS, |
| Regulus-Type 1: | Stundenleistung | 15 m ³ , | Kraftbedarf | 5 PS, |
| Regulus-Type 2: | Stundenleistung | 8 m ³ , | Kraftbedarf | 4 PS, |
| Regulus-Type 3: | Stundenleistung | 5 m ³ , | Kraftbedarf | 3 PS. |

Bei allen Mischertypen kann jedes gewünschte Mischungsverhältnis an der Maschine eingestellt werden. Die Zuteilung des Bindemittels und der Zuschlagstoffe erfolgt maschinell, und zwar je nach Wunsch in Raumteilen (Liter) oder gewichtsmäßig (Kilogramm). Die Maschinen arbeiten automatisch und kontinuierlich von der Rohstoffaufgabe bis zum fertigen Beton bzw. Mörtel.

Da die Maschinen kontinuierlich arbeiten, tragen sie dazu bei, das Problem der Fließarbeit auch im Baubetrieb zu verwirklichen. So werden viele Regulus-Mischer verwendet in der Kombination mit Transportband, schwenkbarer Gießrinne und in letzter Zeit auch mit der neuen Betonpumpe, System Giese-Hell, wodurch ein vollkommenes Fließverfahren im Mischbetrieb mit erheblichen Ersparnissen an Arbeitskräften erreicht wird.

Interessant ist, daß sich das Verwendungsgebiet der Regulus-Mischer auch auf Gebiete erstreckt, die bei Übernahme des Regulus-Baus noch nicht vermutet wurden. So werden viele Regulus-Mischer in fahrbarer und stationärer Ausführung zur Herstellung von Schwemmsteinen verwendet, und es besteht Nachfrage aus Kreisen der Maschinenindustrie zum Mischen verschiedener Kohlsorten (z. B. Mischen von Mager- und Fettkohle), sowie Mischen von künstlichen Düngemitteln. Selbst für die Herstellung von Seifenpulver wurde ein Regulus-Mischer nach Argentinien geliefert.

Die vervollkommnete Hanomag-Zugmaschine.

Je weniger Reparaturen eine Maschine verursacht, je weniger Ersatzteile nötig werden, je länger ihre Lebensdauer ist, desto billiger ist sie. Nicht der Anschaffungsbetrag ist maßgebend, sondern die den Anforderungen eines rauen Betriebes angepaßte Konstruktion, die Wahl des besten verfügbaren Materials und die sachgemäße Verarbeitung durch moderne Präzisionsmaschinen bestimmen die Betriebssicherheit und Lebensdauer der Maschine.

Jahraus, jahrein soll der Schlepper arbeiten und einen gewissen Kapitalwert behalten.

Ein Musterbeispiel für die praktische Anwendung dieser Grundsätze ist der Hanomag-Schlepper.

Sein elastischer, anpassungsfähiger Motor ermöglicht die Verwendung billiger Brennstoffe. Der mit regelbarer Abgasbeheizung versehene

Spezial-Doppelvergaser verarbeitet einwandfrei das billige Traktoren-Treiböl bzw. Petroleum.

Zur Fernhaltung aller Staubteilchen der Luft wird die Ansaugluft durch ein Luftfilter mit vorgeschaltetem Fliehkraftfilter geleitet. Der eingebaute Bosch-Hochspannungs-Magnet mit Abschnappkupplung gewährleistet sichere Zündung und leichtes Anspringen bei starker Kälte.

Eine Überlastung des Motors kann nicht eintreten; ein Regulator regelt stets selbsttätig die Drehzahl, deshalb ist auch eine Bedienung der Maschine bei Verwendung als ortsfeste Kraftquelle nicht notwendig.

Alle Motorteile laufen in Öl. Eine selbsttätig arbeitende ständige Ölreinigung durch Sieb und Filter hält alle Schmutzteilchen fern. Die Ölung der bewegten Motorteile erfolgt ebenfalls selbsttätig. Ein Spezialventil gestattet, das durch die Arbeitseinflüsse minderwertig gewordene Öl soweit als erforderlich abzulassen und so stets für einwandfreie Beschaffenheit des Schmiermittels zu sorgen. Damit durch Ölmangel keine Störungen auftreten, erfolgt dauernde Meldung durch Öldruckanzeiger.

Die Kurbelwelle ist durch ein patentiertes Spezialverfahren gehärtet, ihr Festigkeitswert ist erheblich größer als sonst im Motorenbau üblich.

An heißen Tagen kann das Kühlwasser nicht kochen, weil durch die Wasserpumpe eine zwangsläufige Kühlung erfolgt.

Gut durchdachte Hilfseinrichtungen, wie z. B. der Kühlwasserregler, sorgen für Einhaltung der jeweils zweckmäßigsten Wasserwärme und damit für beste gleichmäßige Motorleistung.

Die hervorragende Güte des Hanomag-Schleppers kommt besonders in der Ausbildung seiner Wellenlagerung zum Ausdruck. Nicht weniger als 32 ein- und doppelreihige Kugel-Rollen- und Schrägrollenlager verschiedenster Art sind in seinen Getrieben eingebaut.

Selbst stundenlanges Fahren ermüdet nicht, denn die vorzügliche Federung fängt alle Stöße auf.

Ein Aufbäumen des Hanomag-Schleppers ist ausgeschlossen, da die Gewichtsverteilung genau den Motorkräften entspricht.

In starken Kurven, bei glitschigem Boden wird durch einen schnellen Handgriff die Differentialsperre betätigt, wodurch einseitiges Rutschen vermieden wird. Kaum ein anderer Schlepper besitzt diese Einrichtung.

Diese kurz skizzierten Vorzüge des Hanomag-Schleppers beweisen seine Überlegenheit als Zugmaschine auf dem Acker und auf der Straße. Wo besonders schwierige Bodenverhältnisse sind und ein anormal hoher Kraftbedarf verlangt wird, haben die auf Raupenkette laufenden Hanomag-Kettenschlepper ihre enorme Leistungsfähigkeit bewiesen. Diese Kettenschlepper werden in zwei Größen geliefert, mit 29 PS und 50 PS. Durch die Fortbewegung des Kettenschleppers auf eigener Fahrbahn ist der Bodendruck trotz der Schwere der Maschine gering, so daß der Hanomag-Kettenschlepper besonders auf weichem, nachgiebigem Boden (Moor) verwendet wird.

Wer sich für Hanomag-Zugmaschinen interessiert, lasse sich von der Hanomag in Hannover-Linden regelmäßig die kleine Zeitschrift: „Der Hanomag-Traktor“ kommen.

W. D.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Das Bild der Wirtschaftslage ist weiterhin trübe. Anzeichen irgendwelcher Veränderungen liegen kaum vor. Lediglich die Zahl der Konkurse und Vergleichsverfahren ist im August gefallen und weist die niedrigsten Monatsziffern des ganzen Jahres auf. Man wird jedoch vorsichtig sein müssen, hieraus irgendwelche Schlüsse zu ziehen, da es sich hier um einen Vorgang handelt, der wohl saisonmäßig bedingt ist, denn auch im Vorjahre zeigten diese Ziffern im August einen Rückgang.

Die industrielle Produktion ist nach dem Institut für Konjunkturforschung derart zurückgegangen, daß gegenwärtig rund 20% weniger Ware hergestellt werden dürfte als zur gleichen Zeit des Vorjahres. Im 1. Halbjahr 1930 blieb die Produktion rund 10% hinter

der des Vorjahres zurück. Bei den Produktionsgüterindustrien, die meist erst seit Mitte des Vorjahres von dem Rückgang erfaßt wurden, ist dieser jetzt besonders stark.

Die Preise zahlreicher Rohstoffe haben in letzter Zeit ihren Vorkriegsstand unterschritten. Trotz immer fortschreitender Einschränkung der Produktion und Senkung der Preise wachsen die Vorräte bei den Produzenten gleichzeitig an. Bei 13 Waren haben sich die Vorräte nach einer Zusammenstellung des Instituts für Konjunkturforschung um mehr als 50% erhöht. Der Verkaufswert ist aber nur um 25% gestiegen. Er dürfte gegenwärtig rd 10 Milliarden RM betragen; dabei ist aber zu beachten, daß die statistisch erfaßbaren Vorräte vielfach nur einen Bruchteil der gesamten Weltvorräte darstellen. Man wird

daher die verfügbaren Zahlenreihen höchstens als Maßstab für die Vorratsveränderungen (nicht aber für die Höhe der Vorräte) verwenden dürfen. Vorratsmengen und Vorratswerte haben sich in den letzten Jahren folgendermaßen entwickelt (in % des Standes am 1. Juli 1928):

| Anfang Juli | Nahrungs- und Genußmittel ¹ | | Industriestoffe ² | | Zusammen | |
|-------------|--|-------|------------------------------|-------|----------|-------|
| | Mengen | Werte | Mengen | Werte | Mengen | Werte |
| 1928 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 1929 | 107 | 87 | 90 | 83 | 99 | 85 |
| 1930 | 145 | 88 | 170 | 127 | 157 | 106 |

¹ Weizen, Zucker, Kaffee, Kakao.

² Baumwolle, Seide, Kupfer, Blei, Zink, Zinn, Steinkohle, Kautschuk, Chilesalpeter.

Auch die Baustoffindustrien leiden unter einem starken Absatzmangel. Insbesondere klagt die Ziegelsteinindustrie über völlig unzureichende Abfrage. Auch der Zementabsatz ist stark unbefriedigend. Die gemeldete Preisermäßigung des Westdeutschen Zementverbandes in Form des Fortfalls der Qualitätsaufpreise bezieht sich jedoch nur auf einen kleinen Teil des Absatzes, da nur die Marken bestimmter Fabriken wie auch nur bestimmte Gebiete hierfür in Frage kommen.

Der Reichsfinanzminister Dietrich hat in einer Rede vor Vertretern der Presse vor einem übertriebenen Pessimismus angesichts der für den Winter zu erwartenden Arbeitslosenziffer gewarnt. Daß die Arbeitslosigkeit im Winter noch beträchtlich steigen wird, ist ja leider anzunehmen. Ein Teil der sonst im Winter eintretenden Steigerung ist jedoch schon durch das Ausbleiben des Saisonaufschwunges und den im Sommer anhaltenden Beschäftigungsrückgang vorweggenommen. Falsch wäre es sicherlich, sich einem übertriebenen Pessimismus hinzugeben, der die Gefahr nur verschärfen könnte. Der Minister verwies auf die Arbeitsbeschaffung bei der Reichsbahn, Reichspost und Wohnungsbau, welche die Regierung ins Werk gesetzt und gefördert habe. Leider sei beim Straßenbau, der einen besonders arbeitsintensiven Produktionszweig darstellt, das vorgesehene zusätzliche Programm nicht so flott in Gang gekommen, wie das bei den genannten Gebieten der Fall ist. Der Grund hierfür, den der Minister allerdings nicht gesagt hat, ist wohl in der ablehnenden Haltung der Reichsbank gegenüber Straßenbaukrediten aus dem Ausland zu erblicken.

Reichsfinanzreform und Wohnungsbau. Das Programm der Reichsregierung über die Reichsfinanzreform soll u. a. einschneidende Bestimmungen für den Wohnungsbau der Zukunft enthalten. Danach soll ein mehrjähriges Programm aufgestellt werden, nach dem aus den Mitteln der Hauszinssteuer in erster Linie das Ziel erreicht werden soll, die Wohnungsnot der minderbemittelten Schichten zu mildern. Dabei soll Kleinwohnungsbau betrieben werden, der Wohnungen zu tragbaren Mieten für die breiten Schichten schafft. In ähnlicher Weise soll vordringlich die ländliche Siedlung gefördert werden, um den Rückstrom von der Stadt auf das Land zu unterstützen. Teile der Hauszinssteuer sollen ferner Verwendung zur Senkung der Realsteuern finden. Im Zusammenhang mit diesen Absichten ist die Maßnahme zu erwarten, daß künftig nur noch ein Teil der Hauszinssteuer den Ländern zur Verfügung stehen soll, der Rest der Verfügungsgewalt des Reiches. Für die Finanzierung größerer Wohnungen sollen andere Wege als bisher eingeschlagen werden. Einzelheiten über die Durchführung des Programms sind noch nicht bekannt.

Sozialer Rückschritt? Aus dem Reichsarbeitsministerium wird geschrieben: „Gegenüber Pressebemerkungen, die in dem zusätzlichen Wohnungsbauprogramm des Reiches einen sozialen Rückschritt erblicken, darf darauf hingewiesen werden, daß gerade dieses Programm einen sozialen Fortschritt insofern bedeutet, als es im Gegensatz zu den bekannten derzeitigen Verhältnissen gerade den Mindestbemittelten den Bezug von Neubauwohnungen ermöglichen soll. Kein wirtschaftlich Einsichtiger wird leugnen können, daß hierbei eine Senkung der Baukosten die Voraussetzung ist und die Senkung der Baukosten auch an einer Senkung des Bauaufwands in bezug auf Wohnungsform und Wohnungsgröße nicht vorübergehen kann. Es ist indes Vorsorge getroffen, daß hierbei das Maß des hygienisch und bevölkerungspolitisch Unerläßlichen nicht unterschritten wird. Daß sich in den Wohnungen des zusätzlichen Bauprogramms nur zwei Betten unterbringen lassen, kann nur der behaupten, der die Grundrisse neuzeitlicher Wohnungen nicht kennt. Für Familien mit mehreren Kindern sind überdies bis zu 60 qm Wohnfläche zugelassen. Auch hier hat die Praxis längst erwiesen, daß dieses Maß vollkommen befriedigende Grundrißlösungen auch für Familien mit mehreren Kindern sichert. Die Einsparungen an Baukosten, die durch die in den Grundsätzen vorgesehenen Vereinfachungen erzielt werden, werden von fachkundiger Seite bereits auf 7—8% des bisherigen durchschnittlichen Bauaufwands für eine Kleinwohnung berechnet. Gegenüber Zweifeln in der Presse, daß die Zusätzlichkeit des Bauprogramms nicht genügend gewährt sei, wird darauf hingewiesen, daß bei der Prüfung von den maßgebenden Stellen die Zusätzlichkeit über den aus Hauszinssteuermitteln geförderten

Wohnungsbau hinaus streng überwacht wird. Daß die Preissenkung sich auf die Bauform beschränke, ist nicht richtig. Daneben wird vielmehr die Ermäßigung der Baukosten und der Baustoffpreise von den zuständigen Reichsstellen mit allem Nachdruck weiterverfolgt. Diese Bemühungen haben bereits zu Preissenkungen auf wichtigen Baustoffgebieten geführt. Gegenüber Angriffen, daß auf Berlin von dem vom Reich zur Verfügung gestellten Mitteln zu wenig entfallen sei, wird betont, daß sich die auf die einzelne Verwaltung entfallenden Mittel naturgemäß im Rahmen der durch die finanzielle Lage des Reichs bedingten Gesamtsumme halten müssen.“

Eine halbe Million für Straßenbauten in Oberhessen. Die Provinzialverwaltung für Oberhessen hat zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit neben den fast beendeten etatsmäßigen Straßenbauten noch weitere Straßenbauten in Aussicht genommen. Die Arbeiten sind bereits ausgeschrieben, so daß mit dem baldigen Beginn gerechnet werden kann. Zu den Kosten des Programms von 500 000 RM gibt der hessische Staat einen Zinszuschuß für 300 000 RM, während die Provinz Oberhessen den Rest von 200 000 RM übernimmt.

Architekten und technische Angestellte beim zusätzlichen Wohnungsbauprogramm des Reiches. Auf Grund der Eingabe des Bundes Deutscher Architekten an das Reichsarbeitsministerium, die zur Behebung der Arbeitslosigkeit in der Architektenschaft und technischen Angestelltenschaft die Einschaltung von Privatarchitekten in das zusätzliche Wohnungsbauprogramm des Reiches forderte, hat der Reichsarbeitsminister am 20. 8. 1930 unter IV b 4, Nr. 9353/30 an die Wohnungsressorts der Länder folgende Verfügung herausgehen lassen:

„In Kreisen der Architektenschaft wird darüber geklagt, daß die Einschränkung der öffentlichen und privaten Bautätigkeit zu einer außergewöhnlichen Beschäftigungslosigkeit weiter Schichten der technischen Angestellten geführt habe. Ich würde es begrüßen, wenn der besonderen Notlage arbeitslos gewordener Architekten und technischer Angestellter bei Durchführung des zusätzlichen Wohnungsbauprogramms im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms der Reichsregierung nach Möglichkeit und in verantwortbarem Rahmen Rechnung getragen werden könnte. Die Hauptverwaltung des Bundes Deutscher Architekten in Berlin hat sich bereiterklärt, Mitglieder des Bundes anzuweisen, bei der Bearbeitung der Bauvorhaben aus dem zusätzlichen Wohnungsbauprogramm des Reiches die in Ziffer 6 der Gebührenordnung vorgesehene Ermäßigung zu erhöhen, und zwar in einer Höhe bis zu weiteren 15%.“

Rechtssprechung.

Ungenügende Absteifung steiler Erdwände. Reichsgericht gegen bauleitenden Ingenieur. Bei einem Tunnelbau in der Nähe von Königsberg stürzte Anfang September 1928 von einer 7—8 m hohen steilen Erdwand ein großer Erdblock in die Baugrube, wobei mehrere Arbeiter getötet und verletzt wurden. Die gegen den verantwortlichen Ingenieur erhobene Anklage wegen fahrlässiger Tötung und Körperverletzung führte vor dem Landgericht Königsberg zu einem Freispruch. Man habe eine am Rande des Tunnels stehende Kantine nicht abbrechen wollen, durch die Abschachtung sei infolgedessen die steile, in die Baugrube hinabführende Erdwand entstanden. Durch anhaltendes Regenwetter seien schon einige Tage vor dem Unglücksfall Teile der Wand in die Baugrube gerutscht, eine Absteifung hätte aber infolge der durchweichten Erde nicht früher vorgenommen werden können. Am Unglückstage seien die Arbeiter mit den Absteifungsarbeiten beschäftigt gewesen. Eine Fahrlässigkeit falle dem Angeklagten nicht zur Last. Dieses Urteil ist vom 2. Strafsenat des Reichsgerichts aufgehoben und an das Landgericht zurückverwiesen worden. Wenn das Landgericht einerseits erklärt, mehrere Tage vor dem Unfall sei schon ein Teil der Erdwand eingestürzt, andererseits aber annimmt, der Angeklagte habe mit einer noch „stehenden Mauer“ rechnen können und deshalb die besonderen Vorkehrungen nicht zu treffen brauchen, so liege hierin ein so großer Widerspruch, daß sich die Aufhebung des Urteils rechtfertige. Außerdem hätte noch geprüft werden müssen, ob der Angeklagte nicht durch andere wirksame Maßnahmen ein weiteres Abstürzen der Mauer verhindern konnte. (Urteil des RG. vom 3. Februar 1930.)

Sind Verankerungen von Telegraphenmasten, die vorher außerhalb der Straße lagen, im Verlauf von Wegebauarbeiten in die Straße einbezogen worden, und ist ein Wegebenutzer über den Drahtanker eines Telegraphengestänges zu Fall gekommen, so kann die Reichspost von der Gemeinde als Bauherrin Ersatz der an die verletzte Person gezahlten Beträge verlangen. (Urteil des Landgerichts Aachen vom 11. Juli 1929 — 3 S 604/29.)

Im Verlauf einer von der Gemeinde L. vorgenommenen Verbreiterung der Straße sind die Verankerungen von Telegraphenmasten, die vorher außerhalb der Straße lagen, in die Straße einbezogen worden. Über den Drahtanker eines Telegraphengestänges, der vorher in der Straßenrinne an dem zur Straße nächstgelegenen Hang sich befand, infolge der Bauarbeiten ungefähr 30 cm in die eigentliche Straße zu liegen kam und über die Sohle der Straße hinausragte, kam ein Wegebenutzer zu Fall und verletzte sich.

Die Reichspost verlangt zu Recht von der Gemeinde L. Ersatz der an den Verletzten gezahlten Beträge. Diese war als Bauherrin,

welche Arbeiten auf einer öffentlichen Straße ausführen ließ, verpflichtet, durch geeignete Maßnahmen die hieraus dem öffentlichen Verkehr drohenden Gefahren zu verhüten. Ohne Rücksicht darauf, ob sie Eigentümerin des Weges war, mußte sie für Verkehrssicherheit ihrer Anlage sorgen, und zwar durch eigene Vorkehrungen. Sie ist nicht durch die Verpflichtung der Reichspost, für Instandhaltung und Verkehrssicherheit der Telegraphenanlage Sorge zu tragen, entlastet. Unerheblich ist, ob die Telegraphenanlage selbst verkehrswidrig war. Denn der Unfall ist nicht durch diese Verkehrswidrigkeit, sondern durch das Hereinragen des Drahtankers in die Straße, verursacht. Es war Sache der Gemeinde L., die Erweiterungsbauten der Straße so auszuführen, daß dadurch kein verkehrswidriger Zustand geschaffen wurde. Das Einbeziehen des Ankerastes in die eigentliche Straße in einem solchen Maße, daß der Ankerast noch über die Straßensohle hinausragte, ist ein verkehrswidriger Zustand. Es ist unerheblich, ob die Gemeinde L., möglicherweise guten Glaubens, der Ansicht war, die Beseitigung dieses verkehrswidrigen Zustandes sei nicht ihre Sache, sondern Sache der Reichspost gewesen. Immerhin bleibt sie als Bauherrin verpflichtet, die geeigneten Maßnahmen zur Verhütung von Gefahren für den öffentlichen Verkehr zu ergreifen, insbesondere die Reichspost auf die Veränderung der Telegraphenanlage und den demnächst zu erwartenden verkehrswidrigen Zustand aufmerksam zu machen. Die Gemeinde L. hat auch dies unterlassen. Sie hat daher durch ihr ganzes Verhalten die ihr obliegenden Verkehrspflichten verletzt und den Unfall des Verletzten schuldhaft verursacht. Sie ist somit gemäß § 823 B.G.B. dem Verletzten haftbar und der Reichspost zur Erstattung der an den Verletzten gezahlten Beträge verpflichtet.

Druckluftkessel und Niethammer sind nicht wesentliche Bestandteile, sondern Zubehör des Fabrikgebäudes. (Urteil des Oberlandesgerichts Nürnberg vom 18. Oktober 1929 — L 613/29.)

Es handelt sich um eine Preßluftanlage, in ihren wesentlichen Teilen bestehend aus einem Motor, einem Kompressor, einem Druckluftbehälter (Wind- oder Luftkessel), Niethämmern, Schläuche, Kupplungen, Döpfer usw. Der Druckluftbehälter war zunächst nicht einbetoniert, sondern ruhte lediglich auf dem Fußboden des Maschinenraums. Später wurde er im untern Teil einbetoniert.

Diese Gegenstände sind nicht zur Herstellung des zum Betrieb der Maschinenfabrik errichteten Gebäudes eingefügt. Denn ihre Einbringung hat nicht dazu mitgewirkt, daß das sie als Gebäudestück in sich schließende Gebäude als Baulichkeit hergestellt wurde. Sie sind mit dem Gebäude nicht derart vereinigt, daß das Ganze ein einziger körperlicher Gegenstand und sie selbst Teile dieses Körpers wären.

Der Druckluftkessel und noch mehr die übrigen Teile sind bewegliche Sachen, der Kessel steht frei in dem Raum des Gebäudes und ruhte zunächst unmittelbar auf dem Fußboden des Maschinenraums, wurde erst später im Interesse größerer Standfestigkeit durch Einbetonierung mit dem Boden verbunden. Allein diese Verbindung nimmt ihm die körperliche Selbständigkeit ebenso wenig, wie der Umstand, daß bei seiner Entfernung möglicherweise die Wand durchbrochen oder einige Veränderungen in der Einrichtung der Räume vorgenommen werden mußten.

Der Druckluftkessel, sowie die dazu gehörenden Gegenstände, sind nicht Einrichtungsgegenstände in dem Sinne, daß sie wegen dieser Eigenschaft ohne weiteres als Teile des zum Betrieb der Maschinenfabrik dauernd eingerichteten Gebäudes zu gelten hätten, sie sind vielmehr zum Betrieb der Fabrik bestimmte Gerätschaften und, weil sie zu dem Maschinenhaus in einem dieser Bestimmungen entsprechenden räumlichen Verhältnis stehen, Zubehör gemäß §§ 97, 98 B.G.B., nicht wesentliche Bestandteile im Sinne von §§ 93, 94 B.G.B. Dem Lieferanten verbleibt daher das bei der Lieferung vorbehaltene Eigentum. Die Gläubiger des Fabrikeigentümers haben auf sie keinen Zugriff, sie haften auch nicht für eine auf dem Fabrikgrundstück ruhende Hypothek, weil sie nicht wesentliche Bestandteile des Fabrikgrundstücks sind, auch, obgleich Zubehör des Fabrikgrundstücks, doch nicht Eigentum des Eigentümers des Fabrikgrundstücks, sondern Eigentum des Lieferanten geblieben sind, der sich sein Eigentum bei der Lieferung vorbehalten hatte.

Übertagebauten bergbaulicher Unternehmungen unterliegen außer der bergpolizeilichen Genehmigung auch der baupolizeilichen Genehmigung, und zwar unter Heranziehung zu den vorgesehenen kommunalen Baupolizeigebühren. (Urteil des Preussischen Oberverwaltungsgerichts vom 4. März 1930 — II C 424/29.)

Das Oberverwaltungsgericht erklärt die Heranziehung der Bergbau-A.-G. M. zu RM 1000 Baupolizeigebühren auf Grund Baupolizeigebührensatzung der Stadt D. wegen baupolizeilicher Genehmigung und Beaufsichtigung anlässlich der Errichtung eines Kohlenturms auf der Zeche G. für berechtigt. Die in § 67 des Preuss. Allg. Berggesetzes vorgesehene bergpolizeiliche Genehmigung ist ausschließlich zum Schutz der im Preuss. Allg. Berggesetz bezeichneten Interessen bestimmt, zu denen die von der Baupolizei wahrzunehmenden Rücksichten nicht gehören. Neben der bergpolizeilichen ist daher auch eine baupolizeiliche Genehmigung erforderlich.

Für diese baupolizeiliche Genehmigung sind durch die Stadt D. zu Recht besondere Gebühren vorgesehen. Durch die Vorschrift in § 1,

Abs. 2, Verw.-Geb.-Ges. vom 29. Sept. 1923 (Ges.-Samml. 455), daß sämtliche „überwiegend in öffentlichem Interesse“ vorgenommenen Verwaltungshandlungen gebührenfrei sein sollen, wird das Gebührenrecht der Stadt D. nicht ausgeschlossen. Danach soll Gebührenfreiheit dann eintreten, wenn die Behörde in öffentlichem Interesse tätig werden muß, nicht aber, wenn sie zwar auf Grund der ihr im öffentlichen Interesse allgemein durch gesetzliche Vorschrift oder durch rechtsgültige Ordnungen, wie die Bauordnung der Stadt D., übertragenen Befugnisse, aber lediglich auf Veranlassung der Beteiligten, wie hier, handelt. Auch ist, abgesehen von den Landesteilen, in welchen die Baupolizei den staatlichen Behörden übertragen ist, weder im Gesetz vom 29. Sept. 1923 noch in der Verw.-Geb.-Ord. vom 30. Dez. 1926 (Ges.-Samml. S. 327), die Erhebung von Baupolizeigebühren für Rechnung des Staates oder andererseits Gebührenfreiheit für baupolizeiliche Maßnahmen vorgeschrieben, damit also auch nicht allgemein die Erhebung von kommunalen Baupolizeigebühren im Sinne von § 6 Komm.-Abg.-Ges. verboten.

Arbeitgeber, welche die von den Arbeitnehmern einbehaltenen Beitragsteile für die Krankenversicherung nicht an die Krankenkasse abführen, können nicht nur bestraft, sondern auch von der Krankenkasse auf Schadensersatz haftbar gemacht werden. (Urteil des Oberlandesgerichts Hamburg, III. Zivilsenat, vom 17. Dez. 1929 — Bf III. 446/29.)

Gemäß § 823, Abs. 2, B.G.B. macht sich schadensersatzpflichtig, wer gegen ein den Schutz eines Andern bezweckendes Gesetz verstößt. Arbeitgeber, welche von den Arbeitnehmern einbehaltenen Beitragsteile der berechtigten Kasse vorsätzlich vorenthalten, machen sich nach § 533 Reichsvers.-Ord. strafbar. Diese Strafbestimmung soll den vermögensrechtlichen Bestand der Krankenkassen gewährleisten. Ihre Leistungsfähigkeit wird beeinträchtigt, wenn die Beiträge der Arbeitnehmer nicht eingehen, und kann sogar, falls solche Ausfälle häufiger und in großem Maßstabe eintreten, in Frage gestellt sein. § 533 Reichsvers.-Ord. dient damit dem besonderen Schutz der Krankenkassen, ist ein dem Schutz der Krankenkassen bezweckendes Gesetz im Sinne von § 823, Abs. 2, B.G.B. Gegen dieses Schutzgesetz verstößt der Arbeitgeber, wenn er die einbehaltenen Beiträge nicht abführt, und macht sich der Krankenkasse gegenüber schadensersatzpflichtig.

Eine Baupolizeiverordnung, welche für Gebäude an der Grenze den Abschluß mit Brandmauern auch für den Fall vorsieht, daß auf dem Nachbargrundstück ein Bau nicht errichtet ist, ist rechtsgültig. (Urteil des Preussischen Oberverwaltungsgerichts vom 14. April 1930 — IV A 167/29.)

Eine Polizeiverordnung kann sich auch gegen den bloß möglichen Fall einer Gefahr wenden. Dies entspricht der abstrakten Natur einer Polizeiverordnung, die nicht auf einen Einzelfall abgestellt ist, sondern eine allgemeine Regelung anordnet. Für ihre Gültigkeit ist nicht das Vorhandensein einer gegenwärtigen Gefahr Voraussetzung, wie bei einer Polizeiverfügung, die einen Einzelfall regelt. Gegenüber der Anwendung einer Polizeiverordnung kann nicht geltend gemacht werden, daß im konkreten Fall eine Gefährdung nicht bestehe. Eine Baupolizeiverordnung, die vorschreibt, daß Gebäude an der Grenze auch dann mit Brandmauern abzuschließen sind, wenn auf dem Nachbargrundstück ein Bau nicht errichtet ist, ist daher rechtsgültig.

Gegenüber der Anwendung dieser Baupolizeiverordnung kann sich der Betroffene auch nicht auf ein Fensterrecht des bürgerlichen Rechts berufen, da polizeilichen Anforderungen gegenüber Privatrechte ohne Belang sind. Öffentliche Beschränkungen dieser Art haften allen Privatrechten an, sie stellen insbesondere keine Enteignung dar.

Keine Grunderwerbsteuer ist geschuldet, wenn ein Bauunternehmer Anteile einer Personenvereinigung erwirbt, zu deren Vermögen ein großes zur Bebauung bestimmtes Gelände gehört, in der Absicht, das Gelände baldigst zu bebauen und dann in Teilflächen zu veräußern. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 28. Januar 1930 — II A 683/29.)

Durch ein am 28. Juli 1924 brieflich bestätigtes Abkommen verpflichtete sich E. dem Bauunternehmer F. gegenüber, diesem sämtliche Aktien einer neu zu errichtenden Boden-A.-G. zum Preise von RM 220000 zu verschaffen. Die Boden-A.-G. wurde im September 1924 gegründet. Zu ihrem Vermögen gehörte ein größeres zur Bebauung bestimmtes Gelände. Im Oktober 1925 und September 1926 wurden die Aktien der Boden-A.-G. nach und nach auf F. übertragen, von denen F. einen Teil wieder weiter übertrug. Gegen die Heranziehung zur Grunderwerbsteuer durch das Finanzamt hat F. die Finanzgerichte angerufen.

Der Reichsfinanzhof hat die Grunderwerbsteuerpflicht des F. verneint. Es handelt sich nicht um ein bebautes Grundstück, sondern um ein größeres unaufgeschlossenes Gelände mit einer Front von etwa 320 Meter. F., der Bauunternehmer ist, wollte das Gebäude über kurz oder lang bebauen und dann in Teilflächen veräußern, eine Verwertung des Grundstücks durch den Verkauf der Aktien war nicht beabsichtigt. Es liegt daher auch keine Umgehung der Grunderwerbsteuer im Sinne von § 5 Reichsabgabenordnung vor, indem an Stelle des Grundstücks oder eines Teils desselben die Aktien der Aktiengesellschaft-Eigentümerin veräußert werden.

Ortsstatuten über Anliegerbeiträge gemäß § 15 preuss. Fluchtliniengesetz müssen zu ihrer Gültigkeit in ortsüblicher Form veröffentlicht werden. (Urteil des Preuss. Oberverwaltungsgerichts vom 1. Mai 1930 — IV C 6/30.)

Ortsstatute über Anliegerbeiträge gemäß § 15 Preuss. Fluchtlinienges. sind in ortsüblicher Art zu veröffentlichen. (§§ 15, Abs. 3; 12, Abs. 3 Preuss. Fluchtlinienges.) Die Veröffentlichung ist Voraussetzung ihrer Gültigkeit. Die Art und Weise der ortsüblichen Form der Veröffentlichung ist nicht formell vorgeschrieben. Es können auch einfache Arten der Bekanntmachung genügen, z. B. ein Aushang durch Schelle oder ein Aushang am Kirchtor.

Ist im Schiedsvertrag nichts besonderes vereinbart, so ist die Vernehmung der Schiedsrichter als Zeugen über die Vorgänge bei der Beratung und Abstimmung unzulässig. (Urteil des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 16. Mai 1930 — VII 478/29.)

Zwischen den Parteien eines Schiedsverfahrens war die Auslegung des Schiedsspruchs streitig. Sie haben zur Schlichtung dieses Streits das ordentliche Gericht angerufen. Der im Schiedsverfahren unterlegene Z. will, im Gegensatz zu dem obsiegenden K., unter den Kosten, die er dem K. zu erstatten hat, nicht die Grunderwerbsteuer, sondern nur die Kosten der Auflassung, miteinbegreifen. Z. hatte hierüber die Schiedsrichter als Zeugen benannt.

Das Reichsgericht hält in Übereinstimmung mit dem Kammergericht diesen Beisatz für unzulässig. Schiedsrichter dürfen über die Vorgänge bei der Beratung und Abstimmung in der Regel nicht als Zeugen vernommen werden. Hiergegen kann auch nicht eingewendet werden, es handle sich nicht um Geheimnisse der Beratung, es solle vielmehr ermittelt werden, was das Schiedsgericht nicht geheim halten, sondern in der Formel seines Spruchs bekanntgeben wollte, und welcher Sprech- und Ausdrucksweise es sich dabei bediente.

Gemäß § 1034, Abs. 2, Z.P.O. können die Parteien des Schiedsvertrages Vereinbarungen über das vom Schiedsgericht zu beobachtende Verfahren treffen. Soweit nichts vereinbart ist, können die Schiedsrichter ihr Verfahren nach freiem Ermessen bestimmen. Haben weder die Parteien noch die Schiedsrichter irgendwelche Vorschriften über die Beratung und ihre Geheimhaltung getroffen, so muß davon ausgegangen werden, daß es bei dem üblichen Beratungsgeheimnis sein Bewenden behalten soll.

Es ist nicht zu erkennen, wie die Schiedsrichter ihre Meinung über das, was das Schiedsgericht wirklich gesagt und gewollt hat, kundgeben sollen, ohne über die Vorgänge im Beratungszimmer zu berichten. Nur dort hat das Schiedsgericht als solches in Rede und Gegenrede der einzelnen Schiedsrichter sich seine Ansicht gebildet, seine Entschlüsse gefaßt und in der Formel seines Schiedsspruchs niedergelegt. Alles das gehört zur beratenden Tätigkeit des Schiedsgerichts.

Sollten aber die Schiedsrichter, wie Z. anzunehmen scheint, nicht über die Äußerungen der einzelnen Schiedsrichter und nicht darüber berichten, wie und in welchem Sinne sich danach eine Ansicht des Schiedsgerichts herausgebildet hat, sondern nur sagen, was nach ihrer Meinung das Schiedsgericht hat aussprechen wollen, dann wäre das keine Zeugenaussage mehr, sondern bestenfalls ein Gutachten, dessen Erhebung im freien Ermessen des Gerichts stehen würde.

Ein von Kaufleuten geschlossener Schiedsvertrag kann unter Berücksichtigung der gesamten Umstände des Einzelfalls dahin ausgelegt werden, daß auch für die Frage der Gültigkeit des Hauptvertrages das Schiedsgericht unter Ausschluß des ordentlichen Gerichts zuständig sein soll. (Urteil des Kammergerichts, 17. Zivilsenat, vom 28. Februar 1929 — 17 U 6114/28.)

In dem zwischen K. und R. geschlossenen Pachtvertrage war nachstehende Schiedsklausel vereinbart worden: „Alle aus diesem Vertrage sich ergebenden Streitigkeiten sollen durch ein Schiedsgericht entschieden werden, für dessen Bildung die Vorschriften der §§ 1032 ff. Z.P.O. maßgebend sind.“ K. hat mit der Behauptung, er sei in den Vorverhandlungen arglistig getäuscht worden, den Pachtvertrag angefochten und gegen R. vor dem ordentlichen Gericht auf Schadensersatz wegen unerlaubter Handlung geklagt. R. hat eingewendet, das ordentliche Gericht sei im Hinblick auf die Schiedsklausel im Pachtvertrag nicht zuständig.

Das Kammergericht erachtet die Einrede des Schiedsvertrages als durchgreifend. Man kann dieser Einrede nicht mit der allgemeinen Bemerkung begegnen, daß es sich im vorliegenden Falle nicht um einen Streit „aus“ dem Vertrage, sondern um die Gültigkeit und den Bestand des Vertrages selbst handle, zu einer Entscheidung hierüber aber mangels einer besonderen Vereinbarung das ordentliche Gericht zuständig sei. Vielmehr läßt sich die Frage, ob durch die Schiedsklausel lediglich Streitigkeiten „aus“ dem Vertrag oder darüber hinaus schlechthin alle Streitigkeiten aus dem Vertragsabschluß als solchem der Entscheidung durch das Schiedsgericht unterstellt sind, dieses also auch über die seine Zuständigkeit begründende Wirksamkeit des Hauptvertrages berufen ist, nur nach Erforschung des wirklichen Willens der Vertragsschließenden unter Berücksichtigung der gesamten Umstände des Einzelfalls beantworten. Bei Erforschung des wirklichen Willens der Vertragsschließenden in bezug auf den beabsichtigten Umfang der Schiedsklausel ist das Kammergericht aber in Berücksichtigung des Umstandes, daß beide Parteien Kaufleute sind, zu der Überzeugung gelangt, daß durch die Schiedsklausel schlechthin sämtliche Streitigkeiten, die sich auf Grund der Tatsache der Errichtung der Vertragsurkunde, der Vertragsverhandlung als solcher, ergeben können, d. h. alle Streitigkeiten aus dem Vertragsabschluß, dem Spruch des Schiedsgerichts haben unterstellt werden sollen, also auch die Frage, ob ein gültiger Hauptvertrag überhaupt zustande gekommen ist. Die Parteien haben jedenfalls nicht an den der Erfahrung nach wohl nur Gerichten geläufigen Unterschied zwischen Streitigkeiten aus dem gültigen Verträge und Streitigkeiten über den Rechtsbestand des Vertrages gedacht und diese Scheidung nicht gewollt.

Die allgemeinen Sorgfaltspflichten eines gewerblichen Unternehmers können übertragen werden. Der Unternehmer hat die Verpflichtung der sorgfältigen Auswahl und grundsätzlich auch der Beaufsichtigung. (Urteil des Bayerischen Obersten Landesgerichts vom 8. Februar 1929. — Rev. Ger. I. Nr. 916/28.)

Gemäß § 230 RStGB wird die fahrlässige Körperverletzung mit Geldstrafe bis M. 900 oder Gefängnisstrafe bis zwei Jahren bestraft. Die Strafe kann sich auf drei Jahre Gefängnis erhöhen, wenn der Täter zu der Aufmerksamkeit, vermöge seines Amtes, Berufs oder Gewerbes besonders verpflichtet war. In letzterem Falle findet die Strafverfolgung von Amts wegen, nicht nur auf Antrag des Verletzten, statt.

Für die strafrechtliche wie auch zivilrechtliche Verantwortung des gewerblichen Unternehmers für Unfälle in seinem Betrieb sind entscheidend die allgemeinen Sorgfalts-, Leitungs- und Aufsichtspflichten, die sich aus jedem Gewerbebetrieb ergeben. Sie haben zum Inhalt, daß derjenige, der einen Gewerbebetrieb ausübt, sein stetes Augenmerk darauf zu richten hat, die Einrichtungen des Betriebs und den Betrieb selbst derart sicher zu gestalten und sicher zu erhalten, daß sie nicht zu Schädigungen Dritter führen können.

Die Art dieser Pflichten schließt nicht aus, daß sie einem Stellvertreter als selbständigem Betriebsleiter übertragen werden. Sie sind nicht „unentlastbar“. Nach ständiger Rechtsprechung des Reichsgerichts besteht in solchen Fällen der Übertragung der bezeichneten Pflichten eine nach den Umständen des Einzelfalls sich bemessende Rechtspflicht des Auftraggebers zur Verhinderung strafbarer Handlungen des Beauftragten. Diese Rechtspflicht stellt sich als Pflicht zur sorgfältigen Auswahl und zu einer nach den gegebenen Verhältnissen möglichen und erforderlichen Beaufsichtigung des Beauftragten und Überwachung der Arbeiten des Betriebes dar. Als Möglichkeit in diesem Sinn ist insbesondere die Möglichkeit der Wahrnehmung von Ordnungswidrigkeiten, die zu einem Unfall führen können, anzusehen, und sie ist ohne weiteres als erwiesen zu erachten, wenn feststeht, daß der Auftraggeber die Ordnungswidrigkeiten tatsächlich wahrgenommen hat und sich der daraus drohenden Gefahr bewußt gewesen ist. Dann ist er auch zur Abstellung der Ordnungswidrigkeiten und damit zur Beseitigung der Gefahr, zum mindesten zur Erteilung der erforderlichen Anweisung an den Beauftragten, verpflichtet.

Fehlt dem Unternehmer die erforderliche technische Sachkunde, hat auch eine etwaige Betriebskontrolle zu keiner Beanstandung geführt, so dürfte er sich hinsichtlich der Sicherheit des Betriebes auf die Sachkunde des hierfür bestellten Betriebsleiters, bei dessen Auswahl er alle im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet hatte, verlassen, ohne daß ihm eine weitere Beaufsichtigung und Überwachung des Betriebs oblag.

PATENTBERICHT.

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

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 3. Juli 1930.

- Kl. 5 a, Gr. 14. S 92 632. Siemens-Schuckert-Werke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Stromzuleitung für in Bohrlocher eingesenkte Motoren; Zus. z. Pat. 440 990. 20. V. 27.
Kl. 5 a, Gr. 32. II 119 736. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Anschlußstück für Spülschläuche mit konischer Hülse. 5. I. 29.

- Kl. 5 a, Gr. 33. W 82 666. Wilhelm Werner, Grünberg i. Schles. An Seilen befestigte Einsenkungsvorrichtung für Kunststeinrohre. 10. V. 29.
Kl. 5 b, Gr. 3. B 127 833. François Jacques Barthélémy Berry Paul Guerre, Lille, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Gesteinsbohrmaschine. 18. X. 26.
Kl. 5 b, Gr. 16. R 76 740. Otto von Radziewski, Gleiwitz, O.-S., Kronprinzenstr. 27. Vorrichtung zum Unschädlichmachen von Bohrstaub. 28. XII. 28.

- Kl. 5 b, Gr. 41. A 55 614. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig W 32, Schönauer Weg. Den Tagebau von Braunkohlen o. dgl. überspannende Abraumförderbrücke. 12. X. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 9. H 120 204. Albert Hamel, Meuselwitz i. Thür. Abbaukammer mit in der Höhe einstellbarem Dach. 4. II. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 34 213. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Kappschuh für den Streckenausbau; Zus. z. Pat. 488 096. 8. XI. 27.
- Kl. 5 c, Gr. 10. T 35 118. Dipl.-Berging. Kurt Töniges, Essen-Stadtwald, Geitlingstr. 8. Betonformstein für ringförmigen Grubenausbau. 10. V. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 10. Sch 83 517. Hermann Schwarz, Wattenscheid. Eiserner Stempel von geknickter Form. 1. VIII. 27.
- Kl. 5 c, Gr. 10. T 36 492. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Fußstütze für Holz- und Eisenaussteile im Grubenbetrieb. 1. III. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 10. T 38 074. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Fußstütze für Grubenstempel; Zus. z. Anm. T 36 491. 27. XII. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 6. K 105 831. Erwin Kretzner, Danzig, u. Robert Finkenwirth, Zoppot; Vertr.: Dr. F. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Kreuzbewehrte Eisenbetonquerschwele. 9. IX. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 28. H 123 246. Otto Harder, Breslau 6, Dessauer Straße 18. Fahrtrieb für fahrbare Gleisbettungsstamper. 9. IX. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 31. M 104 770. Joseph Menge, Köln-Müngersdorf, Wendelinstr. 39. Tragbarer Schienenhobel mit zwei Führungstangen für den Werkzeugträger. 11. V. 28.
- Kl. 19 b, Gr. 5. J 32 622. James Thomas Mitchell Johnston, London; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., und Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Berlin SW 11. Kiesstreuervorrichtung mit Schleuderbürstenwalze, die von einem Leitblech teilweise umgeben ist. 4. XI. 27. Großbritannien 20. V. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 41. S. 80 275. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Zeichenübertragung von vorbeifahrenden Eisenbahnzügen auf die Strecke. 20. VI. 27.
- Kl. 20 k, Gr. 9. P 60 802. Nora Pfannenstiel, geb. Paulcén, Berlin-Steglitz, Rothenburgstr. 12 a. Zug- und druckfeste Bolzenbefestigung für Isolatoren; Zus. z. Pat. 403 199. 18. VII. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 4. H 115 034. Eugen Kaiser, Wöhlerstr. 17 a, u. Adolf Herberger, Rupprechtstr. 38, Ludwigshafen a. Rh. Stahlskelettwand mit von Stütze zu Stütze reichenden Füllplatten. 30. I. 28.
- Kl. 37 b, Gr. 2. E 36 026. Helmuth Ehlermann, Frankfurt a. M., Eyssenackstr. 52. Aus zwei Metallblechschalen hergestellter hohler Baukörper für Wände und andere Bauteile. 23. VII. 27.
- Kl. 37 b, Gr. 2. P 57 705. Julius Paschka, Berlin W 35, Steglitzer Str. 32. Mit einer dünnen Schauplatte verkleidete Asbestzementplatte. 5. V. 28.
- Kl. 37 b, Gr. 3. W 78 072. Wesley Wait, New York, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. J. Friedmann, Pat.-Anw., Berlin W 15. Verbindung von drei untereinander rechtwinklig zusammenlaufenden Trägern und Säulen aus I-Eisen. 31. XII. 27.
- Kl. 37 e, Gr. 10. H 122 094. Philipp Holzmann Akt.-Ges., Frankfurt a. M., Taunusanlage 1. Verschalung für Betondecken. 15. VI. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 12. L 66 691. Dipl.-Ing. E. R. Lunow, Essen, Rellinghauser Str. 100. Hebebock mit hydraulisch betriebenen Druckkolben zum Heben von Gebäuden. 4. IX. 26.
- Kl. 37 f, Gr. 1. H 122 292. Louis Heinsch, Bad Reichenhall, Ludwigstr. 9. Schwimmendes Wellenbad. 1. VII. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 2. H 123 338. Siegfried Hansen, Hamburg 23, Marienthaler Str. 53. Futtersilo nach Patent 474 391; Zus. z. Pat. 474 391. 16. IX. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 3. L 75 042. Dipl.-Ing. Hans Lenz, Schweinfurt a. M., Ludwigstr. 21. Dichtung im Mauerwerk von Flüssigkeitsbehältern. 6. V. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 8. G 75 226. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rheinl. Tor mit beweglichem Oberteil. 19. XII. 28.
- Kl. 38 i, Gr. 1. E 37 002. Wilhelm Engelmann, Bismarckstr. 34, u. Fritz Hildebrandt, Züllichauer Str. 19, Crossen a. d. Oder. Mittels Handgriffs am Werkstück entlangzuführende Vorrichtung zum Entenden von Baumstämmen; Zus. z. Anm. E 35 464. 18. II. 28.
- Kl. 38 k, Gr. 5. M 99 879. Alexandre Maes, Souvret-lez-Charleroi, Belgien; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Maschine zum Fräsen der Verbindungsstellen von Grubenhölzern. 21. V. 27.
- Kl. 42 b, Gr. 15. B 143 367. Wilhelm Bohne, Gelsenkirchen, Viktoriast. 75. Teilzirkel; Zus. z. Pat. 492 622. 30. IV. 29.
- Kl. 42 b, Gr. 26. P 54 290. Paul Plosz, Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg 2. Verfahren und Vorrichtung zur Bestimmung von Wandstärken oder Querschnittsänderungen von Eisen- und Stahlrohren. 25. III. 27. Ungarn 14. IV. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 7. B 141 725. John Faulder Burn, London, John Stuart Lancaster, Leamington, England; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Stahl, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Mörtel-Mischmaschine mit einer um eine waagerechte Achse kippbaren Mischtrommel und einem oberhalb der Mischtrommel liegenden Flüssigkeitsbehälter. 16. I. 29. Großbritannien 17. I. 28.
- Kl. 80 a, Gr. 7. V 24 977. Peter Voglsamer, München, Eschinger Str. 14. Meißgefäß für Mischmaschinen, insbes. zur Herstellung von Beton- bzw. Mörtelmischungen mit regelbarer Flüssigkeitsmenge. 1. III. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 1. G 77 30. Dr. Walter Gurnik, Berlin-Lichtenrade, Richterstr. 3. Abdichtungsmittel für poröse Baustoffe, insbes. für Beton. 11. V. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 1. I 34 346. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung von porösen Baumaterialien aus hydraulischen Bindemitteln. 5. V. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 1. W 127 30. Kasp. Winkler & Co., G. m. b. H., Dürmersheim, Baden. Verfahren zur Verbesserung der Eigenschaften von Mörtel und Beton. 28. III. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 25. C 41 340. Chemische Fabriken Dr. Kurt Albert G. m. b. H., Wiesbaden-Biebrich. Verfahren zur Herstellung eines aus mineralischen Füllstoffen und einer Emulsion aus Bitumen o. dgl. bestehenden Mischgutes für Straßenbauzwecke. 4. IV. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 25. D 58 908. Oskar Dönig, Braunschweig, Hennebergstraße 15. Verfahren zur Herstellung eines zum Abdecken von bituminösen Straßendecken dienenden Materials. 27. VII. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25. K 108 539. Emil Kleinschmidt, Frankfurt a. M., Hynspergstr. 7. Verfahren zum Anreichern von rohem Asphaltgestein, z. B. bituminösem Kalk mit Bitumen. 15. III. 28.
- Kl. 84 a, Gr. 3. L 72 075. Wilhelm Linder, Köln, Aachener Str. 74. Selbsttätiges Stauwehr. 9. VI. 28.
- Kl. 84 d, Gr. 5. V 24 034. Julius Voigt, Lübeck, Brocksstr. 56. Saugkopf mit einem in der erweiterten Mündung des Saugrohrs laufenden Schaufelrad für Pumpenbagger; Zus. z. Pat. 476 442. 19. VI. 28.
- Kl. 85 b, Gr. 1. A 46 897. Dr. Oskar Adler u. Dr. Rudolf Adler, Karlsbad, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. L. Werner, Pat.-Anw., Berlin W 35. Verfahren zum Reinigen von Wasser mittels überschüssigem Chlor und Kohle; Zus. z. Anm. A 46 007. 25. I. 26. Tschechoslowakische Republik 23. XII. 25.
- Kl. 85 b, Gr. 1. K 100 929. Fa. Robert Kuner, Ebersbach i. Sa. Verfahren zur Regelung des Sodazusatzes bei der Wasserreinigung mit heißer Sodalösung. 29. IX. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 6. B 140 229. A. Borsig G. m. b. H., Berlin-Tegel. Verfahren zum Eindicken von Schlamm in Klärbehältern; Zus. z. Anm. B 132 506. 7. XI. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 6. M 98 819. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. Hdt. Umlaufende Siebvorrichtung zur mechanischen Abwasserreinigung. 16. III. 27.
- Kl. 85 c, Gr. 6. R 76 270. Franz von Reiche, Berlin W 35, Steglitzer Str. 55. Vorrichtung zur lebhafteren Schlammzersetzung. 16. XI. 28.
- Kl. 85 d, Gr. 1. L 68 832. Hermann Loock, Köslin i. Pomm., Loockstraße 8. Doppelschlitzrohrfilter. 1. VI. 27.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Terranova und Steinputz. 32 Verarbeitungs-Techniken mit Vorwort von Prof. Dr. Paul Behrens. Selbstverlag der Terranova- und Steinputzwerke. Düsseldorf, Schadowstr. 14. Vorzugspreis für Fachleute RM 2,90.

In sehr guten, bezeichnenden Darstellungen sind 32 verschiedene Putztechniken von vorwiegend praktischer Bedeutung wiedergegeben nebst kurzen technischen und wirtschaftlichen Angaben. Bemerkenswert ist auch die von Prof. Dr. Behrens verfaßte Einleitung, die sich

mit der Entwicklung, der Aufgabe, Zwecken und Zielen und der baukünstlerischen Wertung der Putztechnik befaßt. Allen Interessenten kann namentlich wegen der klaren und sehr deutlichen Abbildungen die Broschüre bestens empfohlen werden. Man ist erstaunt über die große Fülle und Reichhaltigkeit des hier Gebotenen, der vielgestaltigen Anwendung, vor allem auch bei Bauingenieurbauten zur Belebung eintöniger Außen- und Innenflächen in materialgetreuer Art.

Dr. M. Foerster †.