

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

12. November 1926

Heft 46

VERLEGUNG EINES SCHMIEDEEISERNEN DÜKERS IN DER SPREE ZWISCHEN DEM PLÄNTER-WALD (TREPTOW) UND DEM SPREESCHLOSS IN RUMMELSBURG.

Von Georg Plehwe, Bauingenieur, Berlin.

Wenn auch die Verlegung eines Dükers von 917 mm lichtigem Durchmesser und 160 m Länge bei dem heutigen Stande der Technik keine außergewöhnliche Leistung darstellt, so ist es

Er kreuzt die Spree-Oder-Wasserstraße (Treptower Spree) bei Kilometer 25,920 zwischen Baumschulenweg und Oberschönevide.

Bauherr war die Berliner Städtische Wasserwerke A.-G. Ausführer der Unternehmer war die Fa. Gottlieb Tesch in Berlin.

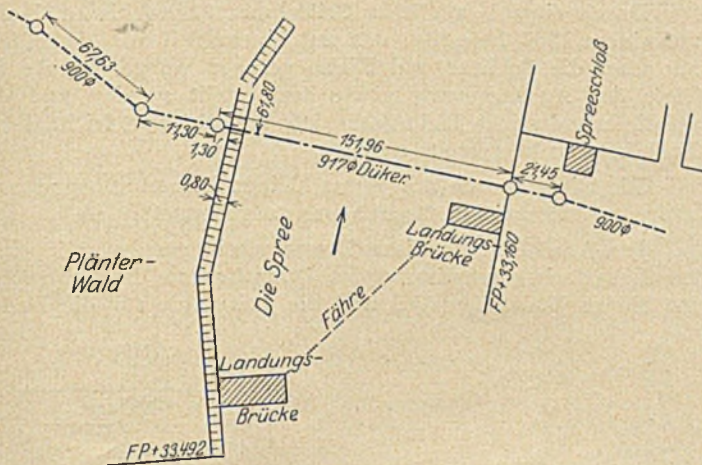


Abb. 1.

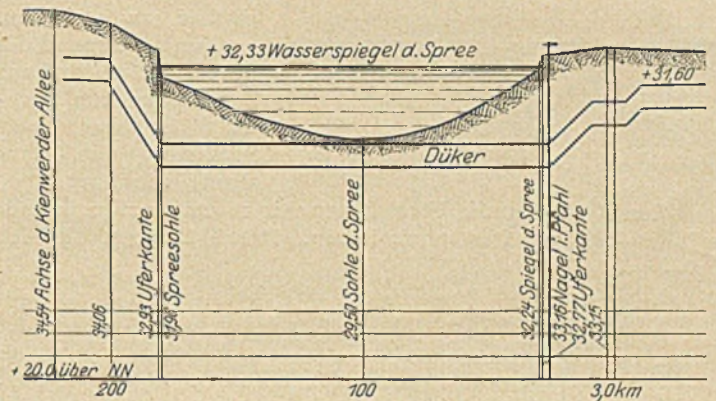


Abb. 1a.

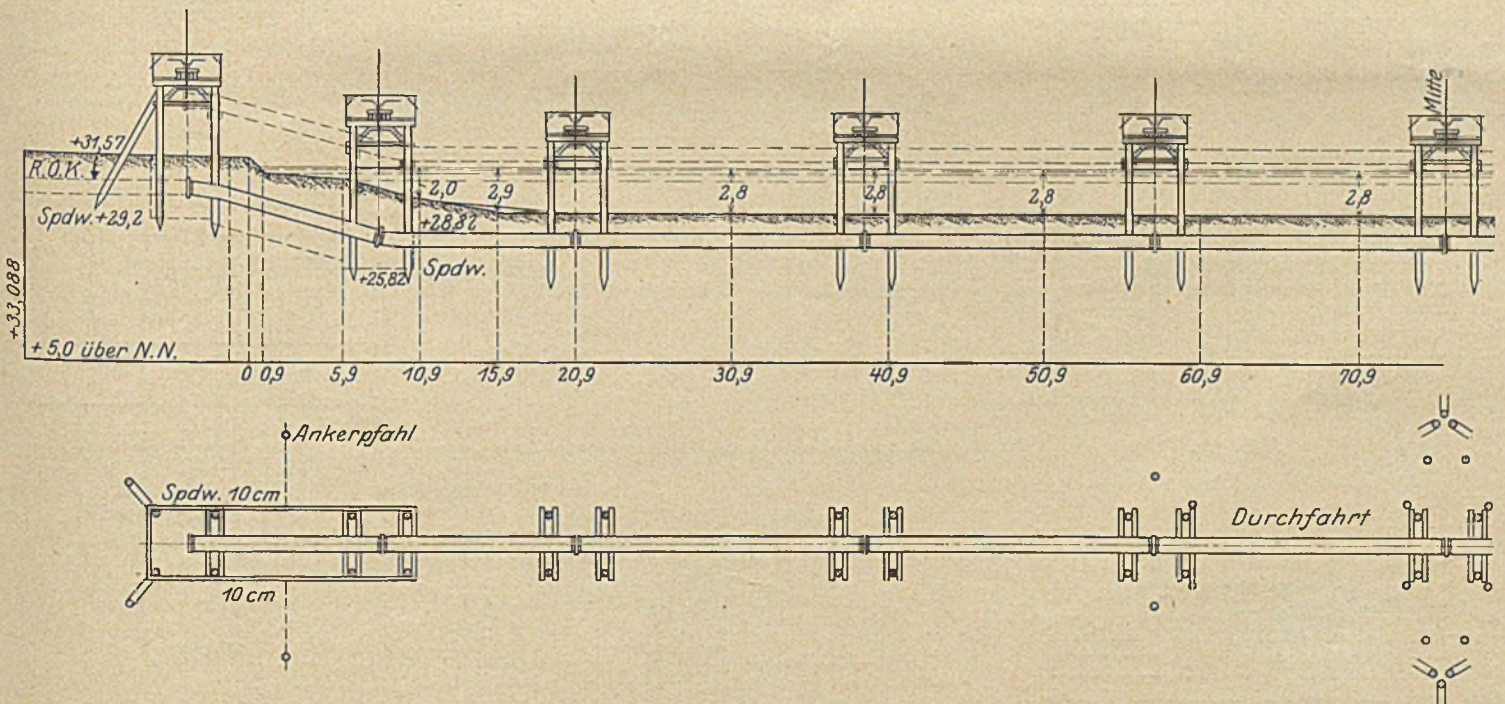


Abb. 2.

doch eine seltener vorkommende Tiefbauarbeit und deshalb angebracht, etwas näheres über den praktischen Arbeitsvorgang des Versenkens zu sagen.

Der Ausdruck „Düker“ stammt aus dem Holländischen von „Duiken“ = Bücken.

Der Düker war in diesem Falle ein Rohrstrang, der im Zuge der neuen städtischen Druckrohrleitung, von den Wasserwerken in der Wuhlheide nach der Innenstadt, liegt. (Abb. ra.)

Die Verlegung des Dükers erfolgte in den Monaten Oktober bis Dezember 1925.

Der Arbeitsvorgang dabei spielte sich in folgender Weise ab: Nach Festlegung der Linie, in der der Düker die Spree kreuzen sollte, und Bestimmung des rechtsufrigen Anfangspunktes am Spreeschloß wurden der Endpunkt am linken Ufer und die einzelnen Zwischenpunkte der Rohrstöße mittels Teodolit und Winkelmessung in bekannter Weise gemäß

Skizze 1 festgelegt und dann mit der Einrichtung der Baustelle begonnen. Der Düker bestand aus 6 mittleren geraden Stößen von 18,5 m Länge und 4 Endstücken von je 12,55 m.

1 m Rohr wog leer 312 kg
1 m Wasserfüllung wog 211 „
zusammen 523 kg,

1 Rohrstoß von 18,5 m Länge also 18,5 · 523 = 9,5 t. Da an jedem Rohrstoß ein festes Gerüst mit Aufhängevorrichtung vorgesehen war (Abb. 2), ergab sich:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{9500 \cdot 1850}{8} = W_{kb};$$

$$W = \frac{9500 \cdot 1850}{8 \cdot 1000} = 2197 \text{ cm}^3;$$

$$W_{\text{vorhanden}} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{R^4 - r^4}{R} = \frac{3,14}{4} \cdot \frac{47,1^4 - 45,9^4}{47,1} = 8030 \text{ cm}^3.$$

Ohne Bedenken könnte also ein Rohrstoß von 18,5 m frei hängen. Demnach waren also für 2 End- und 9 Mittelstöße 11 Stück Versenkgerüste zu errichten.

Der Untergrund der Spreesohle bestand aus Sand, nur am rechten Ufer war etwas Schlamm mit Bauschutt vermergt.

Zuerst wurden die Uferschlitze mit 10 cm starken Spundwänden auf 3 Seiten umschlossen. Durch Zangen, die sich

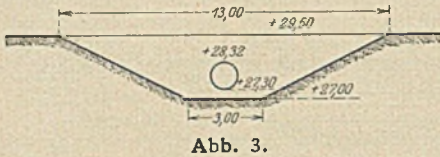


Abb. 3.

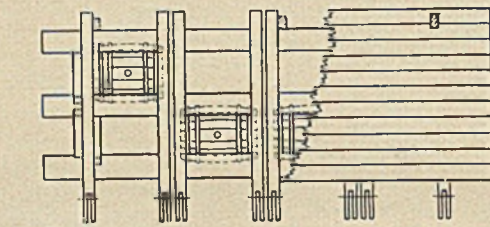


Abb. 4a.

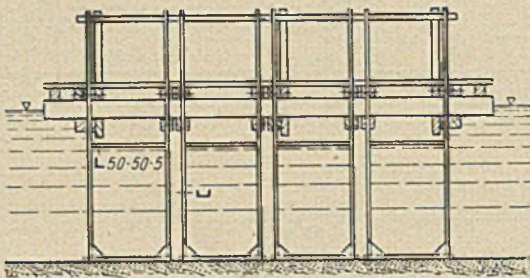


Abb. 4b.

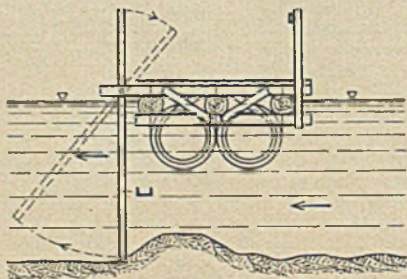


Abb. 4c.

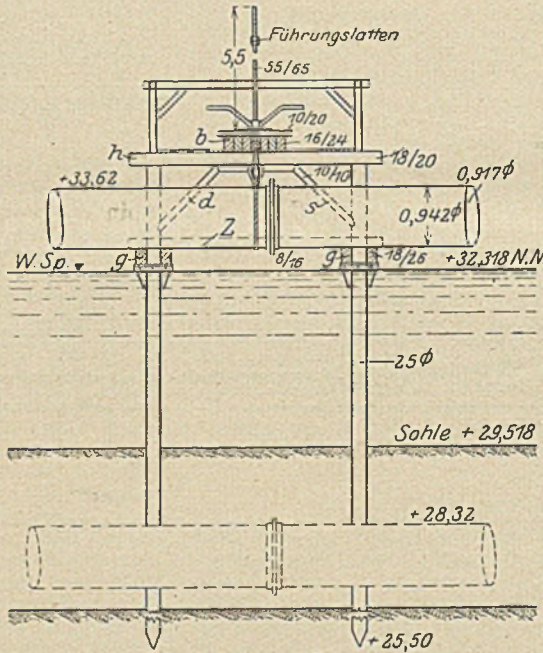


Abb. 5a und 5b.

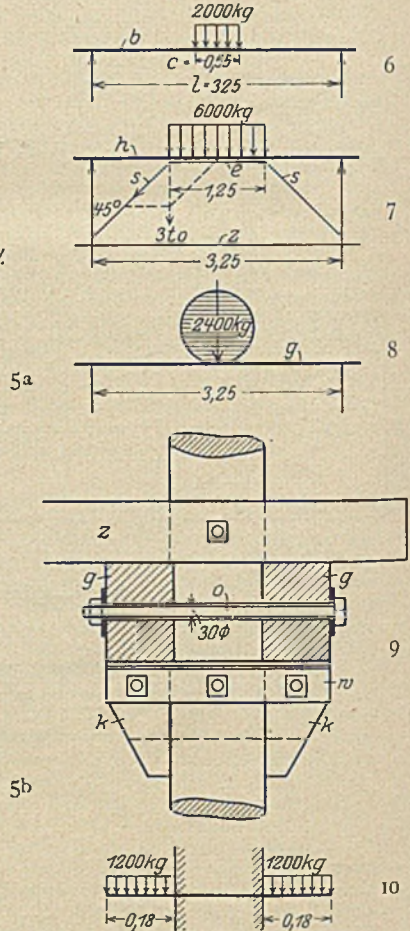


Abb. 6-10.

Die Schlitze erhielten eine l. Breite von 4,0 m und eine Länge von 16,0 m, sie wurden bis zum Grundwasserspiegel von Hand ausgeschachtet und dann weiter mit einem schwimmenden Greifbagger bis auf die erforderliche Tiefe ausgebaggert.

Die anschließende Rinne in der Spreesohle sollte nach dem Profil Abb. 3 hergestellt werden, mußte aber wegen des vorhandenen Schlammes flachere Böschungen erhalten und ~ 50 cm tiefer als die endgültige Rohrsohle ausgebaggert werden, da mit diesem Sicherheitsmaß für eingespülten Boden während der Absenkung gerechnet werden mußte. Der ausgebaggerte Boden wurde teils an den Ufern in aufzuhöhenden Flächen abgelagert, teils zur freien Verwendung des Unternehmers mit Kähnen abtransportiert. Im ganzen wurden 4700 m³ Boden, das sind auf 1 lfd. m Düker ~ 30 m³ gebaggert.

Durch einen beweglichen Peilrahmen nach Abb. 4a, b, c*) auf einem Floß befestigt, das mit einem Seil von den Ufern aus über die Schlitze und Rinne gezogen wurde, konnte die Tiefe der Ausbaggerung genau festgestellt werden und da, wo die erforderliche Tiefe noch nicht erreicht war, leicht durch Nachbaggern hergestellt werden.

Die Rinne wurde mit einem kleinen Eimernaßbagger und einem schwimmenden Greifbagger ausgebaggert.

Im Anschluß an diese Baggerarbeit wurden mit einer Land- und einer schwimmenden Dampfmaschine die Bockpfähle für die 11 Versenkgerüste und die Leitpfähle für die beiden

gegen die später zu rammenden Gerüstpfähle stützten, und durch seitliche Ankerpfähle mit daran befestigten Ankern wurden die Spundwände gegen Zusammendrücken gesichert, so daß die Schlitze frei von inneren Steifen gehalten werden konnten, die beim Senken des Dükers hinderlich gewesen wären.

Schiffsöffnungen eingerammt und die Gerüste selbst mit den Plattformen hergestellt, s. Abb. 5a, b.

*) Aus Prof. F. Deutsch „Die Maschinenkunde für Tief-Hochbau“, Verlag von Paul Neubner, Cöln a. Rh. 1913.

Die erforderlichen Holzstärken gehen aus nachfolgender Festigkeitsberechnung und Abb. 6, 7, 8, 9, 10 hervor.

Auf jedem Versenkgerüst lasteten:

Ein gefüllter Rohrstoß von 18,5 m = ~ 9,5 t
Dazu Menschenlast, Eigengewicht der Hölzer, der Absenkspindeln mit Müttern, Druckplatten, Haken, Ringe, Drahtseile = ~ 2,5 t
zus. = ~ 12,0 t

1. Jeder der 6 Tragbalken b erhielt $\frac{12}{6} = 2$ t Last.

$$M_{\max} = \frac{P}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{c}{4} \right) = \frac{2000}{2} \cdot \left(\frac{325}{2} - \frac{55}{4} \right) = 149\ 000.$$

$$W_{\text{erf.}} = \frac{149\ 000}{100} = 1490\ \text{cm}^3.$$

$W_{\text{vorh.}} = 1536\ \text{cm}^3$ · Hölzer 16 × 24 cm oder eiserner T-Träger.
N.P. 18 mit $W = 161\ \text{cm}^3$.

2. Die Holme h tragen $\frac{12}{2} = 6$ t.

$$W_{\text{kb}} = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{6000 \cdot 120}{8}$$

$$W_{\text{erf.}} = \frac{6000 \cdot 120}{8 \cdot 100} = 900\ \text{cm}^3.$$

$W_{\text{vorh.}} = 1200\ \text{cm}^3$ · Hölzer 18 × 20 cm.

3. Die Streben s erhalten eine Last von

$$\frac{3\ \text{t}}{\sin 45^\circ} = \frac{3000}{0,707} = 4,22\ \text{t}.$$

Der erforderliche Querschnitt hierfür = $\frac{4220}{60} = 70\ \text{cm}^2$.

Vorhanden waren Hölzer 10 × 10 cm = 100 cm².

4. Spannriegel e hat eine Last von ~ 3 t.

$$F_{\text{erf.}} = \frac{3000}{100} = 30\ \text{cm}^2.$$

$F_{\text{vorh.}} = 10 \times 10\ \text{cm} = 100\ \text{cm}^2$.

5. Belastung der Zangen Z durch Horizontalschub = ~ 3 t.

$$F_{\text{erf.}} = \frac{3000}{100} = 30\ \text{cm}^2.$$

$$F_{\text{vorh.}} = 2 \cdot \frac{8\ \text{cm}}{16\ \text{cm}} = 50\ \text{cm}^2.$$

6. Belastung der 2 Doppelzangen g mit einem leeren Rohrstoß von 18,5 m = ~ 6 t, auf eine Zange kommen also

$$\frac{6}{4} = 1,5\ \text{t}.$$

$$M = \frac{1500 \cdot 325}{4} = W_{\text{kb.}}$$

$$W_{\text{erf.}} = \frac{1500 \cdot 325}{4 \cdot 100} = 306\ \text{cm}^3.$$

$W_{\text{vorh.}} = 341\ \text{cm}^3$.

Hölzer 8 × 16 hierzu erforderlich.

7. Werden die Rohre, gefüllt, wie es zum Probeabdrücken erforderlich war, die Tragezangen belasten, so mußten je

4 Zangen ~ 9,5 t tragen, jede also $\frac{9,5}{4} = 2,4$ t.

$$M = \frac{2400 \cdot 325}{4} = W_{\text{kb.}}$$

$$W_{\text{erf.}} = \frac{2400 \cdot 325}{4 \cdot 100} = 1950\ \text{cm}^3.$$

$W_{\text{vorh.}} = 2028\ \text{cm}^3$.

Hölzer 18 × 26 cm.

8. Belastung der eisernen Schraubenbolzen o, mit denen die doppelten Tragezangen gg an den Gerüstpfählen befestigt

waren = $\frac{9,5}{4} = \sim 2,4$ t.

Auf jedes Bolzenende kamen $\frac{2,4}{2} = 1,2$ t.

Die Bolzen müssen in diesem Falle auf Biegung und nicht auf Abscheren berechnet werden, da die Bolzenlöcher in den Pfählen stets 2—3 mm größer als der Bolzendurchmesser gebohrt werden und der Bolzen sich in das Holz der Pfähle einpressen und durchbiegen wird.

$$W_{\text{erf.}} = \frac{P \cdot l}{2 k b} = \frac{1200 \cdot 18}{2 \cdot 1200} = 9\ \text{cm}^3.$$

Hierfür würde ein Bolzen von 45 mm \varnothing erforderlich sein, verwendet wurden Bolzen mit 300 mm \varnothing mit $W = 2,65\ \text{cm}^3$. Der Lochwanddruck (Randpressung) im Bolzenloch war

$$\sigma_1 = \frac{2400}{25 \cdot 3} = 32\ \text{kg/cm}^2.$$

Zur Verstärkung der zu schwachen Bolzen wurden unter den Zangen \sphericalangle -Eisen W 100 × 100 × 10 mm mit je 3 Bolzen an die Pfähle angebolzt, die Zangen in die Pfähle eingelassen und noch Holzknappen k untergesetzt, so daß hierdurch ein sicheres Auflager für den gefüllten Rohrstrang geschaffen war, s. Abb. 9.

Holz wurde zu den Gerüsten, Spundwänden usw. gebraucht:

8 m³ Rundholz
10 „ Kanthölzer
zusammen 18 m³ Hölzer,

Eisen zu Bolzen, Klammern, \sphericalangle usw. wurden ~ 4,5 t gebraucht.

Die 11 Stück 5,5 m langen Schraubenspindeln zum Absenken des Dükers, aus Flußeisen geschmiedet, mit eingängigem Flachgewinde 2 1/2 Gang auf 1" engl. für 12 t Tragfähigkeit berechnet, hatten 55 mm Kern- und 65 mm äußeren Durchmesser, sie wurden geführt in einer Rotgußmutter von 130 mm Höhe, 100 mm Schlüsselweite, die auf einem Kugellager und einer Druckplatte von 550 × 550 mm Größe und 35 mm Stärke ruhten.

Die doppelseitigen Mutterschlüssel hatten aufgebogene Griffe von 300 mm Länge und 40 mm \varnothing zum Aufstecken von Gasrohren als Verlängerung.

Durch 3 Materialprüfungen wurde die Tragfähigkeit der Spindeln nachgewiesen.

Nachstehend das Ergebnis der Prüfung:

Abmessung des Probeabdruckes	Maßlänge	Bruchbelastung	Belastung auf 1 mm ²		Längsdehnung		Einschränkung
			vorgeschrieben	erreicht	vorgeschrieben	erreicht	
Durchmesser mm	mm	kg	kg	kg	%	%	%
20	200	11 030	34/41	35,11	25	29	60
20	200	12 950	"	41,22	"	25	52
15	150	6 900	"	39,04	"	27	57

Die Spindeln werden auf Zug und Drehung beansprucht, die zulässige Beanspruchung soll 1000 kg/cm² nicht überschreiten.

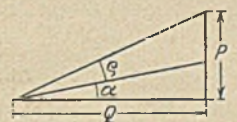
Der mittlere Halbmesser der Spindeln war:

$$r = \frac{1}{4} (d_1 + d_2),$$

$$= \frac{1}{4} (5,5 + 6,5),$$

$$r = 3\ \text{cm},$$

$$d = 6\ \text{cm}.$$



Die Beanspruchung der Spindeln durch das Gewicht von 1 Rohrstoß auf Zug war:

$$\sigma = \frac{Q}{F} = \frac{10\ 000}{3^2 \cdot 3,14} = 374\ \text{kg/cm}^2.$$

Nach der „Hütte“ ist für die Bewegung der Schraube:

$$P = Q \operatorname{tg} (\alpha - \varrho) = Q \frac{h - 2 \pi r \mu}{2 \pi r + \mu h}$$

$$= 10\ 000 \frac{1,0 - 2 \cdot 3,14 - 3 \cdot 0,16}{2 \cdot 3,14 \cdot 3,0 + 0,16 \cdot 1,0} = 526\ \text{kg}.$$

Das Drehmoment also:

$$M d = 526 \cdot 3,0 = 1578 \text{ kg/cm}$$

und die Beanspruchung daraus auf Drehung:

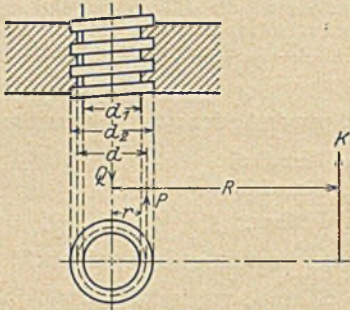
$$\tau = \frac{M d 16}{\pi d^3} = \frac{1578 \cdot 16}{3,14 \cdot 6^3} = 37 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach der Formel für die zusammengesetzten Festigkeiten ergibt sich die größte ideale Hauptspannung im Querschnitt bei Zug und Drehung:

$$\sigma_{\max} = 0,35 \sigma + 0,65 \sqrt{\sigma^2 + 4 \alpha_0^2 \tau^2} \max,$$

wenn $\alpha_0 = \frac{R z}{1,3 k d} = \frac{1000}{1,3 \cdot 800} = 0,962:$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 0,35 \cdot 374 + 0,65 \sqrt{374^2 + 4 \cdot 0,962^2 \cdot 37^2} \\ &= 130,9 + 0,65 \sqrt{139\,876 + 3,7 \cdot 1369} \\ &= 377 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$



Die Kraft K gleichgerichtet mit P am Hebelarm $R \cdot 100 \text{ cm}$ angreifend, folgt aus $P \cdot r = K \cdot R:$

$$526,3 = K \cdot 100,$$

$$K = \frac{526,3}{100} = 5,263 \text{ kg}.$$

Für diese Kraft genügen die mittleren Kräfte von 2 Arbeitern vollständig, wie es sich beim Absenken des Dükers auch erwiesen hat.

Zum Anhängen des Dükers an die Absenkspindeln dienen 11 Stück Pflugstahlseile von 24 mm ϕ , bestehend aus Draht mit 170–180 kg Bruchfestigkeit pro m^2 .

222 Drähte zu 1,1 mm ϕ und einer rechnerischen Seil-

Nach Fertigstellung der 11 Versenkgerüste, Aufstellung der Spindeln wurden die einzelnen Rohrstöbe auf einen Prahm geschafft, dieser durch Erdballast so weit abgesenkt, daß Unterkante Rohr mit der Oberkante der Tragezangen in gleicher Höhe lag, und die Rohrstöbe schräge auf die Zangen geschoben werden konnten. Die Stöbe wurden dann mit zwischengelegten Gummiringen und Flanschenbolzen verschraubt und gedichtet und an die Spindeln gehängt.

Am 16. Dezember von 6 Uhr morgens bis 10 Uhr abends wurde die Schifffahrt gesperrt, das fehlende Mittelstück eingesetzt, der Düker gefüllt, die Enden mit je einem Blindflansch geschlossen und die Leitung bis 10 atm abgedrückt.

Nachdem die Dichtigkeit der Rohrstöbe festgestellt war wurde mit dem Absenken begonnen. Zu diesem Zwecke wurden die Spindeln erst etwas angedreht, um die Tragezangen „gg“ frei zu bekommen.

Nach deren Beseitigung begann das eigentliche Absenken mit den vorher genau abgestimmten 11 Stück Spindeln.

Jedes Gerüst war mit 2 Mann besetzt, auf Kommando wurden erst viertel, dann halbe und ganze Umdrehungen der Muttern mittels aufgesteckter Gasrohre ausgeführt. Durch die zwischen Mutter und Druckplatte eingeschalteten Kugellager war die Reibung gering und konnten die 2 Arbeiter das Abdrehen leicht bewirken.

Wegen des Eisstandes auf der Spree verzögerte sich die Absenkung und mußte daher die Schifffahrt auch noch am 17. Dezember gesperrt bleiben.

Nach Erreichung der richtigen Tiefe blieb der Düker noch an den Spindeln hängen und die Verfüllung mit Boden begann.

Eine nochmalige Druckprobe, 10 atm, ergab die vollständige Dichtigkeit der Stöbe, die Verfüllung wurde fortgesetzt.

Mit 4100 m^3 eingefülltem Boden war der frühere Zustand der Spreesohle erreicht, die Senkgerüste wurden entfernt und später auch die Spundwandkästen, nachdem die Anschlußrohrstrecken verlegt waren.

Wollte man die langen, teuren Absenkspindeln sparen, so hätte man auch mit kürzeren auskommen können, mußte dann aber durch Abfangvorrichtungen und Zwischenschaltung von Verlängerungsstücken das Absenken unterbrechen und hätte den Vorteil billiger Schraubenspindeln durch längere Arbeitszeit und längere Unterbrechung der Schifffahrt erkaufen müssen.

Beistehende Abbildungen zeigen den Düker auf den Tragezangen ruhend und an den Schraubenspindeln hängend vor dem Absenken.

Wie aus vorstehenden Ausführungen hervorgeht, gehört zu der verhältnismäßig kleinen Tiefbauarbeit ein großer Arbeitsaufwand und ein großer Gerätepark, dessen Verzinsung, Unterhaltung und Amortisierung leider nicht immer im richtigen Verhältnis zu den erzielten Preisen steht.

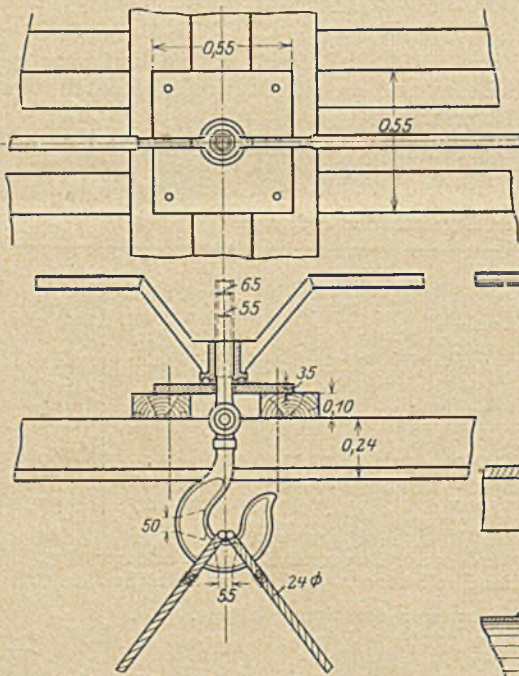


Abb. 11.

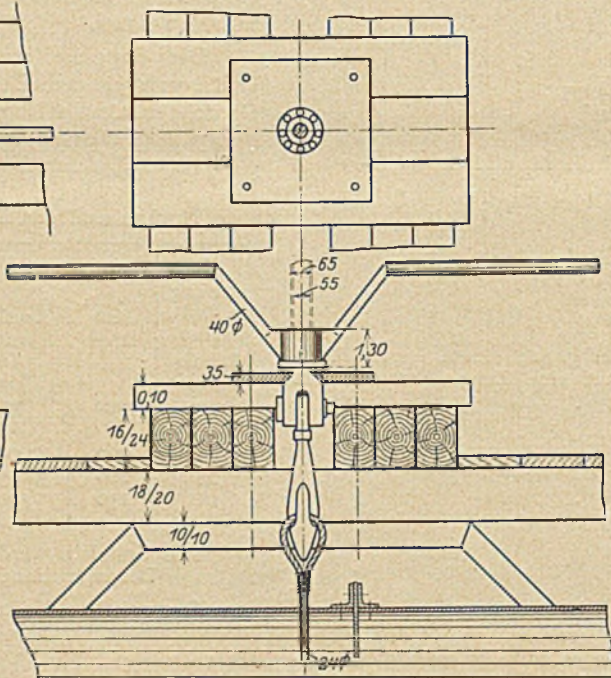


Abb. 12.

bruchfestigkeit von $\sim 40 \text{ t}$ und 4 m Länge mit 2 eingespleißten großen Kauschen für die starken Kranhaken passend, mit 3- bis 4-facher Sicherheit, genügten für die Belastung von 12 t.

Zum Abziehen der einen Kausche vom Lasthaken, nachdem der Düker abgesenkt war, wurden dünne Drahtseile mit kurzen Holzgriffen benutzt.

Die Abmessungen der starken Lasthaken sind aus Abb. 11 und 12 ersichtlich.

ÜBER DIE URSACHEN DER BERGSCHLÄGE, BEITRAG ZU IHRER ERKLÄRUNG.

Von A. Feller, Ingenieur, Zürich-Wollishofen.

13.11.26

A. Einleitung.

Mit den Namen: Bergschläge, Gebirgsstoß, knallendes Gestein bezeichnen wir eine Erscheinung der Natur, wie sie beim Bau von Tunnel, Stollen und in Steinbrüchen beobachtet werden kann. Sie besteht im plötzlichen Abspringen, manchmal unter lautem Knall, von bis dezimeterdicken und quadratmetergroßen Gesteinsplatten aus den vertikalen Wänden der gesprengten Räume. Beim Versuch die schalenförmigen Gebilde wieder in die Ausbrüchnischen hineinzupassen, erweisen sich die ersteren als zu groß.

Weil Bergschläge nur an kompaktem und geschichtetem Gestein wie Granit, Kalk, Gneiß zu beobachten sind, niemals in treibendem oder zerrüttetem Gebirge, so müssen wir notwendigerweise folgern, daß in der Erscheinung Spannungen sich auswirken, die von den entsprechenden elastischen Formänderungen begleitet sind. Im folgenden wollen wir nun diese Vermutung, die mit den Ansichten über Bergschläge des Simplon-Geologen Prof. C. Schmidt*) in Basel übereinstimmt, mit Hilfe der Festigkeitslehre rechnerisch zu begründen versuchen. Aus der großen Zahl der Beobachtungen vom Simplon und andern Orten des Tunnel- oder Bergbaues fassen wir das Typische der Erscheinung zu einem Normalzustand zusammen. Wir wählen als Gestein einen Gneiß, anstehend in starken, horizontal liegenden Schichten. Den Ort der Untersuchung legen wir in den Punkten der größten Überlagerung unseres gedachten Stollens, die wir zu 1500 m annehmen.

B. Versuch einer statischen Begründung.

1. Spannungszustand im Beobachtungspunkt vor der Durchörterung. (Abb. 1.)

In einem Quader, der genau die Größe unseres Stollens von $2 \times 2 \text{ m}^2$ aufweisen soll, treten unter dem Einfluß des Eigengewichts Spannungen nach allen Richtungen auf. In den Bereich unserer Beobachtungen brauchen wir jedoch nur die hauptsächlichsten Kräfte einzubeziehen, die vertikal und horizontal gerichtet sind, weil sie zur Erklärung der Bergschläge genügen. Von unserem Quader läßt sich sagen, daß er sich im Gleichgewicht befindet, da er allseitig als eingespannt zu betrachten ist. Die Kräfte in der Richtung AB, aus der überlagernden Felsmasse bestimmbar, betragen $0,26 \text{ kg} \times 1500 = 390 \text{ kg/cm}^2$ (spez. Gewicht $2,60 \text{ t/m}^3$). Die diesen Kräften entsprechende Querdehnung in Richtung CD wird durch den Widerstand der angrenzenden Felsmassen unmöglich ge-

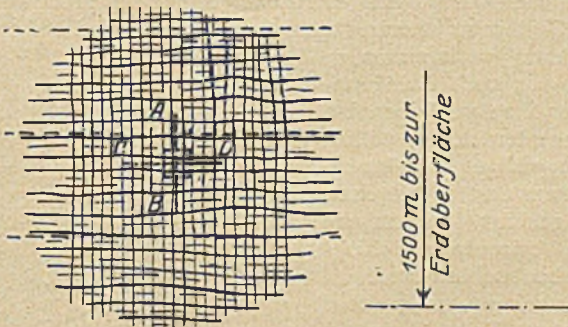


Abb. 1. Spannungszustand vor der Durchörterung.

macht, die denselben Spannungszustand aufweisen. Da für unsere späteren Überlegungen das Wissen um den Verlauf der Spannungstrajektoren von großer Wichtigkeit ist, so zeichnen

*) Die Geologie des Simplongebirges und des Simplontunnels von C. Schmidt †, Basel 1908, Universitäts-Buchdruckerei Friedrich Reinhardt.

wir, wie in Abb. 1 angedeutet, eine Schar von diesen senkrecht zu einander stehenden Druckkurven.

2. Spannungszustand während der Durchörterung. (Abb. 2.)

Beim Fallen der Stollenbrust infolge der Sprengschüsse erleiden nun die Druckkurven eine plötzliche Unterbrechung. Der Hohlraum müßte allseitig zusammenbrechen, wenn nicht die Gesteinskohäsion an die Stelle des Gegendrucks treten und vorläufig die Kräfte aufnehmen würde. Doch diese streben nach einem stabileren Gleichgewicht und finden ein solches durch Umgehen der Lücke. Sie biegen aus ihrer ursprünglichen Richtung ab und legen sich in dichter Schar um den Stollen herum. Die Folge davon ist eine beträchtliche Mehrbelastung des Gesteins an diesen Stellen. Man hat also beim Vortrieb eines Stollens nicht nur die Gesteinsfestigkeit oder Kohäsion, sowie die Spannung infolge Eigengewichts zu überwinden, sondern auch einen verschärften Spannungszustand, der wie die Sprengungen punktweise vorwärtsschreitet. Daher erklärt sich der hohe Sprengstoffverbrauch inwendig im Stollen gegenüber dem viel kleineren über Tag oder im Steinbruch bei gleich großer Gesteinsmasse, sowie auch die Schwierigkeit im Herauschießen sauberer, d. h. eckiger Profile. Eine Steigerung der Mehrbelastung bis zum Überwinden der Gesteinsfestigkeit ist sowohl der zu geringen Mächtigkeit der Überlagerung wie auch der langsam sich vollziehenden Lastverteilung wegen ausgeschlossen. Damit es zum Bruch des Gesteins in den meist belasteten Ecken A und B (Abb. 2) käme, müßten die Tunnel viel tiefer liegen. Rechnerisch ergibt sich der Abstand von der Erdoberfläche bis zum Punkt in der Erdrinde, wo die Bruchfestigkeit eines Gneißes von 2000 kg/cm^2 und $2,60 \text{ t/m}^3$ spez. Gewicht überschritten ist, zu $7,70 \text{ km}$. Bei oberflächlicher Betrachtung der Bergschläge könnte wohl nur ein Zerdrücken des Gesteins wie in der Festigkeitsmaschine in Frage kommen, doch ist die Gesteinsfestigkeit noch gar nicht erreicht. Wir müssen also nach anderen Ursachen suchen.

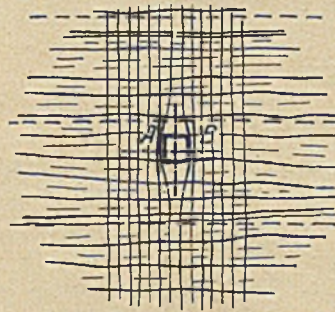


Abb. 2. Während der Durchörterung.



Abb. 3. Nach der Durchörterung.

3. Spannungszustand nach der Durchörterung. (Abb. 3.)

Wenn wir verschiedene Spannungszustände unterscheiden, so müssen wir uns darüber klar sein, daß wir in Wirklichkeit einen kontinuierlichen Übergang haben. Das Gestein erfährt fortgesetzt Spannungsänderungen vom Augenblick an, da die Minen ertönen, bis zum Eintreffen der Bergschläge. Bis an der durchörterten Strecke die Gesteinsplatten abspringen und im dahinterliegenden Felsen wieder Gleichgewicht herrscht, verfließt eine gewisse Zeit, die abhängig ist von Gesteinsmaterial, Überlagerung und Schichtung. Sie beträgt einige Tage bis Monate. Kommen störende Einflüsse dazu, wie in der Nähe vorgenommene Sprengungen zum Vollaussbruch, Erdbeben, so wirken diese lösend und man beobachtet eine Zunahme der Erscheinung.

Der in Abb. 2 skizzierte Spannungszustand ist also nur eine augenblickliche Erscheinung. Zwischen dem Berginnern und den mehr belasteten Rändern um den Stollen herum bestehen Spannungsdifferenzen, die einem Ausgleich zustreben. Die Drucklinien wandern soweit einwärts bis ein Gleichgewichtszustand erreicht ist. Indem die Einflußzone sich vergrößert, sinken die Werte der spez. Spannungen. So wird das Gestein am Felsrand nach und nach spannungslos. Es hat die ganze Wucht der ehemals auf ihm lastenden Felsmassen nicht mehr zu tragen, sondern nur das Eigengewicht der dem Hohlraum zunächst liegenden und sich hauptsächlich nach oben erstreckenden, entspannten und geringen Massen. Das im Zustand der elastischen Zusammendrückung sich findende Material beginnt bei der andauernden Druckabnahme von ursprünglich 390 kg/cm^2 auf schätzungsweise 5 oder 10 kg/cm^2 sich zu dehnen. Der Vorgang der Dehnung spielt sich zuerst in dünnen Schichten der Felsoberfläche ab und setzt sich, von da ausgehend, in die Tiefe des Gesteins fort. Doch wirken ihm sowohl die Kohäsion am Nichtgedehnten, wie auch die Kontraktion infolge Abkühlung entgegen. Dennoch überwiegt die Dehnung. Es entstehen fortwährend wachsende Spannungen, die schließlich selbst die Kohäsion zwischen den verschieden beanspruchten Zonen zu überwinden vermögen und zur Abtrennung von plattenähnlichen Gebilden führen. Ob die Dehnung infolge Druckentlastung tatsächlich Beträge erreichen kann, die den Befund der Beobachter bestätigen, daß keine Platte mehr in ihre Nische hineinpaßt, wollen wir nun zahlenmäßig untersuchen.

Zu dem Zweck benützen wir die Formeln und Zahlen von C. Bach, wie sie in der „Hütte“, Festigkeitslehre, angegeben sind. Wir setzen Gneiß = Granit und finden folgende Gleichungen und Werte für Druck:

$$E = 300\,000 \text{ kg/cm}^2 = \frac{1}{\alpha_0}$$

$$n = 1,12$$

Da bei den Gesteinen der Elastizitätsmodul von der Spannung abhängt, so kommen wir der Wirklichkeit durch Anwenden einer mittleren Dehnungszahl näher.

Mittlere Dehnungszahl α für die Spannungsgrenzen 0 und $\sigma = 390 \text{ kg/cm}^2$:

$$\alpha = \frac{1}{E} = \alpha_0 \sigma^{n-1}$$

oder

$$E = \frac{1}{\alpha_0} \cdot \frac{1}{\sigma^{n-1}} = \frac{300\,000}{0,12^{0,12}}$$

$$= 166\,620 \text{ kg/cm}^2$$

Wenn wir die Längenänderung Δl eines dünnen, schmalen Plattenstreifens von $1,50 \text{ m}$ Höhe und 1 cm^2 Fläche bestimmen wollen, so setzen wir:

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{F \cdot E} = \frac{390 \cdot 150}{1 \cdot 166\,620} = 0,35 \text{ cm}$$

Unser Rechnungsbeispiel ergibt also ungefähr 3–4 mm Längenzunahme, welche die an den Platten beobachtete Längenänderung zu erklären scheint.

Ob es sich bei dieser Feststellung um eine allgemein gültige Gesetzmäßigkeit handelt oder nicht, ist nun eine weitere Frage. Ferner dürfen wir die Untersuchung nicht eher abschließen, bevor wir den Einfluß der Temperaturänderung am Gestein infolge kalter Stollenluft untersucht haben.

Nun besteht eine merkwürdige Tatsache, daß die Bergschläge sozusagen ausschließlich an den vertikalen Wänden der Stollen beobachtet werden. Selten oder beinahe nie im Hangenden, am First oder Dach der Hohlräume. Gerade dort sollte die Erscheinung sich häufen, aber sie bleibt aus! Einzelne Vorkommnisse können wir nicht als Bergschläge auffassen, weil ihre Ursachen anderer Art sind, wie wir später sehen werden. Offenbar liegt dem Ausbleiben der Bergschläge im Scheitel eine Belastungsänderung zugrunde, die auf folgende Umstände zurückzuführen wäre: 1. auf die horizontale Schichtung des

Gesteins, und 2. auf seine Beanspruchung infolge Biegung, da die Schichtplatte wie ein Deckel oder Balken über dem Stollenhohlraum liegt (Abb. 3). Das eine Mal haben wir Druckspannungen senkrecht zur Schichtung, wobei sich die maximale Widerstandsfähigkeit des Gesteins geltend macht, das andere Mal Zugspannungen in Richtung der Schicht und in einem Material, das zur Aufnahme solcher Kräfte ungeeignet ist. Vergleichen wir die Elastizitätsmoduln für Zug und Druck miteinander, so finden wir, daß die ersteren für Zug zwei- bis dreimal kleiner sind als die andern, ca. $100\,000 \text{ kg/cm}^2$, d. h. die Dehnung in Richtung der Faser oder Schicht ist größer als senkrecht dazu. Folglich müßten bei Entlastung noch viel eher Bergschläge zu erwarten sein. Da sie aber ausbleiben, müssen wir schließen, daß in horizontaler Richtung keine oder nur geringe Druckbeanspruchung herrscht. Vom geologischen Standpunkt aus gesehen scheint das nicht unwahrscheinlich zu sein, wenn man Schicht auf Schicht wie Brett auf Brett gelegt sich denkt. Die Durchörterung ändert also hierin scheinbar nichts. Dazu kommt noch, daß die Vorgänge der Expansion und Biegung die äußeren Fasern in der Firstfläche im gleichen Sinn dehnen, sowie der Umstand, daß ihre entsprechenden Werte der spezifischen Spannung sehr klein sind. Das Gestein kann ohne weiteres diese geringen Beanspruchungen aufnehmen, d. h. zum Herbeiführen sichtbarer Deformationen reichen sie nicht aus. Kommt es trotzdem zum Niederbrechen von Platten, so ist der Vorgang auf natürlich vorhandene Risse und Schichtfugen mit verminderter Kohäsion zurückzuführen. Sie verlieren infolge vom Sprengen herrührender Risse, sowie der die Kohäsion erhebenden horizontalen Schubspannungen und der Verwitterung den Zusammenhang gänzlich und fallen heraus, wenn sie nicht genügend mit der Umgebung verzahnt sind, sonst klingen sie beim Anschlagen hohl. Hier könnte auch der Faktor Temperaturänderung am nicht expandierenden Gestein des Firstes sich eher geltend machen als an den Seitenwänden, indem eben die Kontraktion infolge Abkühlung ein Ausgleiten der Platten zur Folge haben könnte. Doch ist der Einfluß der Temperatur, wie wir später sehen werden, verschwindend klein. Hingegen müssen wir an dieser Stelle zur Stützung unserer Ansicht, daß keine oder nur geringe Querdehnung, also keine oder nur geringe Druckbeanspruchung in horizontalem Sinne, im Gestein besteht, die Tatsache anführen, daß die Bergschläge durch rechtzeitige Verkleidung der Seitenwände verhindert werden können. Mit dünner Ausmantelung von Stollen oder Tunneln wären große horizontal gerichtete Kräfte nicht zu halten. Wenn also die dichte Lage der Druckkurven in Abb. 1, 2 und 3 ein angenähertes Bild der stärkeren oder schwächeren Beanspruchung im Gestein geben soll, so muß die horizontale Schar große Abstände aufweisen.

4. Einfluß schiefer Stellung der Schichten.

Da wir wissen, daß Bergschläge nur in grobbankigem, harten Gestein mit horizontalen Schichtfugen und bei größerer Überlagerung vorkommen, so müssen wir auch Erklärungen über ihr Ausbleiben bei schiefer oder \perp gestellter Lagerung abgeben können. Gelingt uns das, so beweisen wir umgekehrt, warum sie nur bei horizontalen Schichten zu beobachten sind.

Wir gehen vom denkbar einfachsten Fall (Abb. 4) aus, wo die Schichten mit der Stollenachse parallel streichen und gegen die Horizontale nur wenig geneigt sind. Lassen wir jene allmählich steiler werden, bis sie \perp stehen und zeichnen wir schematisch für verschiedene Lagen das Kräfteparallelogramm eines beliebigen Punktes, so überwiegt anfänglich die

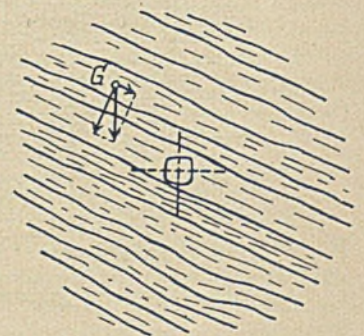


Abb. 4.
Stollen in schiefen Schichten.

Komponente \perp zur Schichtfuge den Schub parallel dazu. In bezug auf den Spannungszustand hat sich beim Durchhörtern in Felsen solch schiefer Schichten nicht viel geändert, als daß eine minder große Druckbeanspruchung in den Vertikalwänden des Stollens vorhanden ist. Das Gestein wird sich, wie schon beschrieben, verhalten und Bergschläge zeigen. Richten wir die Schichten immer mehr und mehr auf bis sie \perp stehen, so nimmt die Belastung, die ehemals von Schicht zu Schicht wirkte, allmählich ab, bis die Richtungen von Gewicht und Platte zusammenfallen (Abb. 5). Diese selbst wird durch unseren Stollen entzweigeschnitten, analog den Platten in Abb. 1—3, mit dem Unterschiede jedoch, daß sie dort waagrecht liegen. Der obere Teil davon ist zwischen den übrigen Felsschichten eingeklemmt. Das Gewicht überträgt sich infolge der Reibung auf die ganzen Felstafeln. Da wir die Platte ihrer Stütze oder des Widerstandes beraubt haben, so muß die Dehnung in Richtung der Schwerkraft einsetzen. Auch hier findet sich am Rande entlastetes Material vor, analog der Abb. 3, doch geschieht diesmal die Dehnung in Richtung der Schicht, und nicht \perp dazu. Ursache zu verschiedenen beanspruchten Zonen ist bei den gleichgerichteten äußeren und inneren Kräften nicht vorhanden. Die Kohäsion hält das Ganze zusammen. Sie wird durch die Reibung auf den Schichtfugen unterstützt, die der Dehnung entgegenwirken oder sie gar unmöglich machen. Zum Abreißen von plattenförmigen Gebilden, zu Bergschlägen wird es nicht kommen. In der Praxis werden wir also von den horizontalen Schichten ausgehend bei zunehmendem Neigungswinkel eine Abnahme der Bergschläge bis zum völligen Ausbleiben bei \perp stehendem beobachten können. Künstlich könnten wir die Bergschläge nur erzeugen, wenn wir die gebirgsbildenden horizontalen Kräfte, wie Widerstand und Schub

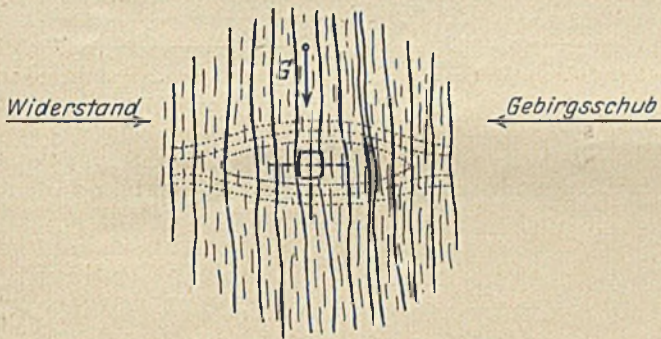


Abb. 5. Stollen in senkrechten Schichten.

an unserm Beispiel, Abb. 5, anbringen könnten. Wie wir uns diese zwei Kräfte wirksam denken, so liegen gleiche Bedingungen wie in Abb. 2—3 vor.

Fassen wir die Befunde unserer Untersuchung zu einem Schluß zusammen, so lautet eine erste Bedingung für das Auftreten von Bergschlägen: Horizontalliegende, stark zusammengedrückte, standfeste Gesteinsschichten, die durch den Stollen an den Rändern entlastet werden, wobei sich Teile der Wand infolge Dehnung ablösen.

5. Einfluß der Temperatur.

Bis dahin haben wir vom Einfluß der Temperatur abgesehen. Nun ist man versucht, die Bergschläge auch auf Kontraktion infolge Abkühlung durch die kältere Stollenluft zurückzuführen.

Wir bleiben bei unserm Beispiel von 1500 m Überlagerung. Das Gestein zeige eine Temperatur von 34° , der abfließende Luftstrom eine solche von 24° . Das Temperaturgefälle beträgt somit 10° und behalte monatelang diesen Wert. Setzen wir den linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten $\beta = 0,000008$ für Kalk = Gneiß und rechnen wir mit 150 cm Länge, so finden wir die Längenänderung

$$\Delta l = 1500 \times 10 \times 0,000008 = 0,12 \text{ mm.}$$

Dieser Wert ist, da es sich um Kontraktion handelt, vom Wert der Expansion abzuziehen. Im letzteren Falle handelt es sich um Größen, die nach Millimetern zählen (3—4 mm), im Fall der Temperatur um Bruchteile davon, so daß die Temperatur, vielmehr die Kontraktion gegen die Expansion nicht aufzukommen vermag, ja selbst wenn wir das Temperaturgefälle auf 20 und 30° erhöhen und Δl auf $0,24$ — $0,36$ mm.

Treten wir aber aus dem Bergesinnern gegen die Erdoberfläche zu, lassen also den senkrechten Druck auf horizontale Schichten immer kleiner werden

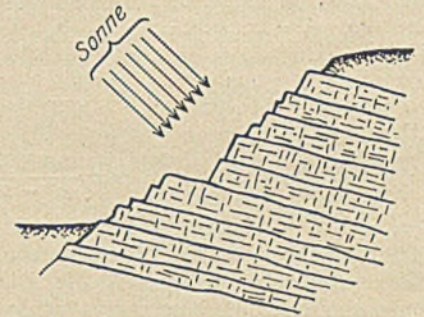


Abb. 6. Temperatureinfluß im Steinbruch.

bis 0, womit die Ursache der Expansion wegfällt, so macht sich der Faktor Temperatur mehr bemerkbar und wird ausschlaggebend an der Erdoberfläche. Dies ist der Fall in Steinbrüchen, Abb. 6, wo dem Bergschlag ähnliche Vorgänge beobachtet werden. Da das druckerzeugende Element, die Überlastung, fehlt, liegt kein Grund zur Expansion im Sinne der Abb. 1—3 vor, wohl aber zur Kontraktion und Abreißen von Platten infolge ungleichmäßiger Temperaturabnahme um 40 — 50° von der sonnendurchglühten Felswand tagsüber bis auf 20° in der Nacht. Die tiefere Ursache des Vorganges liegt natürlich in der schlechten Wärmeleitfähigkeit des Gesteins begründet, die einem raschen Ausgleich entgegensteht.

C. Schlußfolgerungen.

Bergschläge können also zurückgeführt werden auf Ausdehnung des Gesteins horizontaler Schichten infolge Druckentlastung, wie sie beim Bau tiefliegender Tunnel und Druckwasser-Leitungsorgane der Kraftwerke vorkommt, aber auch als Kontraktion infolge Abkühlung an Felswänden der Steinbrüche. Analoge Vorgänge kennen wir bei der Gesteinsverwitterung in der Wüste, z. B. Sahara. Für jeden Fall besonders ist zu ermitteln, ob der eine oder andere Faktor überwiegt. Hingegen ist die Ansicht, daß in den Bergschlägen noch eine nachträgliche Auswirkung rückständiger Spannungen infolge der Gebirgsbildung sich zeige, abzuweisen. Wenn man sich vergegenwärtigt, wie durch die Talbildung die Gesteinstafeln oder -platten, die „Schichtpakete“ der Geologen, allseitig zersägt sind, so muß man sofort sagen, daß unmöglich solch alte Spannungen noch vorhanden sein können, da sich schon längst alles ausgeglichen haben muß. Unsere Gebirge stehen nur noch unter dem Einfluß der Schwerkraft.

DER EINFLUSS EINER HOHLKÖRPEREINLAGE ODER KASSETTENAUSBILDUNG
BEI PILZDECKEN UND ANDEREN EISENBETONPLATTEN.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin.

Übersicht. Bei vielen Lösungsversuchen von Plattenproblemen wird die Platte aus zwei Scharen sich kreuzender und gegenseitig durchdringender Balken zusammengesetzt betrachtet. Diese Voraussetzung deckt sich mit der Vernachlässigung der Drillmomente bei den Platten. Es sollen die großen Unterschiede der Lösungen mit und ohne Drillmomentberücksichtigung zahlenmäßig dargelegt werden. Bei den in der Überschrift gekennzeichneten Platten kann eine Drillwirkung nur unvollkommen eintreten. Es muß deshalb vor einer Anwendung der Formeln der neuen Eisenbetonbestimmungen auf diese Decken gewarnt werden.

Problemstellung.

Die Differentialgleichung des Plattenproblems lautet bekanntlich:

$$(1) \quad D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = p(x, y),$$

wo

$$(2) \quad D = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1}$$

ist, x und y ein in der Mittelebene der Platte liegendes Koordinatensystem, w die Durchbiegung, m die Poissonsche Querkonstruktionskonstante, E die Elastizitätskonstante, J das Querschnittsträgheitsmoment, $p(x, y)$ die Belastungsfunktion ist. In dieser Gleichung stellt der mittlere Summand in der Klammer den Anteil der Drillmomente vor. In der Tat, wenn wir eine Schar sich gegenseitig kreuzender und durchdringender Balken betrachten, so muß ihre Differentialgleichung lauten:

$$(3) \quad E \left(J_x \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + J_y \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} \right) = p(x, y),$$

wo J_x und J_y die Trägheitsmomente der Balkenscharen für 1 m Breite in x - und y -Richtung bedeuten.

Das neue Lösungsverfahren des Verfassers¹⁾ ist bekanntlich hinsichtlich der Lastverteilung ein allgemeines, während es sich hinsichtlich der Randbedingungen auf zwei Sonderfälle beschränkt. Diese Fälle betreffen die Randbedingungen der vierseitig freiaufliegenden rechteckigen und einer unendlich ausgedehnten Platte, bei welcher der erste und dritte Differentialquotient für w in regelmäßigen Abständen der x - und y -Richtung verschwinden. Die letzteren Randbedingungen treffen auch auf die sogenannten Pilzdecken zu. Die Lösung wird so erreicht, daß man zunächst die Lastfunktion $p(x, y)$ nach Fourierschen Reihen entwickelt und zu dieser Lastfunktion p sodann ohne weiteres die zugehörige Durchbiegungsfunktion w hinschreiben kann. Das Lösungsverfahren des Verfassers eignet sich sowohl für die Lösung der Differentialgleichung (1) wie (3). Durch Ergänzungsfunktionen kann das Verfahren auf andere Randbedingungen erweitert und völlig verallgemeinert werden.

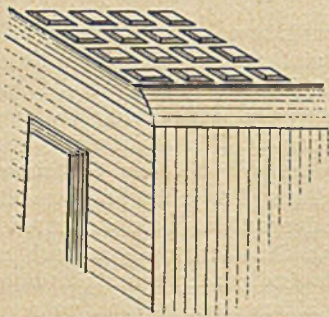


Abb. 1.

Vierseitig freiaufliegende gleichmäßig belastete rechteckige Platten mit und ohne Hohlkörper oder Kassetten²⁾.

Die Abb. 1 zeigt eine kassettierte Decke über einer Zimmerecke in Perspektive.

Die Lastfunktion $p(x, y)$, nach Fourierschen Reihen ent-

1) Lewe, Pilzdecken, Zweite Auflage, Berlin 1926.

2) Vgl. die Ableitung Bauingenieur 1922, Heft 11, S. 345.

wickelt, lautet in diesem Fall für beide Differentialgleichungen (1) oder (3) gleich, nämlich

$$(4) \quad p(x, y) = \frac{16}{\pi^2} \sum_{1,3,5,\dots} \sum_{1,3,5,\dots} \frac{\sin \frac{m \pi x}{2a} \sin \frac{n \pi y}{2b}}{m n}$$

wo $2a$ und $2b$ Länge und Breite der rechteckigen Platte sind. Eine bekannte Fouriersche Reihe ist nämlich

$$1 = \frac{4}{\pi} \left(\frac{1}{1} \sin \frac{\pi x}{2a} + \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi x}{2a} + \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi x}{2a} + \dots \right)$$

Die hierdurch dargestellte Kurve ist periodisch mit Vorzeichenwechsel in den aufeinanderfolgenden Perioden, wie es der Verlauf der Sinuskurve ist. Abb. 2 zeigt diese Kurve.

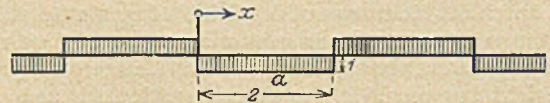


Abb. 2.

Die zugehörige Durchbiegungsfunktion w ist, wenn Differentialgleichung (3) in Frage kommt,

$$(5) \quad \frac{\pi^6 E}{256} \cdot w = \sum_{1,3,5,\dots}^m \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{\sin \frac{m \pi x}{2a} \sin \frac{n \pi y}{2b}}{m n \left[J_x \left(\frac{m}{a} \right)^4 + J_y \left(\frac{n}{b} \right)^4 \right]}$$

Beispiel 1.

Freiaufliegende quadratische Platte mit quadratischen Hohlstellen.

Durchbiegung.

I			
$\frac{\sin m \pi v}{2b}$			
n	y/b = 0,5	1,0	
1	0,707 11	1,0000	
3	0,707 11	- 1,0000	
5	- 0,707 11	1,0000	
II			
$\frac{1\ 000\ 000}{m n (m^4 + n^4)}$			
I	3	5	
500 000	4065,040	319,4888	
4 065,040	685,871	94,423	
319,488	94,428	32,000	
I kombiniert mit II gibt			
III			
y/b	1	3	5
0,5	356 203,51	3292,645	270,057
1,0	496 254,44	3473,597	257,068

IV

$\sin \frac{m \pi x}{2a}$ (wie I Spalten gegen Reihen vertauscht)

x/a	n = 1	3	5
0,5	0,70711	0,70711	0,70711
1,0	1,000	-1,000	1,000

III kombiniert mit IV gibt

V

y/b	x/a = 0	0,5	1,0
0	0	0	0
0,5	0	254 012,369	353 180,934
1,0	0	353 181,152	493 037,911

multipliziert mit 0,000 000 266 281 = $\frac{16^2}{\pi^6 \cdot 1 000 000}$ sind:

VI

Durchbiegungen $\frac{p a^4}{D} \times$ Tabellenzahl

y/b	x/a = 0	0,5	1,0
0	0	0	0
0,5	0	0,067 638	0,094 045
1,0	0	0,094 045	0,131 286

Bieugungsmomente nach x-Richtung.

I

$\sin \frac{n \pi y}{2b}$

n	y/b = 0,5	1,0
1	0,707 11	1,000
3	0,707 11	-1,000
5	-0,707 11	1,000

VII

Tabelle II Spalten nacheinander mit 1², 3², 5² multipliziert.

I	3	5
500 000	36 585,360	7987,220
4 065,040	6 172,839	2360,700
319,488	849,852	800,000

I kombiniert mit VII gibt

VIII

y/b	I	3	5
0,5	356 203,517	30 237,753	6751,429
1,0	496 254,44	31 262,373	6426,52

IV (wie I Spalten gegen Reihen vertauscht)

x/a	n = 1	3	5
0,5	0,707 11	0,707 11	-0,707 11
	1,000	-1,000	1,000

VIII kombiniert mit IV gibt

IX

y/b	x/a = 0	0,5	1,0
0,0	0	0	0
0,5	0	268 480,37	332 720,176
1,0	0	368 468,155	471 418,587

multipliziert mit 0,000 000 657 022 86 = $\frac{16 \cdot 4}{\pi^1 \cdot 100 000}$ ist

X

Krümmung nach x-Richtung = $\frac{p a^2}{D} \times$ Tabellenzahl.

y/b	x/a = 0	0,5	1,0
0	0	0	0
0,5	0	0,176397	0,218607
1,0	0	0,242091	0,309731

Kurze Erklärung.

Die Tabellen I und II sind die in der Formel (5) vorkommenden Zahlenwerte unter der Annahme, daß $D = EJ$ und $J_x = J_y$ und $a = b$ ist. Die Kombination von I und II entsprechend der Vorschrift der Formel (5) ergibt die Tabelle III. Diese mit Tabelle IV, welche den $\sin \frac{m \pi x}{2a}$ der Formel (5) wiedergibt und deshalb durch Spaltengegen Reihenvertauschung der Tabelle I gebildet wird, kombiniert, ergibt die Tabelle V, die den vollen Formelinhalt bis auf einen Faktor darstellt. Durch Multiplikation mit diesem Faktor ergibt sich schließlich die Tabelle VI für die Durchbiegungen. Für die Bieugungsmomente nach der x-Richtung ist zu beachten, daß jetzt die an die Stelle von Formel (5) tretende Ausgangsformel in jedem Gliede mit m^2 zu multiplizieren ist. Es entsteht demnach Tabelle VII aus Tabelle II durch Multiplikation der Spalten mit 1², 3² und 5². Man setzt wiederum Tabelle I links neben diese Tabelle VII und erhält durch Kombination dieser beiden Tabellen die Tabelle VIII und schließlich auf demselben Wege wie vorhin eine Tabelle IX, die noch mit dem entsprechenden Faktor zu multiplizieren ist, um in der Tabelle X die Krümmungen bzw. Bieugungsmomente nach der x-Richtung zu erhalten.

Die den beiden Tabellen VI und X entsprechenden Tabellen bei Berücksichtigung der Drillmomente, Differentialgleichung (1), sind³⁾

Durchbiegung.

η	$\xi = 0,00$	0,25	0,50	0,75	1,00
0,00	0,000 00	0,000 00	0,000 00	0,000 00	0,000 00
0,25	0,000 00	0,010 54	0,018 92	0,024 19	0,025 98
0,50	0,000 00	0,018 92	0,034 11	0,043 73	0,047 01
0,75	0,000 00	0,024 19	0,043 73	0,056 19	0,060 42
1,00	0,000 00	0,025 98	0,047 01	0,060 42	0,065 00

Krümmung nach x-Richtung.

η	$\xi = 0,00$	0,25	0,50	0,75	1,00
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,25	0,0000	0,0289	0,0461	0,0538	0,0559
0,50	0,0000	0,0628	0,0905	0,1020	0,1056
0,75	0,0000	0,0778	0,1155	0,1319	0,1368
1,00	0,0000	0,0828	0,1240	0,1422	0,1476

3) S. Bauingenieur 1922, Heft 11, S. 345 u. 346.

Vergleicht man die entsprechenden Tabellen ohne und mit Berücksichtigung der Drillmomente, so findet man Unterschiede bis zu 100%, woraus hervorgeht, welche große Rolle die Drillmomente bei den Plattenproblemen spielen. Bei Decken mit Hohlkörpereinlagen und noch mehr bei solchen mit Kassettenausbildung hat man also bei freiaufliegenden Rechteckplatten auf diesen Umstand sehr zu achten und darf derartige Decken durchaus nicht nach den Formeln der neuen amtlichen Bestimmungen rechnen. Aber auch bei den vierseitig aufliegenden Eisenbetonplatten ohne Hohlkörpereinlage oder Kassettenausbildung gelten die Formeln der amtlichen Bestimmungen nur so lange, als keinerlei Zugrisse im Beton vorhanden sind. Bei Ermittlung der inneren Spannungen des Verbundkörpers gehen aber die deutschen amtlichen Bestimmungen gerade von der Voraussetzung aus, daß die gezogenen Betonquerschnitte schon gerissen sind. Wenn dieselbe Voraussetzung für die Aufstellung von Formeln für die vierseitig aufliegenden Platten gemacht wird, so können die Formeln der amtlichen Bestimmungen ebenfalls nicht als richtig bezeichnet werden, weil offenbar bei einer nach beiden Richtungen mit Zugrissen versehenen vierseitig aufliegenden Eisenbetonplatte Drillbeanspruchungen entweder überhaupt nicht oder nur mangelhaft auftreten können.

Die nach beiden Richtungen unendlich ausgedehnte gleichmäßig belastete Pilzplatte mit und ohne Hohlstellen.

Nach der ersten Veröffentlichung des Verfassers⁴⁾ lautet die Lösung

$$(6) \quad \left\{ \begin{aligned} \pi^4 D w &= c - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2 p}{m \pi \alpha} \cdot \frac{\sin m \pi \alpha}{a^4} \cos m \xi \\ &- \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 p}{n \pi \beta} \cdot \frac{\sin n \pi \beta}{b^4} \cos n \eta \\ &- \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4 p}{m n \pi^2 \alpha \beta} \cdot \frac{\sin m \pi \alpha \sin n \pi \beta}{\frac{m^4}{a^4} + \frac{2 m^2 n^2}{a^2 b^2} + \frac{n^4}{b^4}} \cos m \xi \cos n \eta \end{aligned} \right.$$

wo

$$(7) \quad \xi = \pi \frac{x}{a} \text{ und } \eta = \pi \frac{y}{b}$$

wenn die Wirksamkeit von Drillmomenten vorhanden ist. Legt man dagegen auch bei der Pilzplatte die Differentialgleichung (3) zugrunde, so lautet die Lösung:

$$(8) \quad \left\{ \begin{aligned} \pi^4 E w &= c - \sum \frac{2 p \sin m \pi \alpha}{m \pi \alpha J_x \left(\frac{m}{a}\right)^4} \cdot \cos m \xi \\ &- \sum \frac{2 p \sin n \pi \beta}{n \pi \beta J_y \left(\frac{n}{b}\right)^4} \cdot \cos n \eta \\ &- \sum \sum \frac{4 p \sin m \pi \alpha \sin n \pi \beta}{m n \pi^2 \alpha \beta \left[J_x \left(\frac{m}{a}\right)^4 + J_y \left(\frac{n}{b}\right)^4 \right]} \cos m \xi \cos n \eta \end{aligned} \right.$$

⁴⁾ S. Bauingenieur 1920, Heft 22, S. 633.

Vergleicht man die Lösungen Formel (6) mit Formel (8), so liegen die Verhältnisse bei der Pilzplatte bezüglich der Abweichungen insofern viel günstiger, als die beiden ersten Summen in diesen Formeln den Hauptanteil darstellen und für den Fall

$$D = E J_x = E J_y$$

in beiden Fällen gleich werden. Die Ungleichheit in beiden Formeln erstreckt sich nur auf die dritten Doppelsummen.

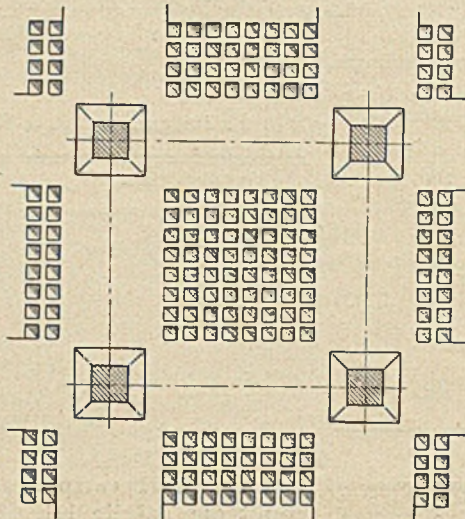


Abb. 3.

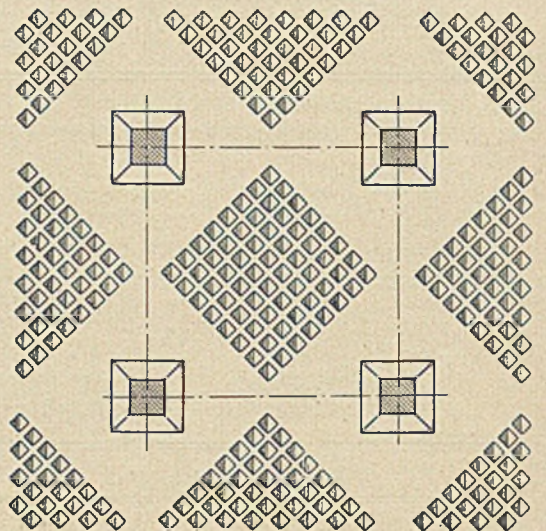


Abb. 4.

Beispiel 2.

Quadratische unendliche Pilzplatte mit der Säulenkopfausladung $\alpha = \beta = 1/3$, durchgehend belastet mit und ohne Berücksichtigung der Drillmomente.

Tabelle I (mit Berücksichtigung der Drillmomente).

Durchbiegungen.			
η	$\xi = 0,00$	0,50	1,00
0,0	0	0,026 89	0,049 04
0,50	0,026 89	0,044 12	0,059 69
1,00	0,049 04	0,059 69	0,070 04

Tabelle II (mit Berücksichtigung der Drillmomente).

Krümmungen nach x-Richtung.			
η	$\xi = 0,00$	0,50	1,00
0,00	- 0,279 36	0,05310	0,199 29
0,50	- 0,177 53	0,01733	0,148 50
1,00	- 0,106 63	0,00296	0,100 84

Demgegenüber lauten die ausgerechneten Tabellen für den Fall der Lösung Formel (8) ohne Berücksichtigung der Drillmomente:

Tabelle I' (ohne Berücksichtigung der Drillmomente).

Durchbiegungen.			
η	$\xi = 0,0$	0,50	1,00
0,00	0	0,034 912	0,063 593
0,50	0,034 912	0,051 63	0,067 158
1,00	0,063 590	0,067 168	0,071 093

Tabelle II' (ohne Berücksichtigung der Drillmomente).

Krümmungen nach x .

η	$\xi = 0,00$	0,50	1,00
0,00	-0,363 918	0,036 695	0,299 57
0,50	-0,139 041	0,011 409	0,12 091
1,00	-0,076 514	0,122 791	0,04 093

Die Zahlen der entsprechenden Tabellen I und I' für die Durchbiegungen und II und II' für die Krümmungen weichen auch hier, insbesondere für die letzteren, beträchtlich voneinander ab. Im Gegensatz zu den freiaufliegenden rechteckigen Platten wird man aber in der Praxis nicht dazu übergehen können, Hohlkörpereinlagen oder Kassettenausbildungen in der Nähe der Säulenköpfe vorzusehen. Die Einlage von Hohl-

körpern oder die Ausbildung von Kassetten kann sich nur auf das zwischen den vier Säulen liegende Feld beschränken und entweder parallel oder diagonal entsprechend den Abb. 3 und 4 zwischen den Säulen liegen. Ein solches zwischen den 4 Säulen liegendes Hohlkörper- oder Kassettenfeld darf etwa halb so groß sein wie das gesamte durch vier Säulenecken gekennzeichnete Deckenfeld, ohne daß man befürchten braucht, daß große Abweichungen von der Lösung der isotropen Platte nach Differentialgleichung (1) eintreten. Die Momentensummen sind übrigens in beiden Fällen, Tabelle II und II' längs $\xi = 0$ und $\xi = 1,00$ annähernd gleich. Für die Pilzplatten mit beschränkten Hohlstellenfeldern in Feldmitte dürften demnach die Lösungen entsprechend der Differentialgleichung (1) wie für isotrope Platten zulässig sein, während bei vierseitig frei aufliegenden Rechteckplatten im Falle von Hohlstellen größere Momentenwerte, wie sie die Lösung für die isotropen Platten ergeben, genommen werden müssen.

ERNST DYCKERHOFF †.

Der Name Dyckerhoff hat im deutschen Betonbau einen guten Klang, und schwer ist der Verlust, der durch den Tod des Vorsitzenden des Vorstandes der Dyckerhoff & Widmann A.-G., des Herrn Dipl.-Ing. Ernst Dyckerhoff eingetreten ist, schwer für die Firma, an deren Spitze er stand, schwer auch für die ganze Betonindustrie und ihre Verbände. Ernst Dyckerhoff, den die Technische Hochschule zu Darmstadt in diesem Jahre zu ihrem Ehrensenator ernannt hatte, starb am 30. September 1926 nach langem schweren Leiden, noch nicht 50 Jahre alt.

Ernst Dyckerhoff war am 12. Februar 1877 in Biebrich geboren, studierte nach Absolvierung der Oberrealschule an den Technischen Hochschulen München und Hannover und erwarb sich als junger Diplom-Ingenieur und Regierungsbauführer seine ersten praktischen Kenntnisse beim Bau der Lahnbrücke bei Staffel, die zu Anfang dieses Jahrhunderts von der Dyckerhoff & Widmann A.-G. ausgeführt wurde. In dem Bestreben, auch Einblick in den öffentlichen Baudienst zu gewinnen, war Ernst Dyckerhoff in den darauffolgenden Jahren im Elsaß im Außendienst der Eisenbahndirektion Metz als Ingenieur tätig, und so wuchs der junge Dyckerhoff im Geiste seines Vaters¹⁾ in die großen Aufgaben hinein, die ihm sein Verhältnis zur Dyckerhoff & Widmann A.-G. stellte.

Vom Jahre 1908 ab bis zu seinem Tode, also 18 Jahre lang, widmete er dann seine ganze Kraft dem Unternehmen, das mit seinen Namen trägt. Unterbrochen wurde dieses Schaffen nur in der Kriegszeit, in der er an der Front dem Vaterlande diente. In sein viel zu kurzes Leben fiel der Aufstieg seiner Firma zu einem Weltunternehmen, in dem er bald zu leitender Tätigkeit berufen war. Im Jahre 1911 kehrte er aus

der Nürnberger Niederlassung in seine Heimat zurück, als die Biebricher Niederlassung zur Zentralstelle ausgebaut wurde, und wurde dann in den Vorstand der Gesellschaft berufen, in dem er bis zu seinem Tode den Vorsitz inne hatte.

Länger als ein Jahrzehnt stand er auf diesem verantwortungsvollen Posten und trug alle die Sorgen, die sich aus den wirtschaftlichen und staatlichen Umwälzungen für die Industrie ergaben. Sein unbegrenztes, opfervolles Pflichtbewußtsein, seine reichen Kenntnisse, seine Führerkraft und sein Menschenverständnis, das dem eigenen Wesen voller Güte und Freundlichkeit entsprang, ließen ihn die Aufgabe meistern, bis schleichende, quälende Krankheit vor Jahresfrist seinen kraftvollen Körper zu zerstören begann.

Trotz der Fülle der Berufspflichten, die Ernst Dyckerhoff aus seinem Geschäftsbereich erwachsen, war sein Interesse stets auch den allgemeinen Fragen des Berufsstandes zugewandt, und wenn es darauf ankam, Not zu steuern und Leid zu mildern, so half er im stillen in seiner bescheidenen, freundlichen Art. Er war Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, und wer die Freude hatte, in solchen Körperschaften mit ihm zusammen zu arbeiten, der bewunderte immer wieder sein scharfes, klares Denken und seinen weiten Blick für die Bedürfnisse der Allgemeinheit.

Ein echter deutscher Mann ist mit Ernst Dyckerhoff dahingegangen, ein hervorragender Führer und ein guter Mensch. Alle, die ihn im Leben kannten und mit ihm zusammen arbeiten durften, werden sein allzu frühes Hinscheiden bedauern und ihn nie vergessen. Ehre seinem Andenken!

W. P.

1) Vgl. „Der Bauingenieur“, 1926, S. 486.



12. 11. 26

BOGENGLEISWEICHEN MIT SPURKRANZAUF LAUF.

Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel.

Die im Bauingenieur 1924, Heft 12, beschriebenen Bogen-
gleise mit Spurkranzauf lauf haben inzwischen für Anschluß-
gleise und Gleisanlagen industrieller Werke weitgehende An-
wendung gefunden. Beim Durcharbeiten der Einzelentwürfe

kann beliebig lang gemacht werden und bildet die Fortsetzung
der anschließenden Kurve. Im geraden Strang klettert der
Spurkranz des Fahrzeuges mit den üblichen auf- und ab-
steigenden Rampen über das Herzstück. Die Zweizungenweiche

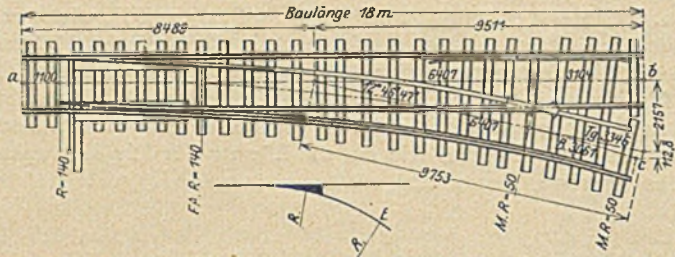


Abb. 1. Zweizungenweiche mit Spurkranzauf lauf.

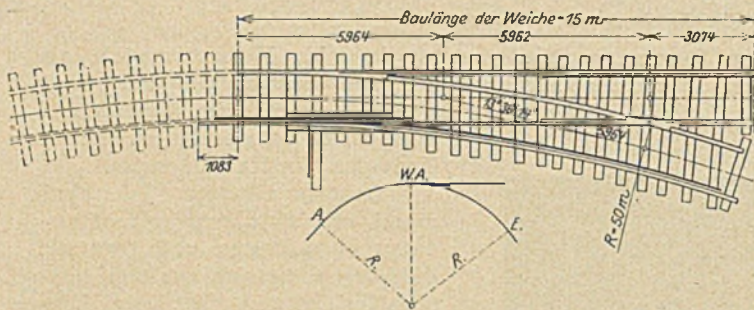


Abb. 2. Einzungenweiche mit Spurkranzauf lauf.

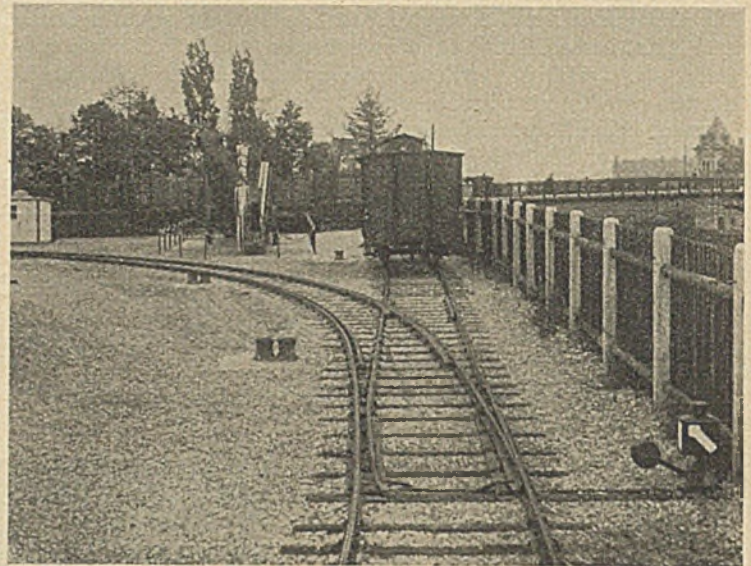


Abb. 3. Ansicht einer Bogenweiche.

mannigfaltiger Art ist man auf eine wertvolle Neuerung ge-
kommen, die geeignet ist, den Anwendungsbereich der Auf lauf-
kurven noch weiter auszudehnen.

Bei den Bogenweichen mit Spurkranzauf lauf wird der
Grundsatz der Auf laufkurven auch auf die Weichen angewendet,
so daß es möglich ist, unmittelbar aus dem Hauptgleis mit einer
Auf laufkurve abzuzweigen. Abb. 1 zeigt eine Auf laufkurven-

wird angewendet, wenn die Kurve aus dem geraden Strang
abzweigt.

Die Einzungenweiche derselben Herstellerin nach Abb. 2
wird für die Abzweigung eines geraden Gleises aus einer Gleis-
kurve benutzt. Die Baulänge der Einzungenweiche beträgt
bei einem Halbmesser von 50 m im geraden Strang 15 m, der
Herzstückwinkel beträgt $13^{\circ} 36' 14''$, das Herzstückverhältnis
also $1 : 4,13$.

Ähnliche Weichen mit Spurkranzauf lauf werden u. a. von
der Maschinenfabrik Deutschland, Dortmund, mit einer Bau-
länge von rd. 18 m und einem Herzstückverhältnis von $1 : 2,849$
bei einem Halbmesser von 35 m, von der Josef Vögele A.-G.,
Mannheim, mit einer Baulänge von 18 m und einem Herzstück-

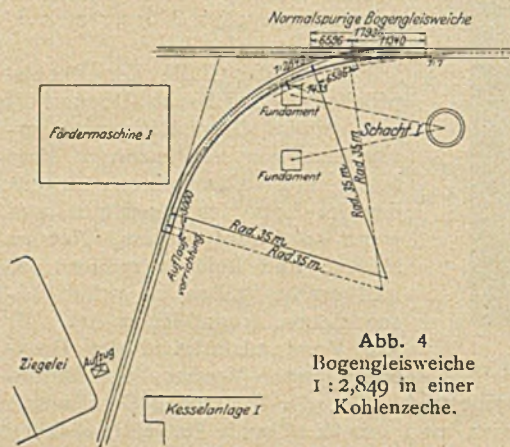


Abb. 4
Bogenweiche
 $1 : 2,849$ in einer
Kohlenzeche.

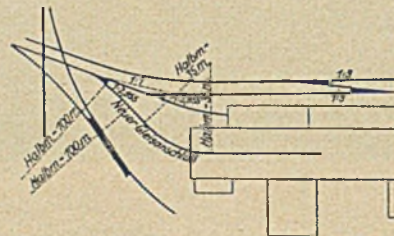


Abb. 5. Bogenweichen
bei beschränkter Längenentwicklung.

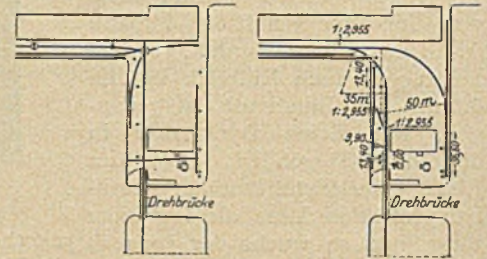


Abb. 6. Weichenverbindung.

weiche der Klöckner-Werke A.-G., Osnabrück, mit einem
Herzstückwinkel von $12^{\circ} 46' 47''$, entsprechend einem Herz-
stückverhältnis $1 : 4,41$; im geraden Strang beträgt die Bau-
länge dieser einfachen Zweizungenweiche bei einem Halbmesser
von 50 m des abzweigenden gekrümmten Stranges im ganzen
18 m; zwischen dem Anfang dieses Bogens und dem Ende des
Bogens der Zungenvorrichtung, die aus einer 3,2 m langen
Regelzunge der Weiche $1 : 7$ besteht, ist ein parabolisch ge-
krümmter Bogen eingeschaltet. Die Auf lauframpe im Außen-
strang des abzweigenden Bogens ist 3 m lang und beginnt un-
mittelbar hinter der Zungenwurzel. Der abzweigende Strang

verhältnis von $1 : 3,9967$ und der Bahnindustrie Paul Ende,
Hannover, hergestellt. Abb. 3 zeigt eine Bogenweiche
der Josef Vögele A.-G., Mannheim, in der Ansicht.

Infolge des großen Herzstückwinkels dieser Weichen ist
ihr Anwendungsgebiet recht vielseitig. In Abb. 4 ist die Ab-
zweigung eines Bogenweiches mit einer Weiche $1 : 7$ und einer
Sonderweiche $1 : 2,849$ der Maschinenfabrik Deutschland,
Dortmund, gegenübergestellt. Nur mit einer Auf laufkurven-
weiche war es möglich, zwischen dem Fundament eines Förder-
gerüsts und der Ecke eines Fördermaschinenhauses hindurch-
zukommen.

Die Verwendung der Sonderweiche ist ferner in solchen Fällen zweckmäßig, wo die Längenentwicklung behindert ist. Abb. 5 zeigt einen Anwendungsfall, bei dem die Lage der durchgehenden Hauptgleise zu dem mit einem Gleisanschluß zu versehenen Gebäude den Einbau zweier Bogengleisweichen notwendig macht.

Schließlich ist die Bogengleisweiche für Weichenverbindungen zwischen gleichlaufenden Gleisen dann angebracht, wenn eine möglichst große Gleislänge nutzbar gemacht werden

muß. In Abb. 6 ist der frühere Zustand der Gleisanlagen auf der Kaizunge einer Werft und die Verbesserung durch Auflaufkurven und Bogengleisweichen gegenübergestellt. Nur durch Bogengleisweichen war es möglich, auf der einen Seite der Kaizunge ein Krangleis anzulegen; bei der Anwendung von Regelweichen wäre auf beiden Seiten eine genügende Ausziehlänge für Kräne nicht übrig geblieben.

Der Grundsatz der Auflaufkurven kann in den meisten Fällen auch auf Gleiskreuzungen angewendet werden.

DIE TAGUNGEN IN DANZIG.

Eine klare Herbstsonne strahlte über den Veranstaltungen einer ganzen Reihe fachlicher Vereinigungen, die anfangs September dieses Jahres in der altberühmten Stadt Danzig gemeinsam tagten. Es waren dies der Deutsche Verein für öffentliche Gesundheitspflege, die Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte, die Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands, der Verein für Schulgesundheitspflege und die Vereinigung Deutscher Kommunal-, Schul- und Fürsorge-Ärzte. Das glänzende Festhaus der alten Hansastadt, der Artushof, hätte nicht sämtliche Teilnehmer zugleich aufnehmen können. Es wurden daher die fünf Vereinigungen in zwei Gruppen geteilt, deren jede an einem besonderen Abend von dem Senat der Freien Stadt Danzig in feierlicher Weise begrüßt wurde. Der erste Begrüßungsabend galt der Vereinigung der Technischen Oberbeamten Deutscher Städte und der Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. Senator Dr.-Ing. Leske gab in seiner bedeutsamen Begrüßungsrede einen Rückblick auf die Entstehung und Entwicklung Danzigs zu hoher Blüte unter dem Deutschen Ritterorden und zurzeit der Hansa, stellte ernste Betrachtungen an über die Zukunftsaussichten der durch das Versailler Diktat vom deutschen Mutterlande gewaltsam abgetrennten kerndeutschen Stadt und schloß mit der Aufforderung an die aus dem Reiche herbeigeeilten Besucher: „Schicken Sie Ihre Söhne auf die Technische Hochschule Danzig“.

Mit warmen Worten dankte der Vorsitzende der Vereinigung Technischer Oberbeamten deutscher Städte Stadtbaurat Dr. Wagner-Speyer (Nürnberg) für die gastliche Aufnahme. Seine Ausführungen gipfelten in dem Wunsche, daß der Stadt Danzig bald die Krone ungehemmten Gedeihens geschenkt werden möge, die in ihrem Wappenschild über dem doppelten Kreuz der politischen und wirtschaftlichen Not schwebt. Nach dem mit starker Begeisterung aufgenommenen Hoch auf Danzig begrüßte auch Seine Magnifizenz der Rektor der Technischen Hochschule Professor Kloeppel die Versammlung und gab dabei dem Wunsche Ausdruck, daß bei der Lösung der gewaltigen Aufgaben, die unsere Zeit stellt, ein immer innigeres Zusammenarbeiten zwischen Architekt und Bauingenieur Platz greifen möge.

Die fachlichen Verhandlungen an den beiden nächsten Tagen fanden in den schönen Räumen der Technischen Hochschule statt. Sie wurden am ersten Tage innerhalb der einzelnen Vereinigungen gesondert abgehalten, während am zweiten Tage die Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte und der Deutsche Verein für öffentliche Gesundheitspflege sich zu einer gemeinsamen Tagung vereinigten. Damit wurde erfreulicherweise die alte Gepflogenheit wieder aufgenommen, die jahrzehntelang bis kurz vor Ausbruch des Krieges bestand, nämlich die Zusammenarbeit der juristisch vorgebildeten Verwaltungsbeamten, der leitenden technischen Beamten sowie der Hygieniker der Städte. Gerade dieser innigen Zusammenarbeit im Deutschen Verein für öffentliche Gesundheitspflege, die ihren Ausdruck darin fand, daß der Vorsitz zwischen den drei verschiedenen Fachgruppen in regelmäßiger Folge jährlich wechselte, ist es zu danken, daß der Deutsche Verein für öffentliche Ge-

sundheitspflege seinen so ungemein segensreichen Einfluß auf die Entwicklung unserer Deutschen Städte erlangen konnte. Es wäre daher dringend zu wünschen, daß die Rückkehr zu dieser alten bewährten Gepflogenheit auch für die Folgezeit beibehalten würde.

In den zweitägigen Beratungen der fünf verschiedenen Vereinigungen wurde eine große Reihe von Gegenständen des Städtebaues und der öffentlichen Gesundheitspflege behandelt. Für die Leser dieser Zeitschrift dürften die nachstehend erwähnten Vorträge von besonderem Belang sein.

Bei den Sonderberatungen der Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte hielt der neugewählte Stadtbaurat von Halle an der Saale, Professor Dr. Heilmann, einen Vortrag über: „Die Grenzen der Verwertung städtischer Abwässer“. Er legte in klarer, überzeugender Weise dar, daß die enge Grenze in der Verwertung der städtischen Abwässer durch die Geringwertigkeit der aus ihnen gewinnbaren Dungstoffe gezogen ist. Über diesen Gegenstand herrschen selbst in den Technikerkreisen, namentlich bei den Siedlungsfachleuten, vielfach noch ganz unrichtige Anschauungen, die durch die sachlich gänzlich unbegründete übereifrige Tätigkeit gewisser unberufener Kreise immer wieder von neuem genährt werden. Es würde der für die ganze Volkswirtschaft besonders wichtigen Städteentwässerung ein großer Dienst erwiesen werden, wenn die ausgezeichneten Darlegungen Heilmanns die weiteste Verbreitung in der Öffentlichkeit finden würden.

Die Ausführungen Heilmanns wurden durch den darauf folgenden Vortrag von Baudirektor Dr. Imhoff-Essen über den gleichen Gegenstand in wirksamster Weise unterstrichen. Imhoff machte wertvolle Mitteilungen über die im Emschergebiet unter seiner Leitung angestellten Versuche mit belebtem Schlamm und überraschte die Zuhörerschaft durch die Vorführung von glänzend gelungenen Filmen, die in anschaulichster Weise einen ganz vortrefflichen Einblick in die Tätigkeit der hierbei wirksamen kleinsten Lebewesen gewährten.

Einen anderen gleichfalls sehr zeitgemäßen Gegenstand behandelten die Vorträge von Stadtbaurat Dr. D. Dr. Hentrich-Düsseldorf und Stadtbaurat Diefenbach-Bochum über: „Modernen Straßenbau“, bei denen die Anpassung des Straßenbaues an die besonderen Bedürfnisse des Kraftfahrzeugwesens naturgemäß eine besondere Rolle spielte.

In der an die Vorträge sich anschließenden Besprechung berichtete Professor Dr. Woermle von der Technischen Hochschule Danzig an der Hand zahlreicher vortrefflicher Lichtbilder ausführlich über die unlängst von ihm ausgeführte Studienreise über das Straßenwesen Amerikas.

Aus der gemeinsamen Tagung der Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte und des Deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege am zweiten Verhandlungstage sei besonders erwähnt der Vortrag von Verbandsdirektor Dr. Schmidt-Essen über: „Städtebau und Landesplanung“. Landesplanungen sind städtebauliche Planungen, die über das Gebiet der eigentlichen Stadt zum Teil weit hinausgehen. Sie werden erforderlich für diejenigen Gegenden, in denen sich besonders starke Bevölkerungsanhäufungen zeigen, da die ein-

12. 11. 26.

zelle Stadt selbst bei Erweiterung ihres Gebietes nicht mehr in der Lage ist, allen Anforderungen des Verkehrs, der Stadttechnik und der Stadthygiene Rechnung zu tragen. Die unbedingt nötige öffentlich-rechtliche Regelung der Landesplanung ist bisher nur für das Ruhrgebiet geschaffen worden; sie muß auch auf andere eng bevölkerte Gegenden des Deutschen Reiches ausgedehnt werden.

Leider verbietet die Beschränkung des hier zur Verfügung stehenden Raumes ein Eingehen auf die Fülle der sonst noch in den einzelnen Gruppen gehaltenen Vorträge und Erörterungen über bedeutsame Fragen aus dem Gebiete des Städtebaues und der öffentlichen Gesundheitspflege.

Nach Abschluß der Verhandlungen wurde für die Teilnehmer sämtlicher Vereinigungen eine Dampferfahrt gegen

Hela veranstaltet, die in Zoppot endigte. Dort an der gemeinsamen Tafel im Festsaal des Kurhauses erklang noch manches beherzigenswerte Wort.

Der Sonnabend war dem Besuche der altberühmten Schenswürdigkeiten der Stadt Danzig und ihrer herrlichen Umgebung gewidmet.

Am Sonntag führte ein Sonderzug die Festteilnehmer nach dem alten Ordensschloß Marienburg. Mit der Besichtigung dieses ehrwürdigen Denkmals deutscher Kulturarbeit im fernen Osten endigten die Danziger Tagungen, deren reichhaltige Eindrücke sicherlich bei allen Teilnehmern in schönster Erinnerung unvergänglich fortleben werden, alle Herzen mit der Überzeugung erfüllend: Danzig war deutsch, ist deutsch und soll deutsch bleiben!
Ewald Genzmer.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zum Tode des englischen Brückeningenieurs Sir Bradford Leslie.

Aus „Engineering“ vom 26. März 1926.

Am 23. März d. J. ist in England Sir Bradford Leslie im hohen Alter von 95 Jahren gestorben. Schon in jungen Jahren als Brückenbauer mit Auszeichnungen bedacht, hat er die besten Jahre seines langen und tätigen Lebens dem Brückenbau in England und namentlich in Indien gewidmet.

1831 in London als Sohn eines Schriftstellers und Malers von Ruf geboren, studierte er bei J. K. Brunel und zeigte so vielversprechende Fähigkeiten, daß er zwanzigjährig beim Bau der Brücke über den Wye-Fluß bei Chepstow als Hilfsingenieur Verwendung fand. Nach einer weiteren für ihn lehrreichen Ingenieurstätigkeit beim Bau der Saltash-Brücke über den Tamar, wo das verhältnismäßig neue Verfahren der Druckluftgründung verwendet wurde, bei Eisenbahn- und Dockbauten, ging er 1859 auf Veranlassung von Brunel nach Indien. Er hatte, damals erst 27jährig, den Auftrag zum Bau von zwei großen Brücken über den Kumar, wo ihm seine Erfahrungen mit der Druckluftgründung sehr zustatten kamen. Nach erfolgreicher Erledigung dieser Aufgabe und einer 4jährigen Tätigkeit beim Entwurf und Bau verschiedener Eisenbahnlinien im Gebirgsland von Wales, ging er im Jahr 1865 als Chefingenieur der ostbengalischen Eisenbahn zum zweiten Male nach Indien. Der Ausbau der Bahn war verbunden mit dem Bau einer Brücke über den Gorai mit 7 Öffnungen von je 56 m Spannweite. Die Gründung der eisernen mit Mauerwerk umkleideten Pfeiler, die bis zu einer Tiefe von 25—30 m im reißenden Strom hinabgeführt werden mußten, stellte an die Erfindungsgabe und Umsicht Leslie's große Anforderungen. Eine Beschreibung dieses Brückenbaues, der „Institution of Civil Engineers“ eingereicht, gewann ihm 1872 den Telford-Preis und die Medaille.

Das bedeutendste Brückenproblem, das durch Leslie seine Lösung fand, war die Überspannung des Hooghly bei Kalkutta durch eine Schiffsbrücke, wo die Verhältnisse durch große Wasserspiegelschwankungen infolge Ebbe und Flut und durch die für kleine und große Schiffe notwendige Freihaltung des Schiffsfahrweges besonders kompliziert lagen. Da zur selben Zeit der Stadtgenieur von Kalkutta aus Gesundheitsrücksichten zurücktrat, konnte Leslie als dessen Nachfolger selbst die vollständige Ausführung seines Entwurfs übernehmen. Die „Institution of Civil Engineers“ zeichnete ihn für diese Tat 1878 mit der Watt-Medaille und dem Telford-Preis aus.

In seiner Eigenschaft als Stadtbaumeister von Kalkutta vollendete Mr. Leslie die von seinem Vorgänger begonnene Wasserversorgung und Kanalisation der Stadt.

Im Jahre 1876 wurde er Chefingenieur der ostindischen Eisenbahn, wo seine Tätigkeit im Gegensatz zu seinem bisherigen Wirkungskreise auch umfangreiche verwaltungstechnische Pflichten umfaßte. Die Notwendigkeit, das Tal des Ganges durch eine direkte Eisenbahnlinie mit Kalkutta zu verbinden, führte zum Bau einer großen Auslegerbrücke über den Hooghly bei Naihati, die sogen. Jubilee-Brücke, die unter Leslie's Leitung in der kurzen Zeit von drei Jahren vollendet wurde. Für dieses Werk wurde Leslie mit dem Rang eines Komturs des indischen Kaiserreiches ausgezeichnet, die „Institution of Civil Engineers“ verlieh ihm im Jahre 1888 die Stephenson-Medaille und den Telford-Preis.

Um diese Zeit kehrte Leslie krankheitshalber nach England zurück. Obwohl seine aktive Teilnahme am Ausbau der Verkehrsstraßen Indiens damit aufhörte, bewahrte er dem Lande doch bis zuletzt ein reges Interesse.

Als eine im Jahr 1910 gebildete Kommission zur Untersuchung der Brückenfrage über den Hooghly bei Kalkutta, die infolge des stark angewachsenen Verkehrs wieder akut geworden war, sich mit einer Einladung an Sir Bradford wandte, arbeitete dieser im Jahre 1918 im Alter von 88 Jahren einen Entwurf aus, der die bestehende Schiffs-

brücke durch zwei nebeneinander liegende ersetzte, wodurch die Fahrstraßenbreite von 15,5 auf 30 m mit entsprechend verbreiterten Fußwegen vergrößert wurde. Dieses Projekt wurde zwar zugunsten einer großzügigen Auslegerkonstruktion zurückgestellt, jedoch ist auch dieser Entwurf bis heute nicht zur Ausführung gekommen.

Sir Bradford hat keineswegs infolge eines besonders freundlichen Geschickes ein so hohes Alter erreicht. Sein langjähriger Aufenthalt in heißen Klimaten und die überaus schweren Strapazen, denen er in jenen Zeiten ausgesetzt war, brachten ihm in späteren Jahren ein mehr als normales Maß von Krankheit. Trotzdem besaß er in ungewöhnlichem Grad ein heiteres und zuversichtliches Gemüt, Selbstlosigkeit und Fleiß, Eigenschaften, die seinen Namen ebenso wie seine ausgezeichneten beruflichen Leistungen sowohl in England wie in Indien lebendig erhalten werden.
Dipl.-Ing. G. Merkle, Karlsruhe.

Die Ursachen des Einstürzens von Hochbauten.

Die Ursachen der vielen Einstürze neuer Hochbauten in Italien liegen nach den Untersuchungen des Ingenieurs Emil Kucich in Mailand in der ungenügenden theoretischen Schulung und leichtfertigen Bauführung der betreffenden Unternehmer.

Unzureichende Festigkeit der Baustoffe ist nur in Ausnahmefällen die Ursache von Zusammenbrüchen, denn die statischen Berechnungen nehmen Rücksicht auf die gewöhnlichen Schwankungen der Festigkeit. Aber die Prüfung der Baustoffe ist ungenügend. Während für Eisenbetonbauten weitgehende Prüfungen der Baustoffe vorgeschrieben sind, fehlen gleichwertige Vorschriften z. B. für Holz und Ziegel. Auch die einfachen Formeln in den Bauvorschriften zur Ersparung schwieriger Rechnungen enthalten einen so hohen Sicherheitsgrad, daß sie keine Gefahr herbeiführen, wenn sie nur in ihrem Geltungsbereich benutzt werden.

Ungenügend sind oft die Berechnungen für die Planung. Ein Zwang zur Vorlage genauer Berechnungen für die Bauwerke bei der Baubehörde würde die solchen Berechnungen nicht gewachsenen Unternehmer nötigen, sich der Hilfe geeigneter Sachverständiger zu bedienen, wie dies gewissenhafte Unternehmer schon tun, und bei einem Einsturz die Klärung der Schuldfrage sehr erleichtern. Die Prüfung durch die Baubehörde sollte den Unternehmern die Verantwortung für die Berechnungen nicht abnehmen und könnte sich, um die Prüfungsarbeiten nicht ins Ungemessene zu steigern, auf die Zulässigkeit der Belastungsannahmen, der benutzten Formeln und der errechneten Beanspruchungen beschränken. Der Zwang müßte sich aber nicht nur auf die Berechnung für das Bauwerk selbst erstrecken, sondern auch auf die Berechnungen für die Gerüste, die oft, besonders bei Betonbauten, kaum weniger beansprucht werden als das Bauwerk selbst. Bei den Bauten in alter Zeit genügte die durch Erfahrung gesicherte Überlieferung der Bauregeln, die heute notwendige Wirtschaftlichkeit in der Raum- und Stoffausnutzung erfordert aber genaue Berechnungen und große wissenschaftliche Kenntnisse.

Vorzeitige Ausrüstung von Betonbauten führt oft den Einsturz herbei, obwohl auch beim Fehlen von Sandtöpfen das Verhalten von Sägeschnitten in den Stützen deutlich erkennen läßt, ob der Beton sich schon selber trägt.

Ungeeignete Bauleiter verschulden oft schwere Schäden. Ein Bauplan kann nicht Aufschluß geben über alle Fragen, die bei der Bauausführung auftauchen und sofort entschieden werden müssen, was nur ein theoretisch und praktisch geschulter Bauleiter kann. Unvermutete behördliche Prüfungen der Arbeiten auf den Baustellen würden in dieser Beziehung von heilsamem Einfluß sein.

Einer der häufigsten Gründe für den Einsturz von Bauwerken ist die Vernachlässigung der Einwirkung des Bauwerkes auf den Baugrund. Man müßte den Baugrund ebenso als Baustoff ansehen wie die anderen, ihn also in jedem Falle auf seine Tragfähigkeit und

Zusammendrückbarkeit prüfen. Die übliche Auflagerung der Deckenbalken gibt eine exzentrische Belastung der Mauern und damit eine ungleiche Zusammendrückung des Baugrundes, die, wenn sie auch nur je 1 mm beträgt, in 15 m Höhe schon ein Ausweichen der Mauer von 45 cm erzeugt, also ohne wirksame Gegenmaßregeln zum Einsturz führt. Läßt sich die der Exzentrizität entsprechende Verbreiterung der Gründung, z. B. an der Nachbargrenze, nicht ausführen, so müssen die Decken auf weiter einwärts gesetzte Pfeiler mit genügender Verbreiterung abgestützt werden, sodaß die Umfassungsmauern nur ihr eigenes Gewicht zu tragen haben. Jeder größere Bau erfordert also die sorgfältige Prüfung der Tragfähigkeit des Baugrundes und die Berücksichtigung der Ungleichmäßigkeit dieser Tragfähigkeit, besonders bei exzentrischer Belastung. (Aus Cemento armato vom Dezember 1925, Beiblatt 11 Costruttore edile, S. 53 bis 57 mit 3 Zeichnungen.) N.

Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82 D 13 100 nachstehende Verfügung vom 14. Oktober 1926 bekannt:

„Um eine einheitliche Kennzeichnung der Setzköpfe von Nieten aus hochwertigem Baustahl zu erreichen (vgl. Abs. V der „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Stahl St. 48), ersuchen wir, die Kennzeichnung dieser Nietköpfe künftighin in der Weise ausführen zu lassen, daß das erhabene „H“ auf einer Abflachung angebracht wird, und daß der Durchmesser der Abflachung das 0,75fache, der Durchmesser des das „H“ umschreibenden Kreises das 0,6fache und die Stärke des erhabenen „H“ das 0,05fache der Schaftstärke des ungeschlagenen Nietes beträgt. Für die Kennzeichnung der gebräuchlichsten Niete werden daher die aus der nachstehenden Tabelle ersichtlichen Abmessungen anzuwenden sein:

Schaftdurchmesser des ungeschlagenen Nietes in mm	Durchmesser der oberen Kopffläche (Abflachung) in mm	Durchmesser des „H“ umschreibenden Kreises in mm	Stärke des „H“ in mm
13	10	8	0,7
16	12	10	0,8
19	14	12	1
22	17	13	1,1
25	19	15	1,2
28	21	17	1,4
31	23	19	1,6

Das Eisenbahn-Zentralamt wird ein Musterblatt für die Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl anfertigen und es der Gruppenverwaltung Bayern und den Reichsbahndirektionen in je 3 Abdrucken überweisen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
(gez.) Kraefft.

Tragfähigkeitsuntersuchungen bei einer tiefen Gründung mittels Senkkästen.

(Hochhaus von 170 m Höhe in Columbus.) E. N. R. 21. Januar 1926.

Die vor der Gründung vorgenommenen Bohrproben wiesen bei 25 m Tiefe Kalkstein nach, darüber Ton, Feinsand und endlich Sand und Kies gemischt. Der Grundwasserspiegel lag bei 18 m Tiefe unter der Straßenebene. Es wurden Senkkästen mit Luftdruckgründung verwendet. Auf diesen sollten die Träger — aus bewehrtem Beton — bis zu 1000 t aufnehmen. Da man von der Mitwirkung des Bodendrucks bei den Trägern absah, hatten die Senkkästen die ganze Last auf den Boden zu übertragen. Entsprechend waren die Abmessungen der Träger bei einem Gemisch von 1 : 1 : 2 und sehr starker Bewehrung bis zu 2,3 x 2,3 m². Die Senkkästen mit eisernen Schnittkanten waren quadratisch 1,8 x 1,8 bzw. 2,8 x 2,8 m². Sie waren für eine

Belastung von 38 kg/cm² bestimmt bei Vernachlässigung der Seitenreibung des Bodens. Die Senkkastenschächte waren oben quadratisch, von der Mitte abwärts kreisrund, und aus Eisenbeton. Sie sollten bis 31 m Tiefe hinabgetrieben werden und nach ihrem Absinken sollten sowohl Arbeitskammern und Schächte mit Beton ausgefüllt werden.

Die in Frage kommende Tonschicht bestand aus braunem, plastischem Ton, der nach der Tiefe zu unter Schichtenbildung allmählich zu hartem, blauem Ton überging. Dieses letztere tonschieferartige Material wies eine solche Seitenreibung an den Senkkästen auf, daß man besonderer Auflasten — bis zu 500 t Gußeisenblöcke — benötigte. In einem Fall konnte man sich nur mit Untergraben des Senkkastens und Betonausfüllen helfen und mußte oben den Schaft abschneiden. Fels wurde nicht angetroffen, nur zahlreiche Ablagerungen, die allmählich in Form von 25 cm starken Gesteinsschichten auftraten. Somit sanken die eisernen Schneidkanten der Senkkästen weitere 3 m tiefer ab, als man beabsichtigt hatte. Da man auch in größerer Tiefe nicht auf Fels stieß, die Kosten des Aushubs des harten Schiefertons erheblich waren, und man evtl. die Schächte der Senkkästen hätte verlängern müssen, entschloß man sich, bei der Tiefe 34 m unter Straßenebene mit der Absenkung der Kästen einzuhalten und eine entsprechende Unterfüllung vorzunehmen.

Belastungsproben des Tons wurden sowohl an „Ort“, wo der Ton an seitlichem Ausweichen verhindert war, wie an besonders herausgeschnittenen Probewürfeln — in der Prüfmaschine — durchgeführt, um namentlich das Verhältnis beider Versuchsergebnisse zueinander für die Entscheidung der Frage des Sicherheitsgrades feststellen zu können.

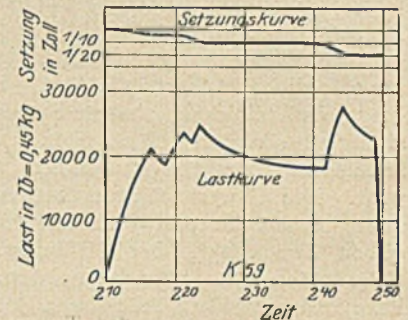
Als Apparat für die erstere Probe diente ein doppeltes Stahlfederblatt, das auf einer 12 x 12 cm²-Platte direkt auf dem Boden der Arbeitskammer auflag. An dieser Federung war eine Schraubwinde mit Kugellagerung so angesetzt, daß sie sich gegen die Schneidkante des Senkkastens abstützte. Mittels Zeigervorrichtung las man beiderseits der Federung die Auflast ab.

Die zwei federnden Stahlplatten von 25 cm Breite, 50 cm Länge und 4 cm Stärke waren durch am Rande angeordnete Stahlleisten voneinander getrennt. Die Lastübertragung erfolgte durch ebensolche Leisten in der Mitte der beiden Federblätter. Die Setzung der Lagerplatte in den Boden wurde vermittels eines feinen gespannten Drahtes auf einer Zelluloidtafel mit Skala durch einen Spiegel abgelesen, der mit dem unteren Federblatt in Verbindung stand. (Genauigkeit 1/100 Zoll.)

Die Laststeigerung erfolgte mit je 7 kg/qcm wachsender Last, bis etwa 1/10 Zoll Senkung erfolgt war (2,5 mm). Dann wurde etwa während 15 Minuten das Ausweichen des Materials unter der Last beobachtet (Diagramm Abb. 1) und weiterhin die Last bis zur Grenze der Federspannung bzw. bis zum völligen Nachgeben des Tons gesteigert. Ausgesprochene Setzungen waren von einem Aufwölben bzw. Reißen der umgebenden Tonschichten begleitet.

Die mit einer Handsäge zugeschnittenen Probewürfel von 20 cm Kantenlänge wurden in der Prüfmaschine gedrückt. Die Brucherscheinungen sind ähnlich wie bei Betonwürfeln. Das Ergebnis z. B. unter dem Senkkasten 59 zeigte 27 kg/cm² Höchstlast; die Bruchlast an dem entsprechenden Würfel unter der Prüfmaschine entsprach 20 kg/qcm. Der Unterschied beider ist also 25,9%; im Mittel war es 31% (an 9 verschiedenen Probestellen). Die Traglast des Bodens, der am Ausweichen verhindert ist, ist also für den Fall, daß der Senkkasten endgültig abgesenkt ist, ist zweifellos größer als unter der 12 x 12 cm²-Auflagerplatte des Versuchs. Deshalb entschied man sich, als zulässige Last einen Druck nicht über 35% entsprechend der bei der Belastungsprobe auftretenden Bruchlast anzunehmen; maximal 27 kg/qcm. Das in Frage kommende Material war grauer Schiefer-ton und enthielt keine überschüssige Feuchtigkeit. An der Luft trennten sich die oben erwähnten „Schichten“, und im Wasser löste sich der Ton auf.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe i. B.



WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Wohnungsbauprogramm der freien Gewerkschaften.

Die freien Gewerkschaften (Allgemeiner deutscher Gewerkschaftsbund, Allgemeiner freier Angestelltenbund und Allgemeiner deutscher Beamtenbund) haben der Öffentlichkeit ein Wohnungsbauprogramm unterbreitet, das folgende Hauptgesichtspunkte umfaßt:

Der Fehlbetrag an Wohnungen im ganzen Reich wird mit mindestens 800 000 Wohnungen angenommen (das Reichsarbeitsministerium rechnet nur mit 600 000). Der jährlich ent-

stehende laufende Neubedarf wird auf 150 000 Wohnungen beziffert. Es wird für notwendig gehalten, daß die Reichsregierung ein Mindestwohnungsbauprogramm aufstellt, das für die Länder und Gemeinden bindend ist. Dieses Bauprogramm soll nur die Wohnungsfürsorge der minderbemittelten Volksklassen ins Auge fassen, von denen angenommen werden muß, daß sie nicht in der Lage sind, Bauzuschüsse in nennenswerter Höhe zu leisten. Eine Mietsteigerung wird für die nächste Zeit für undurchführbar erklärt. Mietsteigerungen können deshalb nach Ansicht der

Gewerkschaften für die Finanzierung des Wohnungsbauprogramms nicht in Rechnung gestellt werden.

Die Wohnfläche der auf Grund des Bauprogramms zu errichtenden Wohnungen soll im Höchstfalle 100 qm betragen, im Durchschnitt etwa 60 bis 65 qm. Die Baukosten für eine Neubauwohnung von 60 bis 65 qm Wohnfläche werden mit M. 10 000,— je Wohnung angenommen. Die Aufbringung dieser Summe ist in der Weise vorgesehen, daß 40% der Summe (also M. 4000,—) durch 1. und 2. Hypothek, 55% (also M. 5500) durch Hauszinssteuerhypothek und 5% (also M. 500) durch Zuschuß des künftigen Mieters aufgebracht werden. Bei dieser Art der Finanzierung glaubt man erreichen zu können, daß die Mieten nicht mehr als 110% der Vorkriegsmieten ausmachen.

Die erste und zweite Hypothek sind nach Ansicht der Gewerkschaften in erster Linie auf dem innerdeutschen Kapitalmarkt zu beschaffen, wobei angenommen wird, daß neben dem privaten Kapitalmarkt Sparkassen und soziale Versicherungsanstalten einen erheblichen Anteil dieses Kapitals zur Verfügung stellen können. Als Zinsfuß für die erste Hypothek wird ein Zinsfuß von 6% für angemessen erachtet zuzüglich einer Tilgungsquote von jährlich 1%.

Die Hauszinssteuer in ihrer jetzigen Form wird als eine „sozialpolitische Unmöglichkeit“ bezeichnet. Es wird verlangt, daß mit dem jetzigen System, bei dem die Hauszinssteuer zum großen Teil als Steuerquelle für allgemeine Finanzzwecke in Anspruch genommen wird, energisch aufgeräumt wird. Die Gewerkschaften fordern, daß 25% der Vorkriegsmiete restlos für den Wohnungsbau verwendet, und daß für diesen Zweck 25% der wirklichen Vorkriegsmiete von allen Grundstücken aufgebracht werden. Die Beschaffung billigen Baugeländes wird als Pflicht von Reich, Ländern und Gemeinden bezeichnet. Nötigenfalls ist das Gelände durch Enteignung zu beschaffen.

Als unerläßliche Voraussetzung für die Durchführung des Wohnungsbauprogramms wird die Anwendung möglichst wirtschaftlicher Baumethoden bezeichnet. Es heißt wörtlich:

„Von ganz besonderer Bedeutung ist die Einsparung von Baukapital durch Rationalisierung der Bauwirtschaft im Sinne des Serienbaues unter weitestgehender Typisierung der Bauten und Normalisierung der Bauteile.

Zu diesem Zwecke haben die Länder und Gemeinden darauf Bedacht zu nehmen, daß das öffentliche Baukapital nicht im individuellen Bau verzettelt, sondern soweit als möglich zu Großaufträgen konzentriert wird, die unter sachverständiger Leitung erster Bauwirtschaftler und Architekten zur Ausführung zu bringen sind.“

Um eine rationelle Bauweise sicherzustellen, soll unter der Leitung des Reiches eine besondere Forschungsstelle eingerichtet werden zur Prüfung aller Neuerungen der Bautechnik. Diese Forschungsstelle soll neue Baumethoden für die Anwendung reif machen.

Einer der Haupthinderungsgründe für die Belebung des Wohnungsbaues wird in der jetzigen bürokratischen Behandlung der Baugenehmigungen usw. erblickt. Der bürokratische Instanzenweg soll abgebaut und die Genehmigungserteilung in eine Hand gelegt werden.

Für Werkwohnungen sollen öffentliche Mittel nicht gegeben werden. Die Zinsen der aus öffentlichen Mitteln gewährten Hypotheken sollen zur weiteren Verstärkung des Wohnungsbaues verwendet werden.

Die Gewerkschaften halten die Aufstellung eines jährlichen Mindestbauprogramms, wenigstens für die nächsten 5 Jahre, für notwendig. In jedem Jahr sollen 250 000 Wohnungen gebaut werden. Der Kapitalbedarf hierfür wird unter Zugrundelegung der oben angegebenen Finanzierungsmethode auf 2,5 Milliarden Mark berechnet. Diese Summe ist — wie die Gewerkschaften meinen — aufzubringen, wenn der innerdeutsche Kapitalmarkt 40% dieser Summe zur Verfügung stellt, wenn

weitere 55% dieser Summe durch die Hauszinssteuerhypothek aufgebracht werden und wenn schließlich die Wohnungssuchenden bzw. die von diesen gebildeten Genossenschaften oder sonstigen Vereinigungen 5% der Summe (jeder Wohnungssuchende also M. 500) beisteuern. Cl.

Lohnentwicklung im französischen Baugewerbe. Aus den Lohnerhebungen des französischen Statistischen Amtes, die in dem Amtsblatt des Arbeitsministeriums veröffentlicht werden, sind die folgenden Zahlen zur Lohnentwicklung im französischen Baugewerbe zu entnehmen:

	Durchschnittsstundenlohn in Francs					
	in Städten außer Paris			in Paris und Umgebung		
	1911	Okt. 1924	Okt. 1925	1911	Okt. 1924	Okt. 1925
Zimmerer	0,51	2,82	3,03	1,00	3,75	4,00
Maurer	0,49	2,80	2,98	0,95	4,00	4,00
Steinmetz	0,52	2,96	3,18	1,00	4,00	4,50

Eine Bewertung dieser Zahlen ist nur im Vergleich mit der Entwicklung der Kaufkraft des Francs oder des Indexes der Lebenshaltungskosten möglich. Hierüber gibt die folgende Übersicht Aufschluß:

	Indexzahlen (1911 = 100) der Stundenlöhne (Durchschnitt aller Städte)				Lebenshaltungskosten in Frankreich
	Zimmerer	Maurer	Steinmetz	Durchschn.	
Oktober 1924	464	496	485	482	483
Oktober 1925	497	514	530	514	514

Demnach ist also die Entwicklung des Indexes der Lebenshaltungskosten der des Indexes der Bauarbeiterlöhne bis Ende 1925 sehr genau parallel verlaufen.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 4. November.)

Abänderung der Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. (Vom 25. August 1926. Reichsministerialbl., S. 911.)

Arbeitsbeschaffung und Überstunden. In einem Erlaß vom 24. August 1926 wendet sich der Reichsarbeitsminister an die Sozialministerien der Länder mit dem Ersuchen, im Hinblick auf die ungehemmte Auswirkung des Arbeitsbeschaffungsprogramms der Regierung dahin zu wirken, daß eine ungesunde Zunahme der Überstunden vermieden wird. (RABl. S. 311.)

Zweite Verordnung über Änderungen der Reichsschiedsamtordnung und der Schiedsamtordnung. Vom 27. August 1926. (RABl. S. 312.)

Neunte Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die Industriebelastung (Industriebelastungsgesetz) vom 30. August 1924. Vom 6. Oktober 1926. (RGBl. II, S. 582.) Die Frist für die bei einer zwischen dem 1. 9. 1924 und dem 30. 4. 1926 erfolgten Veräußerung eines Grundstücks, auf dem die öffentliche Last ruht, bestehende Anzeigepflicht des Veräußerers an die Bank wird bis zum 30. November 1926 (bisher 30. September 1926) verlängert. Als Kalenderjahr, in dem die erste Neuumlegung erfolgt, wird das Kalenderjahr 1927 bestimmt.

Bestimmungen über die Unterstützungspflicht der Krankenkassen und Unternehmer gegenüber den Trägern der Unfallversicherung. Vom 12. Oktober 1926. (Reichsanz. Nr. 241.) Die hierin festgelegten Verpflichtungen gelten fast ausnahmslos für die Krankenkassen.

Vierte Verordnung über die Gesellschaftssteuer bei der Aufstellung von Goldbilanzen. Vom 12. Oktober 1926. (RGBl. I, S. 479.) Die Anwendungsfrist der Vergünstigung des § 1 wird auf bis zum 30. September 1927 (bisher 1. Januar 1927) bewirkte Zahlungen oder Leistungen ausgedehnt.

Großhandelsindex.

8. 9.	15. 9.	22. 9.	29. 9.	6. 10.	13. 10.	20. 10.	27. 10.	3. 11.
127,0	127,4	126,7	126,7	128,0	128,6	130,9	132,4	131,5
				Juli	August	September	Oktober	
Reichslebenshaltungsindex				142,4	142,5	142,0	142,2	
Großhandelsindex				127,4	127,0	126,8	130,2	

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 7. Oktober 1926.
- Kl. 20 i, Gr. 8. H 105 664. Paul Heidtkamp, Schildow b. Berlin. Drehstuhlweiche für Rillenschienen. 5. III. 26.
- Kl. 20 l, Gr. 27. A 44 245. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Sicherheitsvorrichtung für elektrische Bahnbetriebe. 19. II. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 5. R 61 475. John Joseph Rawlings u. The Rawlplug Co. Ltd., London; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Röhrförmige Dübelhülse aus nebeneinander angeordneten Faserstoffsträngen und Bindemittel. 1. VII. 24. England 7. VII. 23.
- Kl. 38 h, Gr. 2. E 31 757. Etablissement P. Noé & Cie., Paris; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Imprägnieren von Telegraphenstangen. 19. XII. 24. Frankreich 16. X. 24.
- Kl. 38 h, Gr. 2. P 51 454. Eugen Plank, Berlin-Wilmersdorf, Badensche Str. 43/44. Verfahren zur Konservierung von Holz. 5. XI. 25.
- Kl. 38 h, Gr. 3. St 39 299. Fa. Stapelberg & Schermer, Hannover, u. Dipl.-Ing. Dr. Fritz Giesecke, Göttingen, Wcender Landstr. 28. Mittel zur Vertilgung von Holz- und Mauerschwamm. 18. III. 25.
- Kl. 84 a, Gr. 3. M 90 708. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G. Nürnberg. Doppelschützenwehr. 27. VII. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 6. Sch 73 515. Wilh. Schwartz, Essen (Ruhr), Katharinenstr. 24. Eimerbagger mit drehbar an den Förderketten befestigten Schöpfgefäßen, besonders zum Ausräumen des Schlammes aus Klärräumen. 20. III. 25.

B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 7. Oktober 1926.
- Kl. 19 a, Gr. 11. 435 738. Carl Bach, Lange Str. 2, u. Richard Schrader, Weststr. 2, Hagen i. W. Klemmplatte zur Befestigung von Leitschienenwinkeln; Zus. z. Pat. 394 591. 11. IX. 24. B 115 667.
- Kl. 19 a, Gr. 26. 435 904. Compagnie des Forges de Châtillon-Commeny et Neuves-Maisons, Paris; Vertr.: R. Scherpe, Pat.-Anw., Charlottenburg 5. Vorrichtung zum Kühlen örtlich erhitzter Gleis- oder Schienenstellen auf freier Strecke. 15. IX. 23. C 33 979. Frankreich 2. II. 23.
- Kl. 20 a, Gr. 1. 435 862. Dr.-Ing. Paul Mast, Kattowitz, u. Otto Lindner, Hindenburg; Vertr.: H. Nähler, Dipl.-Ing. F. Seemann u. Dipl.-Ing. E. Vorwerk, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Rangierverfahren für Kohlen- oder Eisenbahnwagen auf Verladebahnhöfen. 24. I. 26. M 92 988.
- Kl. 20 a, Gr. 12. 435 740. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Seilbahn mit gelenkig in das bewegte Tragseil eingehängtem Förderkorb. 21. V. 25. P 50 559.

- Kl. 20 h, Gr. 4. 435 744. Dr. Dietrich Rühl, Dortmund, Bremer Str. 3. Vorrichtung zum Aufhalten von laufenden Förderwagen auf freier Strecke. 24. I. 25. R 63 191.
- Kl. 20 h, Gr. 4. 435 863. Dr.-Ing. W. Bäseler, München, Walhallastraße 21, u. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Bremsrichtung mittels an besonderer, quer zur Gleisachse beweglicher Schiene geführter Hemmschuhe. 3. III. 26. B 124 326.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 435 864. Hydraulik G. m. b. H., Duisburg. Wagenfördereinrichtung für Rangieranlagen. 5. III. 25. H 100 817.
- Kl. 20 h, Gr. 9. 435 745. Rudolf Klima u. Hans Reischenbacher, Salzburg, Österr.; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schneepflug für Lokomotiven mit an der Brust der Lokomotive angeordnetem, keilförmig gestaltetem festen Pflugkörper. 10. XI. 25. K 96 663. Österreich 24. XI. 24 u. 26. V. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 9. 435 905. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal A.-G., Braunschweig. Anordnung von Streckenanschlüssen ausweichenden Schneeräumern zur Freihaltung der Streichbahn von Auslösetastern o. dgl. an Lokomotiven und Schienenkraftwagen. 18. IX. 25. D 50 071.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 435 906. Ludwig Spillner u. Albert Kikillus, Barneberg. Von einem feststehenden Signalmast betätigte Sicherheitsvorrichtung zur Verhinderung des Überfahrens von Eisenbahnsignalen. 13. III. 25. S 68 990.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 435 746. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. In ein Kettenwerk eingebaute Vorrichtung zur Streckentrennung oder Nachspannung des Fahrdrabtes mit vom Fahrdrabt abgezweigten, nach aufwärts geführten Beidraht. 20. XII. 25. A 46 643.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 435 870. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bauglied von hoher Zugfestigkeit. 2. XI. 23. K 87 523.
- Kl. 80 a, Gr. 14. 435 962. Werner Länge, Siegen i. W. Maschine zum Stampfen von Kunststeinkörpern, insbes. von Platten. 23. III. 24. L 59 845.
- Kl. 80 c, Gr. 7. 435 980. Société Anonyme des Chaux & Ciments De Lafarge & Du Teil, Viviers, Ardèche, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Herstellen von Schmelzzement. 31. X. 23. S 64 208.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 435 720. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schützenwehr. 21. XI. 21. M 87 208.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 435 721. Gustave Grimaud, Bouillé-Courdault, par Oulmes (Vendée), Frankr.; Vertr.: Dr.-Ing. E. Moldenhauer, Pat.-Anw., Düsseldorf. Eisenbetonpflahl. 6. II. 24. G 60 631. Frankreich 9. II. 23.
- Kl. 85 b, Gr. 2. Herbert Morgenstern, Böblinger Str. 63, u. Willy Hagen, Finkenstr. 46, Stuttgart. Kaltwasserbereiter für Wasserreinigungsanlagen. 13. I. 25. M 87 919.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 435 723. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Hardt, Rheinpf. Verfahren und Vorrichtungen zur Verhütung der Überlastung von Kläranlagen durch Niederschlagswasser und durch Geschiebe. 14. VIII. 25. St 39 966.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Südwestdeutschland, seine Wasserstraßen und Wasserkraft. Herausgegeben vom Südwestdeutschen Kanalverein für Rhein, Donau und Neckar E. V. Stuttgart, Juli 1925, 1. Jahrg., Heft 6 u. 7. Mit dem vorliegenden Hefte seiner Zeitschrift wendet sich der Südwestdeutsche Kanalverein gegen die zahlreichen Angriffe, die in der letzten Zeit (gegen die im Gange befindliche Neckarkanalisation) in verstärktem Maße in Versammlungen, Tageszeitungen und besonders in der Streitschrift: „Ein Mißgriff der Reichspolitik“, herausgebracht vom „Ausschuß zum Schutze des Neckartales und der alten Brücke zu Heidelberg“ erhoben worden sind. Gegen kaum ein Wasserstraßenunternehmen der Nachkriegszeit haben sich derart starke Widerstände gezeigt, wie gegen die Kanalisation des Neckars. In die erste Linie des Kampfes stellte sich dabei der oben genannte Ausschuß, an dessen Spitze bestimmungsgemäß der jeweilige Rektor der Universität Heidelberg steht. Ohne Kenntnis der gesamten Vorgänge in diesem Kampfe ist es selbstverständlich nicht leicht, ein objektives Urteil zu fällen; vor allem deshalb nicht, weil dieser Kampf nach den Darlegungen im vorliegenden Hefte nicht nur — oft hat man den Eindruck, daß es nur zum geringsten geschieht — mit rein objektiven Gründen für und wider geführt wird, sondern daß besonders von seiten der Gegner Gründe stark subjektiven und lokalen Charakters ins Treffen geführt werden. Selbstverständlich muß es das gute Recht Heidelbergs und der dafür eintretenden Kreise sein, darüber zu wachen, daß nicht das glanzvolle Bild der Stadt durch die dort notwendige Anstauung des Neckar zerstört oder auch nur unzutrefflich verschlechtert wird. Ist das aber der Grund des Widerstandes, dann soll man ihn auch als solchen hinstellen und nicht versuchen, durch eine, wie vom Kanalverein im ein-

zelen durch die veröffentlichten Briefwechsel nachgewiesen wird, wenig erfreuliche Kampfweise, die vor Verunglimpfungen nicht zurückschreckt, anstatt durch Tatsachen dem Gegner beizukommen. Tatsache ist aber, daß auf die Wünsche Heidelbergs seitens der Neckar-A.-G. weitgehend Rücksicht genommen wird. Noch bedauerlicher aber will mir scheinen, ist die Tatsache, daß sich Vertreter deutscher Wissenschaft mit einer nicht zu leugnenden Überheblichkeit gegen ein von ersten Männern geplantes, von hervorragenden Sachkennern überprüftes und von der Wirtschaft ganzer Länder und des Reiches gestütztes und getragenes Unternehmen wenden, ohne daß man ihnen selbst hierzu die ausreichende Aktivlegitimation zuerkennen kann. Ich frage mich, mit welcher schönen Entrüstung, ja welchem Hohne wohl der Ingenieur oder Wirtschaftler überschüttet worden wäre, wenn er einen Einbruch in das Gebiet der Rechtswissenschaft oder der Kunstgeschichte versucht hätte, ähnlich dem, wie er jetzt von den beiden diese Gebiete vertretenden Heidelberger Professoren in den Bereich der Technik und Wirtschaft in Sachen der Neckarkanalisation versucht ist. Ist das schon eine nicht unbedenkliche Schwäche ihrer Kampfesstellung, so versteht man wirklich nicht, weshalb sie selbst diese Stellung durch die von ihnen gewählte Form des Kampfes weiter verunzieren mußten. Die beiden anderen Gutachten gegen die Neckarkanalisation von Stachelhaus-Mannheim und Erlenbach-Ludwigshafen, die im vorliegenden Hefte selbst nicht zum Abdruck gebracht sind, können nach Ausführungen des abgedruckten Vortrages von Exz. Peters in der Handelskammer Stuttgart und kurzen anderweit besonders im Schreiben von Dr.-Ing. Bosch an Prof. Thoma wiedergegebenen Auslassungen kaum als sachlich objektive Werturteile gelten.

Zur Sache selbst wäre vielleicht noch zu bemerken, daß sich allerdings die Voraussetzungen für die vor Baubeginn der Neckarkanalisierung aufgemachte Wirtschaftlichkeitsberechnung nicht wesentlich verschoben haben, wie das auch in dem genannten Vortrage von Peters ausdrücklich hervorgehoben wird. Günstiger für die Wirtschaftlichkeit wirkt die Tatsache der Aufhebung der Frachtsteuer für Binnenschifffahrt und die Verringerung der Schleusenzahl von 34 auf 28, gerechnet von Mannheim bis Plochingen. Diesem Aktivposten gegenüber steht allerdings ein nicht unwesentlich gesunkener Verkaufswert der in den mit der Neckarkanalisierung verbundenen Wasserkraftanlagen erzeugten elektrischen Arbeit, und weiter die erheblich vergrößerten Kosten der Finanzierung. Unter Voraussetzung der ursprünglich angesetzten tragbaren Frachtkosten, die der Wirtschaft des Neckargebietes eine fühlbare mittelbare Erleichterung und Stärkung ihrer Wettbewerbsfähigkeit in Aussicht stellen, müßten bei den gegenwärtigen Wirtschaftsverhältnissen allerdings jährliche Zubußen aus allgemeinen Mitteln für die neue Wasserstraße gewährt werden. Nun ist freilich noch von Sympher unter dem ersten Eindruck der quälenden Nachkriegsverhältnisse der Satz geprägt, daß wir in Zukunft uns nicht mehr den Luxus leisten könnten, eine Wasserstraße zu bauen, die sich nicht selbst tragen kann. Allein diese Forderung darf meines Erachtens auch nicht überspannt werden. Sie ist gewiß dort richtig, wo nicht die Verkehrsvoraussetzungen, die Verkehrsmengen für die notwendige Belegung einer Wasserstraße erwartet werden können, und wo nicht sonstige Vorteile aus dem Bau der Wasserstraße, z. B. auf dem Gebiete der Landeskultur, der Siedlung, mittelbare, nicht wohl in Mark und Pfennig meßbare Vorteile zu erhoffen sind. Ist das aber der Fall, und das kann aus dem am Neckar zu erwartenden Verkehr und der damit verbundenen wirtschaftlichen Förderung des Gesamtgebietes mit Sicherheit erwartet werden, dann sind Zuschüsse aus öffentlichen Mitteln am Neckar, wie Peters mit Recht hervorhebt, in gleicher Weise zu vertreten, wie an unseren übrigen Wasserstraßen, wie für die Zugänge zu unseren Seehäfen.

Das von den Gegnern der Kanalisierung gestellte Verlangen, die Kanalisierung gewissermaßen bis zur Wiederkehr besserer Tage für unsere Wirtschaft zu verschieben, zu warten, bis ein gesteigerter Verkehr unumgänglich nötig macht, ist kurzsichtig. Die Wasserstraße soll uns bereits Mittel zur Hebung und Stärkung unserer Wettbewerbsfähigkeit auf dem Weltmarkt werden, wir dürfen in Zukunft nicht wieder, wie früher so oft, uns selbst den Vorwurf machen müssen, daß wir mit der Errichtung neuer Verkehrswege den Gegenwartsforderungen nachgehinkt wären. Vestigia terrent auch hier, ich erinnere nur an das Fehlen des Mittellandkanals von Hannover zur Elbe während der Kriegszeit.

Daß das begonnene Werk mit aller Kraft fortzusetzen ist, steht außer Frage, eine andere allerdings m. E. sehr offene Frage ist jedoch die, ob wir nicht Anlaß haben, auch noch an anderen Stellen uns mit gleicher Tatkraft für die Schaffung von Wasserwegen einzusetzen, wie es am Neckar geschieht, ich denke dabei in erster Linie an den Hansakanal, der die Großschiffahrtsverbindung des wiederbefreiten Ruhrindustrialgebietes mit unseren Seehäfen herstellen muß, bevor noch weitere deutsche Wirtschaftsgebiete durch Wasserstraßen in deutschen Ländern an ausländische Seehäfen angeschlossen werden.

Das kleine Schriftchen aber kann wegen mancher grundsätzlichen Erörterungen über Fragen unserer Wasserstraßenpolitik allen beteiligten Kreisen empfohlen werden, es hat Bedeutung auch über den rein örtlichen Konflikt hinaus.

Heiser.

Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925. Von W. Gehler, III. vollst. umgearb. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin W 66. Preis geh. RM. 6,30. Die Neuauflage ist durch die neuen Bestimmungen für Eisenbetonbauten vom September 1925 notwendig geworden. Da der Ver-

fasser in hervorragender und führender Weise bei dem Zustandekommen dieser Bestimmungen beteiligt gewesen ist, und ihren Werdegang z. T. erheblich bestimmend beeinflusst hat, war er ganz besonders geeignet, die vorliegenden Erläuterungen und Beispiele zu verfassen. Hierbei kommt ihm auch als Leiter eines unserer großen Materialprüfungsämter seine reiche Erfahrung auf dem Gebiete der Baustoffe zugute. Somit war von vornherein eine dem Zweck und Wesen der gestellten Aufgabe bestens Rechnung tragende Beurteilung sachkundigster Art zu gewärtigen, eine Erwartung, welche die vorliegende Arbeit in jeder Hinsicht erfüllt. Sowohl der junge Fachkollege, der sich in die oft recht schwierige Materie einarbeiten und die Gründe für diese oder jene neue Bestimmung bzw. deren Umsetzung in die Praxis erkennen will, als auch der alt erfahrene Betonfachmann wird aus dem Gehlrichen Werke reiche Belehrung und viel des Wissenswerten schöpfen. Auch in Zukunft werden die „Erläuterungen mit Beispielen“ zu den notwendigsten und meist benutzten Werkzeugen des Eisenbetoningenieurs gehören.

M. F.

25 Jahre Emschergenossenschaft, herausgegeben im Auftrage des Vorstandes der Emschergenossenschaft von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen. Selbstverlag der Emschergenossenschaft, Essen.

Die im Großformat 550 Seiten umfassende und in jeder Weise aufs beste ausgestattete Denkschrift, die den Berufensten ihren Inhalt verdankt, legt beredtes Zeugnis ab von der bewundernswürdigen Entwicklung dieses rheinisch-westfälischen Industriebezirkes, von dem Werdegang der Großsiedlung des Ruhrgebietes, von dem Einheitswillen zu gemeinsamer Abwehr, von dem gewaltigen Schaffen während eines Vierteljahrhunderts und nicht zuletzt von den Segnungen technischen Geistes. Auf die einzelnen Arbeiten der Denkschrift an dieser Stelle näher einzugehen, würde zu weit führen, ganz abgesehen davon, daß ein großer Teil der Beiträge bereits in den verschiedenen Fachzeitschriften veröffentlicht worden ist. In jedem Falle erfährt die einschlägige Literatur, ob es sich um verwaltungsrechtliche und -technische, um wirtschaftliche und betriebstechnische Fragen, oder um Wasserrecht, Wasserwirtschaft, um reinen Wasserbau und um das gesamte Gebiet der Abwassertechnik handelt, durch dieses Sammelwerk eine wertvolle Bereicherung.

G. E.

Eisenbetonzahlentafeln, Teil IV. Stützen mit mittiger Last. Von Oberregierungsbaurat a. D. Weese. Dritte Auflage.

Selbstverlag Weese, Kirchmöser (Havel) Werk. Preis RM. 6,—. Mit der Einführung der neuen Eisenbestimmungen vom September 1925 und der Abänderung der bisherigen Bestimmungen für die Berechnung mittig belasteter Stützen wurden die vorliegenden neu aufgestellten Tabellen an Stelle der früheren notwendig. Es handelt sich im ganzen um sechs sehr übersichtlich aufgestellte und den Anforderungen der Praxis bestens angepaßte Tabellen, die zugleich auch der Normung der Rundeißen gerecht werden. Die Tabellen 1 bis 4 behandeln längsbewehrte Stützen mit $\sigma_b = 35, 45 \text{ kg/cm}^2$ und quadratische bzw. achteckige Querschnitte und mit Abmessungen von s bzw. $d = 25$ bis 100 cm . In Tafel 5 und 6 sind die Verhältnisse umschürter Säulen dargestellt, bei $\sigma_b = 35$ bzw. 45 kg/cm^2 und $d = 25$ bis 100 cm . Erläuterungen und eine Anzahl Beispiele führen bestens in die sehr übersichtliche und ein Mindestmaß von Zeit beanspruchende Tabellenanwendung ein.

M. F.

Berichtigung.

Auf Seite 817 in Heft 42 muß es bei der neuen Veröffentlichung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton „Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton“ Heft 55, nicht Heft 35 heißen.

Die Schriftleitung.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Am Montag, den 15. November 1926 findet eine Besichtigung der Straßen- und Kanalbauten (Stollenbau) am Tempelhofer Feld statt. Treffpunkt pünktlich 3¹⁵ Uhr am Ringbahnhof Tempelhof (Ecke Berliner Straße). Verbindungen: Ringbahn bis Bahnhof Tempelhof, Straßenbahnlinien Nr. 25, 35, 99 und 199.

Vortragsreihe des Außeninstituts der Technischen Hochschule Berlin.

Die vom Außeninstitut der Technischen Hochschule Berlin in Gemeinschaft mit der Akotech (Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik) veranstalteten Vorträge über „Technische Sonderbedürfnisse im Ausland“ (mit Lichtbildern) finden statt: 1. Reihe: Hörsaal H. 120 Mittwochs 6—8 Uhr abends, am 19. November 1926 *) Reg.- u. Baurat Dr.-Ing. Teubert (Hochschuldozent,

*) Verlegt auf Freitag wegen des Bußtages Hörsaal H 358, 6 Uhr pünktlich.

Mannheim): Die Entwicklungsmöglichkeiten der südamerikanischen Binnenschifffahrt unter dem Gesichtspunkt deutscher Mitarbeit; am 24. November 1926 Baurat Culemeyer (Reichseisenbahn-Zentralamt): Der Bahnbau der A. E. G. in Guatemala; am 1. Dezember 1926 Reg.-Baumeister Briske (Siemen-Bauunion): Das Erdbebenunglück 1923 in Japan und die Wiederaufbauarbeiten; am 8. Dezember 1926 Obering. Kobs (A. E. G., Überseeabt.): Elektrifizierung von Erdölfeldern (1. Teil); am 15. Dezember 1926 Obering. Kobs (A. E. G., Überseeabteilung): Elektrifizierung von Erdölfeldern (2. Teil).

Karten in der Technischen Hochschule Zimmer 137 (bei Frl. Koch). Preise: Für sämtliche Vorträge: a) für Angehörige aller Hochschulen RM 2,—; b) für Mitglieder der Akotech und der angeschlossenen Verbände (Ges. für Bauingenieurwesen, Verein deutscher Ingenieure, Bund der Auslandsdeutschen e. V., Reichsbund Deutscher Technik usw.) RM 3,—; c) für sonstige Teilnehmer RM 4,—; Karten für einzelne Vorträge für a) RM 0,50; b) RM 0,75; c) RM 1,—. Die Reihe wird nach Weihnachten fortgesetzt.