

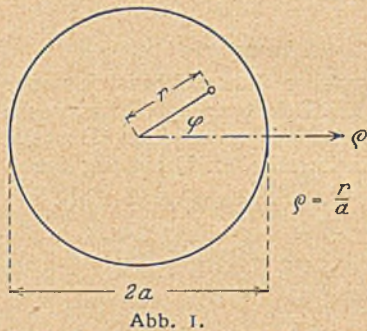
KREISPLATTEN MIT LINEAR VERÄNDERLICHEN BELASTUNGEN.

Von Dr.-Ing. Wilh. Flügge.

Inhalt: Die Arbeit behandelt die Berechnung von Kreisplatten, deren Lasten linear mit dem Abstand von einem Durchmesser zunehmen. Nach einer allgemeinen Darlegung der Grundgleichungen werden diejenigen Fälle durchgerechnet, die für Kreisplattenfundamente Anwendung finden können. Zum Schluß wird die starre Verbindung von Platten und Stützen behandelt.

1. Die Hauptgleichungen der Plattenbiegelehre in Polarkoordinaten.

Die vorliegende Kreisplattenaufgabe wird zweckmäßig in einem Polarkoordinatensystem behandelt (Abb. 1). Zur Durchführung der Rechnungen muß man sich also die Grundgleichungen der Plattentheorie in diese Koordinaten übertragen. Die Umrechnung ist in der Plattenliteratur zu finden, so daß es genügt, die Ergebnisse mit den hier gebrauchten Bezeichnungen anzugeben:



Die Differentialgleichung, der der Ansatz für die Durchbiegung ζ zu genügen hat, lautet:

$$(1) \quad \nabla^2 \nabla^2 \zeta = \frac{1}{a^4} \left(\frac{\partial^2}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} \right) \zeta = \frac{p}{K},$$

wobei p die Belastung der Platte ist (Funktion von ρ und φ) und $K = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$ die Plattensteifigkeit. Diese Gleichung kann durch Einführung der Momentensumme M in zwei Gleichungen zweiter Ordnung gespalten werden:

$$(2) \quad \begin{cases} \nabla^2 M = \frac{1}{a^2} \left(\frac{\partial^2 M}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial M}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \cdot \frac{\partial^2 M}{\partial \varphi^2} \right) = -(1+\nu) p; \\ \nabla^2 \zeta = -\frac{M}{(1+\nu) K}. \end{cases}$$

Dabei ist $M = M_\rho + M_\varphi$, wenn M_ρ das Biegemoment in einem Tangentialschnitt ($\varphi = \text{const}$) und M_φ das Moment im dazu senkrechten Radialschnitt ($\rho = \text{const}$) bezeichnet. Diese Momente und das Drillungsmoment $M_{\rho\varphi}$ hängen von den zweiten Ableitungen der Durchbiegung nach den Koordinaten in bekannter Weise ab:

$$(3) \quad \begin{cases} M_\rho = -\frac{K}{a^2} \left[\frac{\partial^2 \zeta}{\partial \rho^2} + \nu \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial \rho} + \nu \frac{1}{\rho^2} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \varphi^2} \right]; \\ M_\varphi = -\frac{K}{a^2} \left[\nu \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \varphi^2} \right]; \\ M_{\rho\varphi} = -\frac{K(1-\nu)}{a^2} \left[\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \rho \partial \varphi} - \frac{1}{\rho^2} \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial \varphi} \right]. \end{cases}$$

Die Querkraft findet man aus der Momentensumme nach den Gleichungen:

$$(4) \quad \begin{cases} Q_\rho = \frac{1}{a(1+\nu)} \cdot \frac{\partial M}{\partial \rho}; \\ Q_\varphi = \frac{1}{a(1+\nu)} \cdot \frac{\partial M}{\partial \varphi}. \end{cases}$$

Schließlich brauchen wir noch die Stützkkräfte am Plattenrand, die sich aus Anteilen der Querkraft Q_ρ und des Drillungsmomentes $M_{\rho\varphi}$ zusammensetzen:

$$(5) \quad \Lambda_\rho = -Q_\rho - \frac{1}{a} \cdot \frac{\partial M_{\rho\varphi}}{\partial \varphi}.$$

Diese Formeln bilden das Rüstzeug zur Durchrechnung von Plattenaufgaben in Polarkoordinaten. Für zentralsymmetrisch belastete Kreisplatten vereinfachen sie sich durch Fortfall der Ableitungen nach φ und führen dann zu den bekannten Lösungen.

Neben den zentralsymmetrischen Belastungen treten aber bei Kreisplatten auch öfters Lasten auf, die nach einer Richtung hin linear anwachsen, wie z. B. der Wasserdruck auf Absperrschieber oder die Bodenpressungen unter Kreisplattenfundamenten, die exzentrisch belastet sind. Eine solche Belastung läßt sich in eine gleichförmig verteilte und einen in Abb. 2 dargestellten antisymmetrischen Lastanteil aufspalten. Die Durchbiegungen und Schnittkräfte unter dieser Belastung zu bestimmen, ist die erste hier zu behandelnde Aufgabe. Hiervon ausgehend, soll dann alles das behandelt werden, was der dafür benutzte Ansatz darüber hinaus noch zu leisten vermag.

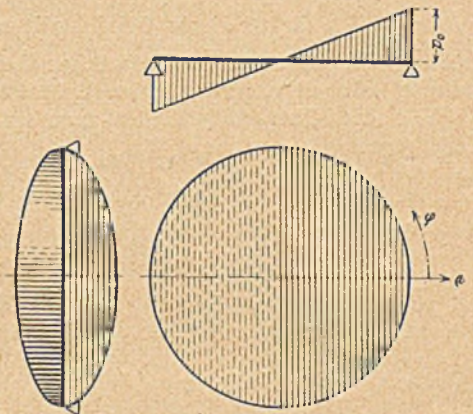


Abb. 2.

2. Der Ansatz.

Für die Durchbiegung ζ wird der folgende Ansatz gemacht:

$$(6) \quad \zeta = C(\rho^5 + C_1 \rho^3 + C_2 \rho + C_3 \rho \log \rho + C_4 \rho^{-1}) \cos \varphi.$$

Führt man die in Gleichung (2) angegebenen Differentiationen aus, so findet man:

$$\nabla^2 \zeta = \frac{2C}{a^2} (12 \rho^3 + 4 C_1 \rho + C_3 \rho^{-1}) \cos \varphi;$$

$$\nabla^2 \nabla^2 \zeta = \frac{192}{a^4} C \rho \cos \varphi.$$

Führt man diesen Wert in Gleichung (1) ein und außerdem den Ansatz für die linear veränderliche Belastung, also:

$$p = p_0 \rho \cos \varphi,$$

so erhält man:

$$\nabla^2 \nabla^2 \zeta = \frac{192}{a^4} C \rho \cos \varphi = \frac{p_0 \rho \cos \varphi}{K};$$

und es muß also:

$$(7) \quad C = \frac{p_0 a^4}{192 K}$$

sein, wenn der Ansatz (6) die Differentialgleichung befriedigen soll. Die vier Konstanten in der Klammer sind Integrationskonstanten, die von Fall zu Fall aus den Randbedingungen bestimmt werden müssen und können. Ehe man jedoch die Randbedingungen einführt und die Konstanten C_1 bis C_4 dem jeweils vorliegenden Fall entsprechend bestimmt, empfiehlt es sich, für den Durchbiegungsansatz (6) allgemein die Schnittkräfte auszurechnen. Dazu stehen die unter 1. zusammengestellten Gleichungen (3) und (4) zur Verfügung.

Man erhält für die Momente:

$$(8) \begin{cases} M_\varrho = -C \frac{K}{a^2} [4(5+\nu)\varrho^3 + 2(3+\nu)C_1\varrho \\ \quad + (1+\nu)C_3\varrho^{-1} + 2(1-\nu)C_4\varrho^{-3}] \cos \varphi; \\ M_\varphi = -C \frac{K}{a^2} [4(1+5\nu)\varrho^3 + 2(1+3\nu)C_1\varrho \\ \quad + (1+\nu)C_3\varrho^{-1} - 2(1-\nu)C_4\varrho^{-3}] \cos \varphi; \\ M_{\varrho\varphi} = C \frac{K}{a^2} (1-\nu) [4\varrho^3 + 2C_1\varrho + C_3\varrho^{-1} \\ \quad - 2C_4\varrho^{-3}] \sin \varphi. \end{cases}$$

In diesen Gleichungen fehlt die Konstante C_2 . Der Grund zeigt sich sofort, wenn man sich die geometrische Bedeutung des mit C_2 multiplizierten Summanden im Ansatz (6) überlegt: $\varrho \cos \varphi = \frac{x}{a}$, d. h., dieses Glied stellt eine deformationslose Drehung der Platte um die y -Achse dar. Zu einer solchen Drehung können natürlich keine Schnittkräfte gehören.

Für die Querkräfte findet man durch Anwendung der Gleichungen (4):

$$(9) \begin{cases} Q_\varrho = -C \frac{2K}{a^3} [36\varrho^2 + 4C_1 - C_3\varrho^{-2}] \cos \varphi; \\ Q_\varphi = C \frac{2K}{a^3} [12\varrho^3 + 4C_1\varrho + C_3\varrho^{-1}] \sin \varphi; \end{cases}$$

und schließlich aus Gleichung (5) die Stützkraft an einem äußeren Plattenrandkreis mit dem Radius a :

$$(10) \begin{cases} A_\varrho = C \frac{K}{a^3} [4(17+\nu)\varrho^2 + 2(3+\nu)C_1 - (3-\nu)C_3\varrho^{-2} \\ \quad + 2(1-\nu)C_4\varrho^{-4}] \cos \varphi. \end{cases}$$

3. Frei gelagerte Platte mit antimetrischer Last.

Mit den im vorigen Abschnitt vorgeführten Formeln, deren Nachprüfung mit Hilfe der gegebenen Erläuterungen ohne Schwierigkeit möglich ist, kann man nun eine ganze Reihe von Lastfällen ohne weiteres untersuchen. Als einfachster soll hier zunächst der in Abb. 2 dargestellte ausführlich behandelt werden:

Die Randbedingungen der Aufgabe müssen hier aussagen, daß am Plattenrand ($\varrho = 1$) die Durchbiegung und das radiale Moment Null sind. Sie lauten also:

$$(11) \begin{cases} a) \varrho = 1, \zeta = 0 \\ b) \varrho = 1, M_\varrho = 0. \end{cases}$$

Weitere Gleichungen stehen zur Berechnung der Konstanten C_1 bis C_4 nicht zur Verfügung, doch kann man die fehlende dritte und vierte wie bei den Platten mit rotationssymmetrischer Last durch die Forderungen ersetzen, daß im Plattenmittelpunkt Durchbiegung und Moment endlich bleiben sollen. Dann müssen die Summanden $\varrho \log \varrho \cos \varphi$ und $\varrho^{-1} \cos \varphi$ aus dem Ansatz (6) ausscheiden, d. h., es muß $C_3 = C_4 = 0$ gesetzt werden. Aus den Gleichungen (11) kann man dann die beiden anderen Konstanten C_1 und C_2 berechnen. Zu diesem Zwecke entnehmen wir aus (6) und (8 a) die Werte von ζ und M_ϱ am Plattenrand:

$$(12) \begin{cases} \zeta = C(1+C_1+C_2) \cos \varphi; \\ M_\varrho = -C \frac{K}{a^2} [4(5+\nu) + 2(3+\nu)C_1] \cos \varphi. \end{cases}$$

Diese Werte müssen nach (11) Null sein. Das ist nur möglich, wenn die Klammern verschwinden. Man hat also zur Bestimmung von C_1 und C_2 die beiden linearen Gleichungen:

$$(13) \begin{cases} C_1 + C_2 = -1, \\ 2(3+\nu)C_1 = -4(5+\nu), \end{cases}$$

aus denen man sofort abliest:

$$\begin{aligned} C_1 &= -2 \frac{5+\nu}{3+\nu}; \\ C_2 &= \frac{7+\nu}{3+\nu}. \end{aligned}$$

Setzt man diese Werte und ferner C nach (7) in (6) ein, so erhält man nach einer einfachen Zwischenrechnung die gesuchte Lösung:

$$(14) \zeta = \frac{p_0 a^4}{192 K (3+\nu)} \varrho (1-\varrho^2) [(7+\nu) - (3+\nu)\varrho^2] \cos \varphi.$$

Die Schnittkräfte dazu findet man ebenso durch Einsetzen der berechneten Konstanten in die Gleichungen (8) und (9):

$$(15) \begin{cases} M_\varrho = \frac{p_0 a^2}{48} (5+\nu) \varrho (1-\varrho^2) \cos \varphi; \\ M_\varphi = \frac{p_0 a^2}{48 (3+\nu)} \varrho [(5+\nu)(1+3\nu) - (1+5\nu)(3+\nu)\varrho^2] \cos \varphi; \\ M_{\varrho\varphi} = -\frac{p_0 a^2}{48} \cdot \frac{1-\nu}{3+\nu} \varrho [(5+\nu) - (3+\nu)\varrho^2] \sin \varphi; \\ Q_\varrho = \frac{p_0 a}{24 (3+\nu)} [2(5+\nu) - 9(3+\nu)\varrho^2] \cos \varphi; \\ Q_\varphi = -\frac{p_0 a}{24 (3+\nu)} \varrho [2(5+\nu) - 3(3+\nu)\varrho^2] \sin \varphi; \\ A_\varrho = \frac{p_0 a}{4} \cos \varphi. \end{cases}$$

4. Die einfache Gründungsplatte.

Abb. 3 stellt die Gründungsplatte eines Schornsteins oder eines ähnlichen Bauwerks dar. Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht der von der Gründung getragenen Bauteile (zentralsymmetrisch) und der antimetrischen Belastung durch das in der Abbildung angegebene Windmoment M , zu dem eine Bodenpressung

$$p = p_0 \varrho \cos \varphi$$

gehört mit $p_0 = \frac{4M}{\pi a^3}$. Dieser Belastungsfall soll im folgenden untersucht werden.

Wir beginnen mit der Aufstellung der Randbedingungen:

Der Rand $\varrho = 1$ ist kräftefrei und liefert damit die ersten beiden Gleichungen:

$$(16 \text{ a-b}) \begin{cases} \varrho = 1, M_\varrho = 0 \\ \varrho = 1, A_\varrho = 0 \end{cases}$$

Der mittlere Teil der Platte wird durch einen Betonblock gebildet, der gegenüber der Außenzone als starr gelten kann. Da die Platte in diesem Kernstück eingespannt ist, müssen sich alle Elemente auf dem Grenzkreis $\varrho = \beta$ um denselben Winkel verdrehen. Das führt zur dritten Gleichung:

$$(16 \text{ c}) \quad \varrho = \beta, \quad \frac{\partial \zeta}{\partial \varrho} = \frac{\zeta}{\beta}.$$

Eine vierte Randbedingung läßt sich nicht aufstellen. Weshalb sie entbehrt werden kann, zeigt sich, wenn man in die Gleichungen (16) den Ansatz (6) einführt:

$$(17) \begin{cases} a) 4(5+\nu) + 2(3+\nu)C_1 + (1+\nu)C_3 + 2(1-\nu)C_4 = 0; \\ b) 4(17+\nu) + 2(3+\nu)C_1 - (3-\nu)C_3 + 2(1-\nu)C_4 = 0; \\ c) 5\beta^4 + 3\beta^2 C_1 + C_2 + (1+\log \beta)C_3 - \beta^{-2}C_4 \\ \quad = \beta^4 + \beta^2 C_1 + C_2 + \log \beta C_3 + \beta^{-2}C_4. \end{cases}$$

Aus diesen Gleichungen fällt die Konstante C_2 vollständig heraus. Dann können aus ihnen die anderen drei Unbekannten C_1, C_3, C_4 ohne weiteres berechnet werden. Die Schnittkräfte der Platte lassen sich also angeben, während die Formänderung nur bis auf eine starre Verdrehung der ganzen Platte um die y -Achse bestimmt ist. Deren Ermittlung würde aber ein Eingehen auf die Nachgiebigkeit des Bodens erfordern, wobei natürlich die Annahme linearer Verteilung des Bodendrucks nicht mehr ausreichend ist.

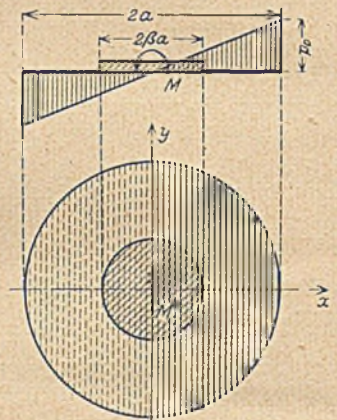


Abb. 3.

Die Ergebnisse der Gleichungen (17) lauten:

$$(18) \quad \begin{cases} C_1 = -2 \frac{4(2+\nu) + (1-\nu)\beta^2(3+\beta^4)}{(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4}; \\ C_3 = 12; \\ C_4 = -2 \frac{4(2+\nu)\beta^4 - (3+\nu)\beta^2(3+\beta^4)}{(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4}. \end{cases}$$

Durch Einsetzen dieser Werte in (8) und (9) findet man die gesuchten Schnittkräfte:

$$(19) \quad \begin{cases} M_\rho = -\frac{p_0 a^2}{48[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4]} \left[(5+\nu)[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4] \rho^3 - (3+\nu)[4(2+\nu) + (1-\nu)\beta^2(3+\beta^4)] \rho \right. \\ \quad \left. + 3(1+\nu)[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4] \rho^{-1} - (1-\nu)[4(2+\nu)\beta^4 - (3+\nu)\beta^2(3+\beta^4)] \rho^{-3} \right] \cos \varphi, \\ M_\varphi = -\frac{p_0 a^2}{48[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4]} \left[(1+5\nu)[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4] \rho^3 - (1+3\nu)[4(2+\nu) + (1-\nu)\beta^2(3+\beta^4)] \rho \right. \\ \quad \left. + 3(1+\nu)[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4] \rho^{-1} + (1-\nu)[4(2+\nu)\beta^4 - (3+\nu)\beta^2(3+\beta^4)] \rho^{-3} \right] \cos \varphi; \\ M_{\rho\varphi} = \frac{p_0 a^2(1-\nu)}{48[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4]} \left[[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4] \rho^3 - [4(2+\nu) + (1-\nu)\beta^2(3+\beta^4)] \rho \right. \\ \quad \left. + 3[(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4] \rho^{-1} + [4(2+\nu)\beta^4 - (3+\nu)\beta^2(3+\beta^4)] \rho^{-3} \right] \sin \varphi; \\ Q_\rho = -\frac{p_0 a}{24} \left[9\rho^2 - 2 \frac{4(2+\nu) + (1-\nu)\beta^2(3+\beta^4)}{(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4} - 3\rho^{-2} \right] \cos \varphi; \\ Q_\varphi = \frac{p_0 a}{24} \left[3\rho^3 - 2 \frac{4(2+\nu) + (1-\nu)\beta^2(3+\beta^4)}{(3+\nu) + (1-\nu)\beta^4} \rho + 3\rho^{-1} \right] \sin \varphi. \end{cases}$$

In diesen Formeln sind zur Erleichterung der Übersicht die mit dem Plattenpunkt veränderlichen Koordinaten ρ und φ durch Fettdruck hervorgehoben worden. Alles andere sind Konstanten, die für die Platte ein für allemal ausgerechnet werden können.

5. Die Platte mit Punktmoment.

Ein Belastungsfall von besonderem Interesse, der sich mit dem hier vorgeführten Ansatz behandeln läßt, ist die in Abb. 4 dargestellte kreisförmige Platte mit Punktmoment. Dabei sind aus dem Ansatz zwei Glieder von vornherein auszuschneiden: die singuläre Lösung ρ^5 , die nur zu stetig belasteten Platten gehört, und das letzte, mit C_4 multiplizierte Glied, das zu unendlich großen Durchbiegungen in Plattenmitte führt. Das Glied mit C_3 , das sonst bei geschlossenen Platten ebenfalls



Abb. 4.

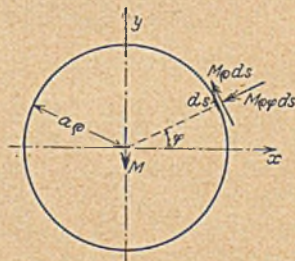


Abb. 5.

fortbleiben muß, weil es in Plattenmitte zu unendlich großen Momenten führt, ist hier nicht entbehrlich, denn im vorliegenden Falle müssen tatsächlich die Biegemomente im Plattenmittelpunkt unendlich groß werden, da sie dort auf einen unendlich kleinen Rundschnitt verteilt dem endlichen Moment M das Gleichgewicht halten müssen.

Nach diesen Vorerörterungen bleiben noch die drei Konstanten C_1, C_2, C_3 zu bestimmen. Die Randbedingungen der freien Auflagerung liefern hierfür zwei Gleichungen:

$$(20) \quad \begin{cases} a) \quad \rho = 1, \quad \zeta = 0 \\ b) \quad \rho = 1, \quad M_\rho = 0 \end{cases}$$

Die dritte Gleichung ist eine Gleichgewichtsbedingung, die besagt, daß die in einem beliebigen Rundschnitt $\rho = \text{const}$ angreifenden Schnittkräfte $M_\rho, M_{\rho\varphi}, Q_\rho$ mit dem Lastmoment M im Gleichgewicht sein müssen.

In Abb. 5 sind die an einem Linienelement $ds = a \rho d\varphi$ des Schnittes angreifenden Momente eingetragen. Ihre Komponenten in Richtung der y -Achse sind $M_\rho \cos \varphi a \rho d\varphi$ und $-M_{\rho\varphi} \sin \varphi a \rho d\varphi$. Hierzu kommt das Moment der Querkraft: $-Q_\rho a \rho d\varphi \cdot a \rho \cos \varphi$. Integriert man diese drei

Ausdrücke längs der Schnittkurve, so erhält man das Moment der Schnittkraft, das mit M im Gleichgewicht sein muß:

$$(21) \quad \begin{cases} -\int_{-\pi}^{+\pi} M_\rho a \rho \cos \varphi d\varphi + \int_{-\pi}^{+\pi} M_{\rho\varphi} a \rho \sin \varphi d\varphi \\ + \int_{-\pi}^{+\pi} Q_\rho a^2 \rho^2 \cos \varphi d\varphi + M = 0. \end{cases}$$

Da längs einer Kurve $\rho = \text{const}$ integriert wird, kann außer a auch ρ überall vor die Integrale gezogen werden:

$$(22) \quad \begin{cases} a \rho \int_{-\pi}^{+\pi} M_\rho \cos \varphi d\varphi - a \rho \int_{-\pi}^{+\pi} M_{\rho\varphi} \sin \varphi d\varphi \\ - a^2 \rho^2 \int_{-\pi}^{+\pi} Q_\rho \cos \varphi d\varphi = M. \end{cases}$$

Setzt man nun die zum Ansatz (6) gehörenden Ausdrücke (8) und (9) für die Schnittkräfte in die Integrale ein, so erhält man:

$$(23) \quad \begin{cases} -a \rho \frac{K}{a^2} [2(3+\nu) C_1 \rho + (1+\nu) C_3 \rho^{-1}] \int_{-\pi}^{+\pi} \cos^2 \varphi d\varphi \\ -a \rho \frac{K}{a^2} [2 C_1 \rho + C_3 \rho^{-1}] (1-\nu) \int_{-\pi}^{+\pi} \sin^2 \varphi d\varphi \\ + a^2 \rho^2 \frac{2K}{a^3} [4 C_1 - C_3 \rho^{-2}] \int_{-\pi}^{+\pi} \cos^2 \varphi d\varphi = M. \end{cases}$$

Die Integrale sind beide gleich π . Rechnet man die Klammern zusammen, so heben sich die Glieder, die C_1 enthalten, gegen einander fort, und man erhält:

$$(24) \quad C_3 = -\frac{M a}{4 \pi K}.$$

Die Gleichungen (20), in die man auch den Ansatz (6) einzuführen hat, liefern dann die beiden anderen Unbekannten zu:

$$(25) \quad \begin{cases} C_1 = \frac{1+\nu}{3+\nu} \cdot \frac{M a}{8 \pi K}; \\ C_2 = -\frac{1+\nu}{3+\nu} \cdot \frac{M a}{8 \pi K}. \end{cases}$$

Durch Einsetzen dieser Größen in den Ansatz erhält man dann das gesuchte Ergebnis:

$$(26) \left\{ \begin{aligned} \zeta &= -\frac{M a}{8 \pi K (3 + \nu)} \varrho [(1 + \nu)(1 - \varrho^2) + 2(3 + \nu) \log \varrho] \cos \varphi; \\ M_{\varrho} &= \frac{M (1 + \nu)}{4 \pi a} \cdot \frac{1 - \varrho^2}{\varrho} \cos \varphi; \\ M_{\varphi} &= \frac{M (1 + \nu)}{4 \pi a} \cdot \frac{1}{\varrho} \left[1 - \frac{1 + 3 \nu}{3 + \nu} \varrho^2 \right] \cos \varphi; \\ M_{\varrho \varphi} &= -\frac{M (1 - \nu)}{4 \pi a} \cdot \frac{1}{\varrho} \left[1 - \frac{1 + \nu}{3 + \nu} \varrho^2 \right] \sin \varphi; \\ Q_{\varrho} &= -\frac{M}{2 \pi a^2} \cdot \frac{1}{\varrho^2} \left[1 + 2 \frac{1 + \nu}{3 + \nu} \varrho^2 \right] \cos \varphi; \\ Q_{\varphi} &= -\frac{M}{2 \pi a^2} \cdot \frac{1}{\varrho} \left[1 - 2 \frac{1 + \nu}{3 + \nu} \varrho^2 \right] \sin \varphi. \end{aligned} \right.$$

Diese Formeln legen den Versuch nahe, eine Kreisplatte mit einer zentrischen Stütze starr zu verbinden und das Einspannmoment der Stütze als Überzählige eines statisch unbestimmten Systems zu berechnen. Dazu braucht man die Neigung einer im Punkte $\varrho = 0$ an die Biegefläche der Platte gelegten Tangente, die senkrecht zur Achse von M verläuft. Man berechnet zunächst aus (26)

$$(27) \quad \frac{\partial \zeta}{\partial \varrho} = -\frac{M}{8 \pi K (3 + \nu)} [(1 + \nu)(1 - 3\varrho^2) + 2(3 + \nu)(1 + \log \varrho)] \cos \varphi$$

und setzt in diesem Ausdruck $\varrho = 0$ und $\varphi = \frac{\pi}{2}$. Dann wird infolge des logarithmischen Gliedes

$$\left(\frac{\partial \zeta}{\partial \varrho} \right)_{\varrho=0, \frac{\pi}{2}} = \infty.$$

Das heißt: Jedes endliche, in einem Punkt konzentriert an der Platte angreifende Moment M erzeugt eine unendlich große Verdrehung der Platte an seiner Angriffsstelle, leistet mithin eine unendlich große Formänderungsarbeit. Da Durchbiegungen, Verdrehungen und Schnittkräfte außerhalb des Angriffspunktes endlich bleiben, es sich also um eine auf einen unendlich kleinen Raum zusammengedrückte Erscheinung handelt, kann die Art der Randbegrenzung der Platte nicht wesentlich sein. Das Ergebnis gilt also für jede Platte, die den allgemeinen Voraussetzungen der Plattentheorie entspricht, d. h. deren Stärke (unendlich) klein ist gegenüber ihren Grundrißabmessungen.

Aus dem Unendlichwerden der Verdrehung ergibt sich weiter: Eine schlanke Säule (d. h. ein Stab, dessen Querschnittsabmessungen ebenfalls unendlich klein sind gegen seine Länge) kann in eine Platte überhaupt nicht eingespannt werden. Er kann auch bei starrer Verbindung mit der Platte jede endliche Endverdrehung widerstandslos ausführen, kann also von der Platte nicht in seiner Formänderung gehindert werden. Erst wenn an der Verbindungsstelle zwischen Platte und Säule ein Säulenkopf geschaffen wird, dessen Abmessungen nicht mehr klein gegen die Plattenstützweite sind, kann aus der Säule ein Biegemoment in die Platte eingetragen werden. Der Säulenkopf wirkt dann als starrer oder elastischer, dreidimensionaler Körper, der das Innere einer Ringplatte ausfüllt und das Spannungsmoment des Stabes in Gestalt von Schnittkräften M_{ϱ} , $M_{\varrho \varphi}$, Q_{ϱ} auf den Innenrand der Ringplatte überträgt (Abb. 6 a).

6. Die Platte mit starrem Kernstück als Bestandteil statisch unbestimmter Systeme.

Abb. 6 a zeigt eine Kreisplatte, die durch Vermittlung eines starr gedachten Pilzkopfes mit einer Mittelstütze steif verbunden ist. Durch eine zentralsymmetrische Belastung der Platte wird die Stütze selbstverständlich nicht auf Biegung beansprucht. Der von einer linear veränderlichen Belastung

nach Abzug ihres zentralsymmetrischen Anteils verbleibende, hier allein interessierende Teil ist in Abb. 6 a mit dargestellt. Abb. 6 b zeigt das Hauptsystem, das sowohl für die Belastung $p = p_0 \cdot \varrho \sin \varphi$, als auch für $X_1 = -1$ zu berechnen ist. Für diese beiden Lastfälle hat man neben den beiden Randbedingungen

$$(28 \text{ a, b}) \quad \begin{cases} \varrho = 1, & \zeta = 0 \\ \varrho = 1, & M_{\varrho} = 0 \end{cases}$$

noch die Bedingung, daß am Innenrand die radiale Verdrehung eines Plattenelements gleich der in der Richtung seines Radius liegenden Komponente der Verdrehung des Kernstücks sein muß:

$$(28 \text{ c}) \quad \varrho = \beta, \quad \frac{\partial \zeta}{\partial \varrho} = \frac{\zeta}{\beta}.$$

Als vierte Gleichung tritt wieder die Gleichgewichtsbedingung der Schnittkräfte hinzu, die für den Grenzkreis $\varrho = \beta$ aufgestellt wird:

$$(28 \text{ d}) \quad \begin{cases} a \int_{-\pi}^{+\pi} M_{\varrho} \cos \varphi \, d\varphi - a \int_{-\pi}^{+\pi} M_{\varrho \varphi} \sin \varphi \, d\varphi \\ - a^2 \int_{-\pi}^{+\pi} Q_{\varrho} \cos \varphi \, d\varphi = M. \end{cases}$$

Unter M ist hier für die mit p belastete Platte das Moment $\frac{\pi}{4} p_0 a^3 \beta^3$ der auf dem starren Teil ruhenden Last zu verstehen, bei der Belastung $X_1 = -1$ dagegen der Wert:

$$1 + \frac{1}{h} f = \frac{h + f}{h}.$$

Auf die Vorführung der Konstantenbestimmung, die ähnlich verläuft wie in den schon ausführlich behandelten Fällen, kann hier verzichtet werden. Die Ergebnisse für die Durchbiegung der Plattenzone $1 > \varrho > \beta$ lauten

für die Auflast:

$$(29) \quad \left\{ \begin{aligned} \zeta &= \frac{p_0 a^4}{192 K [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4]} [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \varrho^5 \\ &\quad - 2 [(5 + \nu) + (1 - \nu) \beta^6] \varrho^3 + [(7 + \nu) + 3(3 + \nu) \beta^4] \\ &\quad - 4(1 + \nu) \beta^6 \varrho - 2 \beta^4 [(5 + \nu) - (3 + \nu) \beta^2] \varrho^{-1} \cos \varphi; \end{aligned} \right.$$

für das Moment M :

$$(30) \quad \left\{ \begin{aligned} \zeta &= \frac{M a}{8 \pi K [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4]} [-[(1 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \varrho^3 \\ &\quad + (1 + \nu)(1 - \beta^2) \varrho + 2 [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \varrho \log \varrho \\ &\quad - \beta^2 [(1 + \nu) \beta^2 - (3 + \nu)] \varrho^{-1}] \cos \varphi. \end{aligned} \right.$$

Zur Bestimmung der Überzähligen muß die gegenseitige Verdrehung ihrer Angriffsschnitte unter der Last und für $X_1 = -1$ festgestellt werden. Das Belastungsglied wird aus (29) gefunden, indem man die Durchbiegung des Punktes $\varrho = \beta$, $\varphi = \frac{\pi}{2}$ durch den Radius ϱa dividiert:

$$(31) \quad \left\{ \begin{aligned} K [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \tau_{10} &= \frac{p_0 a^3}{192} [-(1 - \nu) \beta^8 \\ &\quad - 4(1 + \nu) \beta^6 + 6(3 + \nu) \beta^4 - 4(5 + \nu) \beta^2 + (7 + \nu)]. \end{aligned} \right.$$

Das Nennerglied τ_{11} setzt sich aus drei Teilen zusammen:

1. aus der elastischen Verbiegung der Stütze

$$K [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \tau'_{11} = [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \frac{K}{EJ} \cdot \frac{h}{3};$$

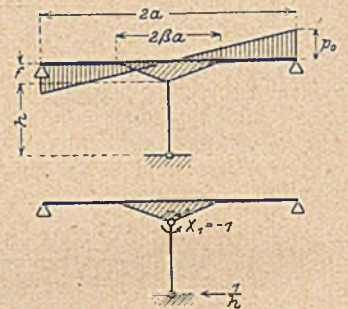


Abb. 6.

2. aus der elastischen Verdrehung des Plattenkerns, die aus (30) gefunden wird:

$$K [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \tau_{11}'' = \frac{h+f}{8\pi h} [2(1 - \beta^2) + \nu(1 - \beta^2)^2 + [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \log \beta].$$

3. aus der Verdrehung der Sehne des Stützenstabes infolge wagerechter Verschiebung f τ_{11}'' seines oberen Endes:

$$\tau_{11}''' = \frac{f}{h} \tau_{11}''.$$

Das ganze Nennerglied lautet demnach:

$$K [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \tau_{11} = \frac{K}{EJ} [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \frac{h}{3} + \frac{(h+f)^2}{8\pi h^2} [2(1 - \beta^2) + \nu(1 - \beta^2)^2 + [(3 + \nu) + (1 - \nu) \beta^4] \log \beta].$$

Die überzählige Größe X_1 findet man dann in bekannter Weise als

$$X_1 = \frac{\tau_{10}}{\tau_{11}}$$

und kann dann die Durchbiegung der Platte durch Superposition der Gleichungen (29) und (30) angeben.

EINE EXPERIMENTELLE METHODE VON KONRAD PRESSEL ZUR VORAUSBESTIMMUNG DER GESTEINSTEMPERATUR IN GEBIRGSTUNNELN¹.

Von Dr.-Ing. Erwin Marquardt, Stadtbaurat in München.

Inhalt: Nach einem Hinweis auf die technisch-wirtschaftliche Bedeutung der Aufgabe, die im Innern eines Gebirgsmassivs, z. B. längs einer Tunnelachse, zu erwartenden Gesteintemperaturen im voraus zu ermitteln, wird der von Pressel ausgearbeitete elektrische Modellversuch beschrieben, der auf der Abtastung eines elektrostatischen Feldes beruht. Das Ergebnis des Versuches wird am Gebiet des Gotthardtunnels dargelegt. Schließlich wird die allgemeinwissenschaftliche Bedeutung dieser Art des Modellversuches erörtert und auf seinen Wert als geophysikalische Untersuchungsmethode hingewiesen.

Aus Beobachtungen in Tunneln, Brunnen und an Tiefbohrungen wissen wir, daß in der Erdrinde ein Temperaturgefälle von innen nach außen besteht, dem ein Wärmestrom entspricht, der vom heißen Erdinnern gegen die Erdoberfläche und gegen den Weltraum fließt. Die 1° C entsprechende Tiefenzunahme bezeichnet man als geothermische Tiefenstufe, die unter Ebenen etwa 30—35 m/Grad C, unter Gebirgszügen 35—60 m/Grad C und unter Tälern 20—25 m/Grad C beträgt². Die Flächen gleicher innerer Temperatur, die sogenannten Isothermen, sind also von der Gestalt der Erdoberfläche abhängig. Die großen Alpendurchstiche der letzten Jahrzehnte haben den Einfluß des Oberflächenprofils auf die geothermische Tiefenstufe bestätigt. So betrug die höchste Gesteinstemperatur im

Mont Cenis-Tunnel . . .	29,5° C	in 1654 m	unter der
			Erdober-
			fläche
Gotthard-Tunnel			
(Nordseite)	22,4° C	„ 658 m	„
(Mitte)	30,9° C	„ 1706 m	„
(Südseite)	27,3° C	„ 1074 m	„
Simplon-Tunnel	55,4° C	„ 2200 m	„

Außer dieser inneren Erdwärme kommt noch die Temperatur an der Erdoberfläche (Jahresmittel der Bodentemperatur) in Betracht, für die heute nur noch die Sonnenwärme und die durch die verschiedensten Umstände bedingte Wärmeabstrahlung des Bodens von Einfluß ist, da die Wärmezufuhr aus dem Erdinnern nur etwa 0,5% der mittleren Erwärmung der Erdoberfläche durch Sonnenstrahlung ausmacht. Diese täglichen, jährlichen und unregelmäßigen Temperaturschwankungen der äußersten Kruste der Erdoberfläche sind gleichfalls von Einfluß auf die geothermische Tiefenstufe. Von weiterem Einfluß auf die Gestalt der Geoisothermen sind dann außer den im Gestein eingelagerten Wärmequellen (infolge chemischer Umsetzung oder radioaktiver Stoffe) und außer den noch nicht völlig erkalteten vulkanischen Massen noch die verschiedene Leitungsfähigkeit der Gesteine für Wärme, die

wiederum mit der Wasserführung, mit dem Feuchtigkeitsgehalt, der Schichtung und Schieferung der Gesteine wechselt, d. h. die gleichlaufend und senkrecht zur Schichtrichtung verschieden ist. Infolgedessen ist — wie sich z. B. beim Bau des Simplontunnels gezeigt hat — auch das Einfallen der Gesteinschichten von Einfluß auf die geothermische Tiefenstufe.

Da nicht nur die gesundheitlichen Arbeitsbedingungen der beim Bau tiefliegender Tunnel beschäftigten Menschen, sondern namentlich auch die Gestaltung der wirtschaftlichen Verhältnisse³ in hohem Maße von der im Tunnel zu erwartenden Gesteinstemperatur abhängen, so kommt der Voraussage der mutmaßlichen Wärmeverhältnisse im Innern eines Gebirges für Entwurf und Ausführung eines Tunnels die größte technische und wirtschaftliche Bedeutung zu (z. B. Wahl einer längeren gebrochenen Tunneltrasse unter dem Gebirgssattel anstatt der kürzeren geradlinigen Durchstechung hoher Gebirgsmassive, oder für die Wahl der Bau- und Betriebsweise des Tunnels, oder für die richtige Bemessung und Anordnung der Lüftungs- und Kühlrichtungen, oder für die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Betonverkleidung von Wasserleitungsstollen u. dgl. m.): Das alte Bergmannswort: „Hinter der Hacke ist es dunkel“ traf in vollkommener Weise auf die früheren Ansichten über die Temperaturverteilung im Erdinnern zu, was sich insbesondere beim Bau des Simplontunnels in empfindlicher Weise rächte. Das Angewiesensein auf unvollkommene Schätzungen veranlaßte daher verschiedene Autoren, eine mathematische Lösung der Prognose der in Tunneln zu erwartenden Gesteinstemperaturen zu versuchen. Wenn auch diese Arbeiten einen großen Fortschritt bedeuteten, so steht doch der Genauigkeitsgrad ihrer zahlreichen vereinfachenden Annahmen, insbesondere bezüglich der Oberflächengestaltung, in keinem rechten Verhältnis zu dem großen Aufwand an Rechenarbeit, die das Projektieren sehr erschwert, weil sie mit ihren verwickelten Formeln den prüfenden Blick verwirrt.

Der am 20. Januar 1929 verstorbene Altmeister des Tunnelbaues, Geh. Baurat Professor Dr. phil. h. c. Konrad Pressel in München, dem während seiner früheren Tätigkeit als Oberingenieur auf der Südseite des Simplontunnels in seltenem Maße Gelegenheit gegeben war, die Folgen hoher Wärmegrade und die Bedeutung ihrer richtigen Vorausbestimmung kennen zu lernen und der zu den bedeutendsten Trägern persönlicher Tunnelbauerfahrungen zählt, hat es nun unternommen, verschiedene experimentelle Methoden (einen elektrischen, kalorischen und thermischen Modellversuch) auszuarbeiten⁴, die eine zuverlässige Prognose der im Innern

¹ Der vorliegende Beitrag ist am 5. Januar 1929, bei der Schriftleitung eingereicht worden.

² Vgl. z. B. „Über Messungen der geothermischen Tiefenstufe, deren Technik und Verwertung zur geologischen Prognose, und über neue Messungen in Mexiko, Borneo und Mitteleuropa.“ Von J. Königberger und M. Mühlberg. Neues Jahrbuch für Mineralogie, Geologie und Paläontologie, 31. Beilageband, S. 107—157. Stuttgart 1911.

³ Bei 25° C beginnt die Arbeitsleistung in der wassergesättigten Tunnelluft abzunehmen.

⁴ Seine ersten Vorschläge, wie man an Modellen die Form und Lage der Isothermflächen unter bergigem Gelände nachbilden kann, machte Pressel in den Sitzungsberichten der kgl. bayer. Akademie der Wissenschaften, mathematisch-physikalische Klasse, vorgelegt von H. Ebert am 3. II. 1912 (Jahrgang 1912, Seite 93—96).

des Gebirges zu erwartenden Temperaturen ermöglichen und vor allem einfacher und sicherer, rascher und genauer zum Ziele führen, als die bisherigen mathematischen Verfahren. Die Beschreibung der geeignetsten und den besten Erfolg versprechenden elektrischen Methode bildet den Inhalt einer soeben erschienenen Arbeit⁵, die es verdient, nicht nur die Aufmerksamkeit der Tunnel- und Bergingenieure, der Geologen und Geophysiker auf sich zu lenken, sondern die auch von allgemeiner Bedeutung für jeden wissenschaftlich arbeitenden Ingenieur ist, weil die hier verwirklichte Einführung des Modellversuches in das Gebiet des Tunnelbaues auch auf andere Gebiete der Ingenieurwissenschaften befruchtend wirken wird.

Nachdem einleitend die geophysikalischen Grundlagen des Problems und die zu seiner Lösung möglichen Wege geschildert worden sind, gibt Pressel im 1. Teil seiner Arbeit einen kritischen Überblick über seine elektrische experimentelle Methode der Vorausbestimmung der Gesteinstemperatur und über deren Ergebnisse bei ihrer Anwendung auf die Tunnelgebiete des Simplon und Gotthard. Die theoretische Grundlage der Presselschen Methode bildet die zuerst von Fourier erkannte Tatsache⁶, daß die Differentialgleichung für die Wärmeverteilung in einem homogenen Körper für die im stationären Zustand herrschende Temperatur t für alle Punkte des Körpers

$$\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} = 0$$

u. a. auch für einen elektrischen Kondensator gilt. Infolgedessen kann man den Wärmezustand eines der stationären Wärmeströmung unterworfenen Körpers durch den Zustand eines künstlichen elektrostatischen Feldes abbilden und die Temperaturbestimmung an irgendeinem Punkt des Körpers auf die Ermittlung des elektrischen Potentials in dem entsprechenden Punkt des künstlichen elektrostatischen Feldes zurückführen: den Flächen gleichen Potentials im Modell entsprechen beim stationären Wärmeleitungsproblem in der Natur Flächen gleicher Temperatur. Für das zu untersuchende Gebiet eines geradlinigen Tunnels stellt nun Pressel ein elektrostatisches Modellfeld in der Weise her, daß von einem zur Tunnelachse symmetrischen Geländestreifen ein Hohlmodell aus eisenbewehrtem Gips angefertigt wird, dessen Innenfläche durch Belegung mit Aluminiumfolie elektrisch leitend gemacht und in einzelnen, elektrisch gegeneinander isolierten Feldern aufgeladen wird, wobei z. B. die Anzahl Volt Spannung eines Feldes genau gleich der Anzahl Grad C mittlerer Jahresbodentemperatur des entsprechenden Gebietes in der Natur ist. Dieser in verkleinertem Maßstab nachgebildeten Geländeoberfläche stellt Pressel sodann eine ebene Fläche („Untere Platte“) gegenüber, die auf ein hohes elektrisches Potential (200 bis 300 Volt) geladen ist, und tastet das zwischen Modellfläche (Geländestreifen) und der unteren Platte entstehende elektrostatische Feld mittels eines Thomsonschen Wassertropfenausgleichers ab, dessen Spannung mittels eines Ebertschen Quadrantelektrometers gemessen wird. Zu diesem Zweck begrenzt Pressel den unter dem Geländestreifen liegenden Erdkörper durch eine ebene Zinkplatte in einer solchen Tiefe, daß diese Platte selbst als Isothermiefläche betrachtet werden kann (beim Simplonmodell 6000 m, beim Gotthardmodell 8203 m unter dem Meeresspiegel⁷). Diese untere Platte wird dabei auf soviel Volt geladen, als Grade C Temperatur in der Tiefe der Grenz-

ebene in der Natur herrschen. Voraussetzung ist also, daß sowohl die Bodentemperaturen⁸, als auch die der Grenzebene bekannt sind, sowie daß der Erdkörper als homogen, frei von Wasser und von anderen Wärmeeinflüssen als der natürlichen Erdwärme angenommen wird. Da man natürlich die wirkliche Temperatur der unteren Grenzebene nicht genügend genau kennt, so nimmt Pressel die Spannung für die untere Platte zunächst willkürlich an und erhält damit eine vorläufige Spannungskurve. Unterstellt man, daß die Spannungsunterschiede zwischen zwei Punkten im Modell proportional den Temperaturunterschieden in der Natur sind, und kennt man aus Messungen in einem einzigen verhältnismäßig wenig tiefen Bohrloch oder aus der wahren Gesteinstemperatur im Richtstollen den Temperaturgradienten, der einem bestimmten Potentialgradienten im Modell entspricht, so kann man mit Hilfe der so erhaltenen unveränderlichen Verhältniszahl und der vorläufigen Spannungskurve die Temperaturverteilung im ganzen Gebirgsstock ermitteln.

Wenn auch die Herstellung und Ausmessung solcher elektrostatischer Modellfelder zu rein elektrischen Zwecken an sich nichts Neues ist — sie wurde durch H. Ebert 1908 begründet —, so ist doch hier in einer höchst geistreichen Weise und erstmals ein thermisches Problem auf ein elektrisches zurückgeführt und vor allem der auf anderen Gebieten des Ingenieurbauwes bewährte Modellversuch in einer im Hinblick auf seine Erstmaligkeit außerordentlich erfolgreichen und exakten Weise im Tunnelbau eingeführt worden (vgl. Abb.). Es steht zu hoffen, daß die hier angewandte Methode des physikalischen Modellversuches sich mit Erfolg auch auf manch andere Probleme anwenden läßt, deren physikalischen Zuständen die oben erwähnte Differentialgleichung zugrunde liegt.

Das Ergebnis der an den beiden Modellen des Simplon- und des Gotthardgebietes durchgeführten Messungen längs der Tunnelachse ist also zunächst eine Spannungskurve (vgl. Abb.), aus welcher sich die Kurve der voraussichtlichen Gesteinstemperaturen mit Hilfe einiger durch Bohrlöcher, Schächte oder im vordringenden Richtstollen tatsächlich gemessenen oder in ähnlichen Gebirgsmassiven beobachteten Werte der Felstemperatur ableiten läßt. Bei der lediglich aus der Oberflächengestaltung und den ihr anhaftenden mittleren Bodentemperaturen abgeleiteten Spannungskurve sind infolge Heranziehung der beobachteten Gesteinstemperaturen auch die Wärmeleitfähigkeit, der Schichteneinfall des Gebirges, der Einfluß örtlicher Wärmeherde, von Gebirgswasser u. dgl., d. h. die durchschnittlichen geologischen Verhältnisse mitberücksichtigt. Je kürzer natürlich die Kurve der im Richtstollen beobachteten, wahren Felstemperaturen ist, desto weniger kann es sich bei der Methode um eine eigentliche Prognose der tatsächlich zu erwartenden heißesten Gesteinstemperaturen als vielmehr nur darum handeln, eine Temperaturkurve für ein Gebirgsmassiv zu erhalten, dessen physikalische Eigenschaften der aufgefahrenen Stollenstrecke ähnlich sind, aus der die wahren Temperaturmessungen stammen. Umgekehrt aber ist es mit fortschreitendem Vortrieb im Richtstollen möglich, immer längere Strecken der wahren Felstemperaturkurve zur Ableitung der Tunneltemperaturen heranzuziehen und dadurch deren Prognose fortlaufend zu berichtigen und somit zuverlässiger zu machen; hierbei läßt man allerdings sekundäre, örtliche Einflüsse, wie z. B. von Gebirgswasser beeinflusste Strecken, besser außer acht.

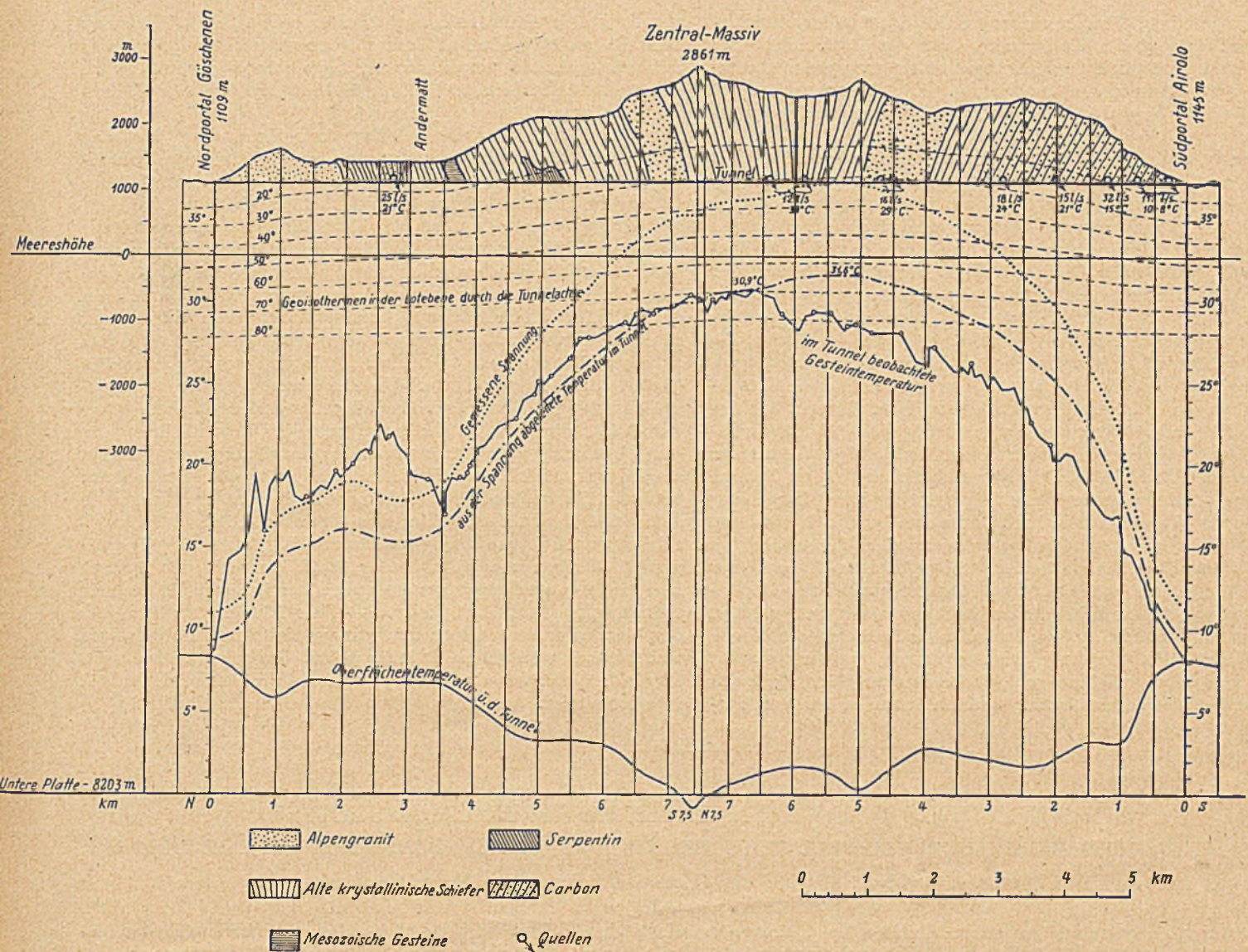
Die Messungen längs der Lotlinien an den Kilometerstationen ergeben für beide Tunnelgebiete den Verlauf

⁵ „Experimentelle Methode der Vorausbestimmung der Gesteinstemperatur im Innern eines Gebirgsmassivs.“ 58 Seiten, 21 Abb. im Text und in farbigen Tafeln. R. Oldenbourg, München und Berlin 1928. Preis geh. RM 10,—.

⁶ M. Fourier, Analytische Theorie der Wärme, Deutsche Ausgabe von Dr. B. Weinstein. Berlin 1884, Seite 72 ff.

⁷ Günther nimmt in seinem Handbuch der Geophysik, Bd I, Stuttgart 1897, an, daß in einer Tiefe von 5 km unter der mittleren Erhebung der Erdoberfläche die Geoisothermen nicht mehr merklich von der Profilierung der Oberfläche beeinflusst werden.

⁸ Nach Niethammer ergibt sich das Jahresmittel der Bodentemperatur als Funktion der Meereshöhe. Andere Autoren behandeln die Abhängigkeit der Bodentemperaturen von der geographischen Breite, von der Beschaffenheit der Erdoberfläche, von der Schneebedeckung u. a. Jedenfalls ist diese Abhängigkeit eine viel zu verwickelte, als daß irgendwelche Formeln uns der Notwendigkeit zu umfassenden Messungen entheben würden, ohne die — wie Pressel betont — eine einigermaßen zuverlässige Prognose der im Tunnel zu erwartenden Gesteinstemperaturen nicht möglich ist.



Experimentelle Vorausbestimmung der Gesteintemperatur im Gotthardgebiet nach einer elektrischen Methode (Nach Pressel: „Vorausbestimmung der Gesteintemperatur usw.“; Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin.)

der Geoisothermlinien (vgl. Abb.) und damit die geothermischen Tiefenstufen:

Simplon		Gotthard	
Nordportal:	Brig 23,3 m/Grad C	Göschenen	33,0 m/Grad C
Mitte:	km 8 32,5 „	km 7,46	44,2 „
Südportal:	Iselle 21,5 „	Airolo	33,3 „
Im Mittel:	32,78 „	Im Mittel:	46,14 „

Der gegenüber dem Simplon viel höhere Wert der geothermischen Tiefenstufe beim Gotthardtunnel (1:1,41) ist auf das sehr steile Einfallen der Schichten im ganzen Bereich des Gotthardtunnels zurückzuführen, was eine bessere Wärmeleitfähigkeit des Gebirges in lotrechter Richtung und damit niedrigere Temperaturen im Tunnel zur Folge hat.

Nachdem die Methode einmal theoretisch begründet und ihre Brauchbarkeit und Genauigkeit an zwei großen Beispielen mit bekannten Verhältnissen nachgeprüft ist, beruht die Vorbereitung der Versuche nur auf handwerkmäßiger, wenn auch genauer Arbeit. Die vorzunehmenden physikalischen Messungen und ihre Auswertung gehen einfach und rasch vor sich. Die entscheidende Schlußmessung der Spannungen längs der Tunnelachse erfordert nur wenige Stunden.

Der II. Teil der Presselschen Schrift behandelt die Durchführung der Methode und die theoretischen Einzelheiten der Versuchseinrichtung. Der schon beim Studium des I. Teils gewonnene Eindruck, daß Einrichtung und Durchführung der

Versuche mit einer schlechtweg vorbildlichen Genauigkeit und Sorgfalt besorgt wurden, der es gelungen ist, alle irgendwie störenden Fehlerquellen auszuschalten, wird beim Durchlesen des II. Teils noch verstärkt. Infolgedessen muß der Presselsche Modellversuch als das Ergebnis einer dauernden Selbstprüfung und selbstkritischen Zergliederung des Verfassers besonders hoch gewertet werden. Es bedeutet keinen Mangel der Arbeit, wenn sie sich bei den beiden Beispielen noch auf die zur Zeit ungenügende Kenntnis der Bodentemperaturen stützen mußte, deren Fehlereinfluß um so größer ist, je kleiner die Überlagerung des Tunnels ist. Mit Recht fordert deshalb auch die Schrift für künftige Neubauten langer tiefliegender Gebirgstunnel, daß an der für die Vorausbestimmung der im Tunnel zu erwartenden Gesteintemperaturen so wichtigen Ermittlung der Bodentemperaturen nicht wie bisher gespart wird, denn der Kampf mit den hohen Temperaturen in tiefliegenden Tunneln ist heute noch die schwierigste und vielfach auch wirtschaftlich entscheidende Aufgabe, die dem Ingenieur gestellt wird.

In einem Anhang wird noch der Pressel-Rieflersche Kurvenmesser beschrieben und seine Theorie und Meßgenauigkeit erörtert. Dieser Kurvenmesser, der als Nebenprodukt bei der vorliegenden Arbeit entstanden ist, übertrifft andere Instrumente, die zur Bestimmung der Längen der Schichtlinien oder anderen krummen Linien im Gebrauch

Sind (Meßbrädchen, Kurvenmesser von Finsterwalder und Patentkartometer von Fleischhauer), teils an Einfachheit des Baues und Genauigkeit der Messung, teils an geringerem Raumbedarf und bequemer Handhabung. Die Neuerung dürfte daher jedem Ingenieur, Geodäten oder Geographen willkommen sein.

Wenn man die Spannungskurve infolge mangelnder Temperaturbeobachtungen im Richtstollen lediglich auf die beiden wichtigsten Faktoren aufbaut: Oberflächengestalt und mittlere Bodentemperaturen oder wenn man die aushilfsweise verwendeten Fclstemperaturen auf trockenes, gänzlich quellenfreies und homogenes Gebirge bezieht, so läßt sich mit der Presselschen Methode die Größe (also quantitativ) derjenigen lokalen Einflüsse ermitteln, welche die normalen geothermischen Tiefenstufen stören, wie Einlagerungen im Boden, die infolge vulkanischer Vorgänge oder infolge ihrer Entstehung durch solche eine erhöhte Eigenwärme besitzen, oder Temperaturstörungen infolge Ortsveränderung von Massen (unterirdisch fließende Wassermassen, aufsteigende Thermalquellen oder Gasadern), oder Einlagerungen, die infolge chemischer Umsetzungen, Zerfall radioaktiver Substanzen u. dgl. Wärme erzeugen, oder Einlagerungen mit gegenüber ihrer Umgebung veränderter Wärmeleitfähigkeit. Dies macht die Presselsche Methode auch zu einem künftighin wertvollen Hilfsmittel bei geologischen Forschungsarbeiten, bei wichtigen Fragen der Erdgeschichte und vielleicht auch für die praktische Bodenforschung selbst. Auch bei der Erforschung kalter und warmer, süßer und mineralischer Quellen kann die Presselsche Methode unter Umständen wertvolle Dienste leisten, insofern sie die heute noch sehr unsichere geologische Deutung der Herkunft der Quellen erleichtern kann. Sodann kann es bei der Ver-

wendung der Erdwärme zur Kräfteerzeugung mit Hilfe der elektrischen Methode auf Grund weniger, seichter Bohrlöcher möglich sein, die vorteilhafteste Lage von Bohrpunkten zu ermitteln, denen eine möglichst kleine geothermische Tiefenstufe zukommt.

Die Kosten der Presselschen experimentellen Methode sind im Verhältnis zu dem Nutzen, den sie für jedes Tunnelunternehmen stiften kann, so gering, daß künftighin größere Gebirgsdurchstiche weder projiziert noch der Bauauschreibung unterstellt werden sollten, ohne daß man sich über die zu erwartenden Wärmeverhältnisse im Wege des Presselschen Modellversuches möglichst genau Rechenschaft geben hätte. Wir müssen es der vorliegenden Arbeit als ein wesentliches Verdienst anrechnen, daß sie durch Einführung des Modellversuches die Tunnelbaukunst in bedeutsamer Weise zu einer Wissenschaft weiterentwickelt und durch die exakte Verwendung physikalischer Untersuchungsmethoden das ingenieurmäßige Versuchswesen überhaupt entschieden gefördert hat. Man kann sich keine glänzendere Beweisführung für die Bedeutung des Modellversuches im Tunnelbau denken, als die vortreffliche Arbeit Pressels, so daß es hoffentlich nur noch eine Frage der Zeit ist, bis sich der Laboratoriumsversuch auch dieses wichtige Gebiet der Technik erobert. In zahlreichen, noch heute wenig geklärten Problemen des Tunnel- und Stollenbaues wird uns der Modellversuch der wahren Erkenntnis mancher Naturvorgänge näher bringen als die rein theoretische Behandlungsweise. — Wir können das Studium der bestens ausgestatteten und mit vortrefflichen Abbildungen versehenen, wohlfeilen Schrift jedem Ingenieur wärmstens empfehlen, der an den hier erörterten Problemen irgendwie interessiert ist.

SCHWINGUNGEN VON FUNDAMENTEN ROTIERENDER MASCHINEN.

BEOBACHTUNGSERGEBNISSE EINES MODELLVERSUCHES UND VERGLEICH DERSELBEN MIT DER THEORIE

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf, Mitglied der Zentralverwaltung der Bauunternehmung Carl Brandt.

Im Anschluß an meine Arbeit in Heft 25 des Jahrganges 1928 dieser Zeitschrift will ich über weitere Versuchsergebnisse, die ich mit dem gleichen, für die nachstehenden Zwecke teilweise abgeänderten Modell vorgenommen habe, berichten.

I. Erzwungene Schwingungen eines gekoppelten Systems.

Die bisherigen, mit dem Zweigelenkrahmen vorgenommenen Versuche ließen den Einfluß der elastischen Zusammendrückung der Ständer auf die senkrechte Eigenfrequenz des Querriegels nicht erkennen, da die Formänderungen der Rahmenstiele, hervorgerufen durch die in ihnen wirkenden Längskräfte, sehr klein gegenüber den von den Biegemomenten herrührenden Deformationen des schwingenden Systems waren. Der Einfluß der Längenänderungen der Stützen bedingt jedoch eine Abweichung von der unter Vernachlässigung dieser axialen Formänderungen ermittelten Eigenfrequenz des Querriegels. Ich verweise in dieser Hinsicht z. B. auf den Aufsatz des Herrn Dr.-Ing. Rausch in Heft 21 des Jahrganges 1928 der Zeitschrift „Beton und Eisen“, worin auch sonstige zur Beurteilung dieser Frage in Betracht kommende Literaturstellen angegeben sind.

Bei den vorhandenen Modellverhältnissen lag es nun nahe, die Versuche auf die Massenverteilung, die die Berechnungsgrundlage obiger Arbeit bildet, auszudehnen. Hierbei mußten die wirklichen Verhältnisse der Praxis durch eine sinnmäßige Anordnung derart ersetzt werden, daß die dem Wesen der gekoppelten Schwingungen des vorliegenden Falles entsprechenden Bedingungen möglichst eindeutig in praktisch einfach lösbarer Form erfüllt wurden. Dies ließ sich am besten dadurch verwirklichen, daß die Fußgelenke des Rahmens senkrecht

elastisch verschiebbar gelagert wurden, wobei diese Beweglichkeit so gewählt werden mußte, daß sie einer „Federation“ gleichkam. Von der Verwendung zylindrischer senkrecht geführter Spiralfedern, die übrigens auch in den Stielen eingeschaltet werden konnten, um meßbare axiale Formänderungen zu erzeugen, wurde abgesehen, um die übersichtlichen konstruktiven und statischen Verhältnisse des schwingenden Rahmens nicht zu beeinflussen, und um ferner Reibungswiderstände nach Möglichkeit auszuschalten. Die Fußgelenke des Rahmens wurden vielmehr auf einem elastischen Rost angeordnet (vgl. Abb. 1) und somit reinen Biegungsschwingungen unterworfen. Dieser Rost bestand aus zwei entsprechend gestützten dünnen Brettchen, welche durch ein Querstück, auf dem der Rahmen so befestigt war, daß zentrische Belastung stattfand, verbunden waren. Die Brettchen sind mit dem äußeren Auflager fest verschraubt und lagern auf der anderen Seite nach dem Rahmen zu längsverschieblich in Langlöchern, aber gegen Abheben gesichert auf. Die bei der Durchbiegung dieses Trägerroste auf Grund obiger Konstruktion nach außen erfolgende horizontale Verschiebung der Gelenkpunkte des Rahmens, wodurch seine Eigenfrequenz gegenüber der theoretischen Berechnung geringe Abweichungen erfahren hätte, wurde dadurch teilweise ausgeglichen, daß die Montage der Trägerroste mit je etwa $\frac{1}{4}$ mm Verschiebung nach dem Rahmen zu erfolgte, so daß bei 5 mm Durchbiegung der Mitte dieser Roste die Fußgelenke des Rahmens genau 25 cm Entfernung voneinander besaßen. Der Unterschied der 13,5 cm gewählten Stützweite der Brettchen gegenüber der bei 5 mm Durchbiegung entstehenden Bogenlänge beträgt nämlich, wie man sich leicht überzeugen kann, bezogen auf die halbe Stützweite, nur etwa 0,25 mm.

Trotzdem der Trägerrost aus völlig gleichmäßigem Material und mit ganz genauen und untereinander gleichen Abmessungen hergestellt war, ergaben Vorversuche, daß die bei laufendem Motor erzwungenen Schwingungen des Rahmens nicht in der Rahmenenebene erfolgten, sondern daß unerwünschte Pendelungen senkrecht hierzu auftraten, welche beseitigt werden mußten. Dies geschah in einfachster Weise durch Veränderung des Einspannungsgrades des einen Auflagers eines der beiden Brettchen eines jeden Trägerrostes, und zwar hervorgerufen durch den Druck einer Schraube mit Flügelmutter (vgl. Abb. 1). Durch mehr oder weniger festes Anziehen dieser Muttern bei laufendem Motor konnte leicht erreicht werden, daß der Rahmen mit großer Genauigkeit nur Schwingungen in seiner Ebene ausführte.

Erster Versuch:

Die Ständer erhielten keine Zusatzmassen, sondern waren lediglich mit den durch die Konstruktion bedingten Gewichten belastet. Es lagen folgende Verhältnisse vor:

Gesamtgewicht des Motors einschließlich Sockelbrettchen usw.	1,89 kg
Gewicht des halben Rahmenriegels	0,05 kg
Zusammen	1,94 kg

Diese Last wird als Einzellast in Riegelmitte aufgefaßt Auf jeden Trägerrost wirkten folgende Gewichte:

Eigengewicht des Ständers und Anteil des Riegels	0,065 kg
Rahmenfuß aus Metall	0,045 kg
Gelenkschrauben mit Muttern	0,013 kg
Fußgelenke des Rahmens	0,050 kg
Befestigungsschrauben	0,019 kg
Zusammen	0,192 kg

so daß die Zusatzmasse $2 \cdot 0,192 = 0,384$ kg betrug.

Unter Anwendung der für diese gekoppelten schwingenden Massen angenähert gültigen Formel für die erste Eigenfrequenz des Querriegels

$$n_e = \frac{300}{\sqrt{I_x \cdot m_1 \cdot g}}$$

$$\sqrt{I + \frac{m_1}{m_2} + \frac{m_1}{m_2} \cdot \frac{f_x}{f_y} \pm \sqrt{\left(I + \frac{m_1}{m_2} + \frac{m_1}{m_2} \cdot \frac{f_x}{f_y}\right)^2 - 4 \frac{m_1}{m_2} \cdot \frac{f_x}{f_y}}}$$

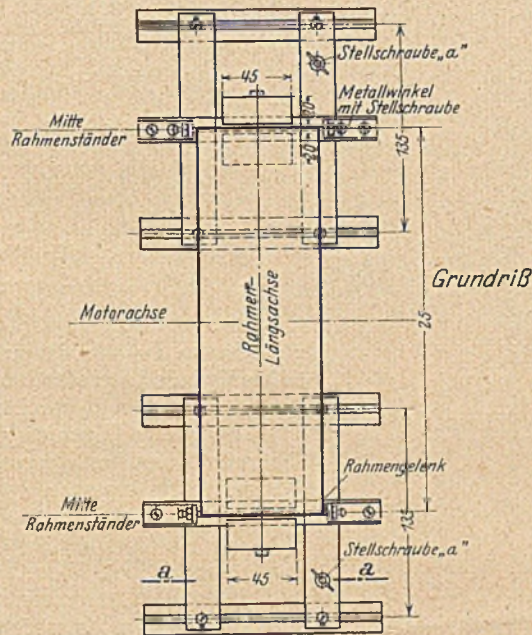
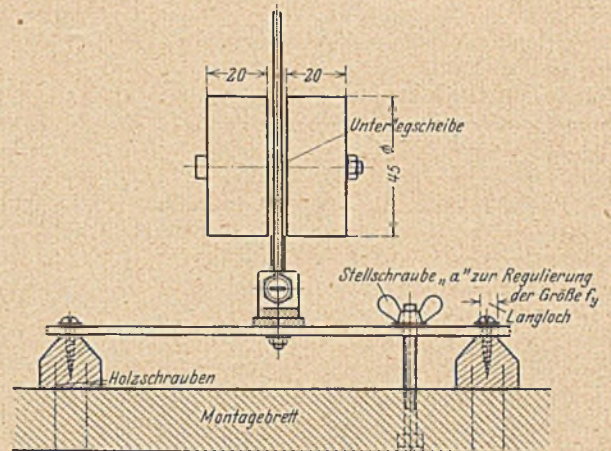
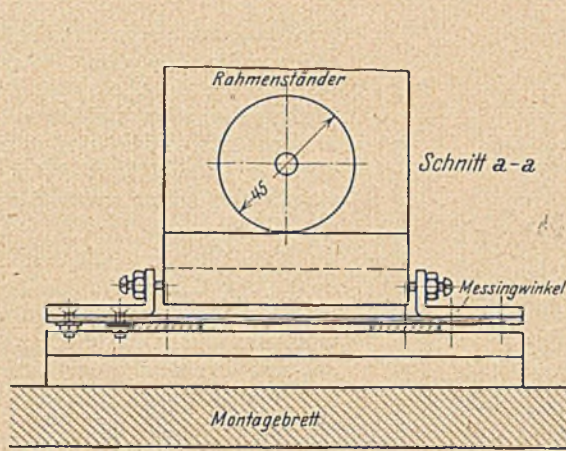


Abb. 1. Biegsamer Rost, der als Auflager für den Zweigelenkrahn dient; Rahmen mit Zusatzmassen an den Ständern.

worin $\frac{m_1}{m_2}$ das Verhältnis der gekoppelten Massen, f_x die mittlere Durchbiegung des Riegels unter der Lasteinheit und f_y in diesem Falle diejenige des Trägerrostes ebenfalls unter der Lasteinheit bedeuten, ergab sich folgendes:

$$\frac{m_1}{m_2} = \frac{1,94}{0,384} \approx 5;$$

f_y wurde durch ein einfaches Zeigerinstrument mit 20facher Hebelübersetzung experimentell bei 4,0 kg Einzellast zu

$$f_y = \frac{1}{20} \cdot \frac{1,16}{4} = 0,0145 \text{ cm}$$

gefunden. Dieser Wert entspricht einem Einspannungsgrad des Trägerrostes von $\frac{1}{140}$ (Mittelwert zwischen einseitig eingespannt, andere Seite frei aufgelagert und beiderseitig eingespannt), da die Stützweite $l = 13,5$ cm und das Trägheitsmoment

$$J = 0,00867 \text{ cm}^4$$

betragen, nämlich:

$$y = \frac{1}{140} \cdot \frac{13,5^3}{140000 \cdot 0,00867} = 0,0145 \text{ cm}$$

Der Wert f_x war, wie aus den früheren Versuchen ersichtlich, bei beiderseits auf dem Querriegel des Rahmens festgeklemmtem Motor, wodurch das Trägheitsmoment in Riegelmitte wesentlich erhöht und somit die Durchbiegung entsprechend verringert wurde,

$$f_x = \left(\frac{300}{730}\right)^2 : 1,94 = 0,087 \text{ cm}$$

Folglich ergab sich

$$\frac{f_x}{f_y} = \frac{0,087}{0,0145} = 6.$$

und

$$n_e = 730 \sqrt{\frac{1 + 5 + 5 \cdot 6 \pm \sqrt{36^2 - 4 \cdot 30}}{2}}$$

$$n_e' = 0,923 \cdot 730 = 674 \text{ min}^{-1}$$

$$n_e'' = 5,93 \cdot 730 = 4330 \text{ min}^{-1}$$

Der Versuch bewies, daß bei einer Drehzahl des Motors von $n = 665 \text{ min}^{-1}$ eine eindeutig wahrnehmbare Resonanz des Querriegels auftrat, so daß eine recht gute Übereinstimmung mit obiger Theorie vorlag. In Abb. 2 ist das Resonanzdiagramm

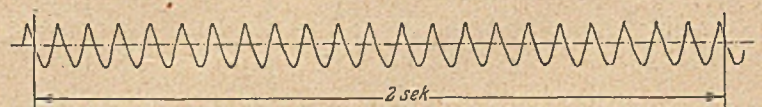
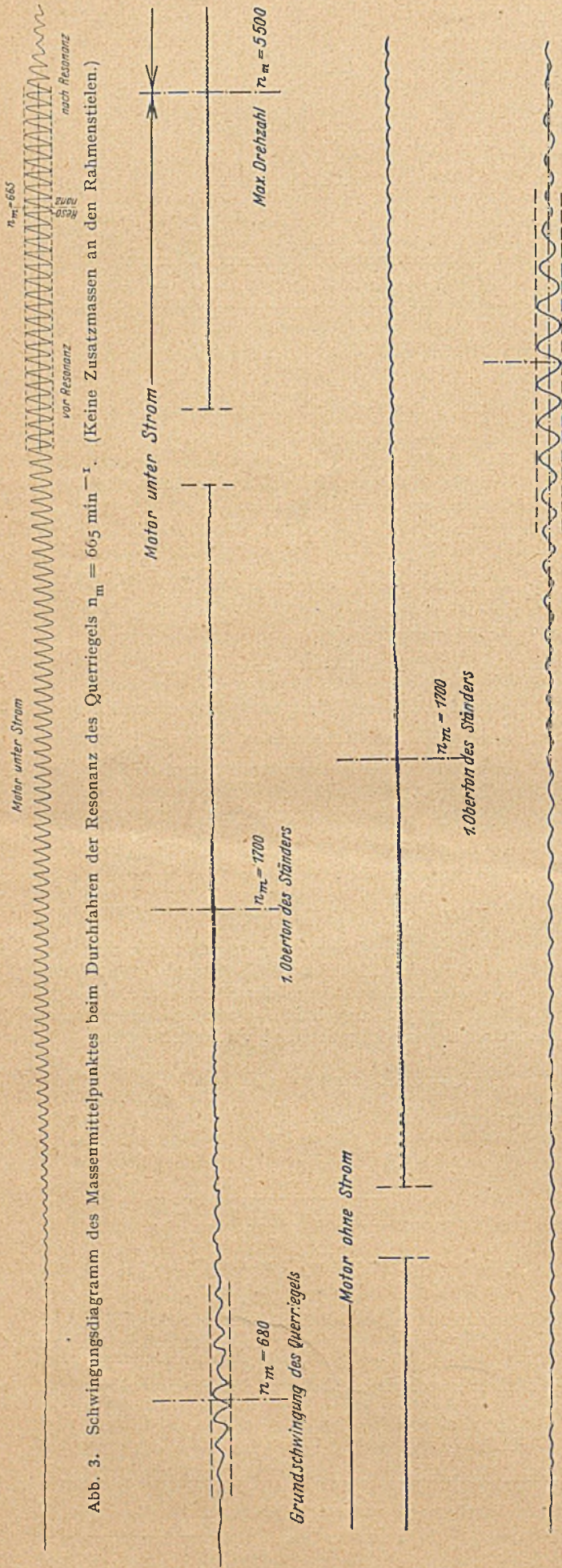


Abb. 2. Schwingungsdiagramm des Maßenmittelpunktes bei $n_m = 665 \text{ min}^{-1}$ (Resonanz des Querriegels) ohne Zusatzmassen an den Rahmenstielen.



des Massenmittelpunktes bei $n = 665$ wiedergegeben; es wurden 660 min^{-1} erzwungene Schwingungen festgestellt; auch die Zeitmessung war demnach mit genügender Genauigkeit erfolgt. Abb. 3 zeigt das Resonanzdiagramm des schwingenden Massenmittelpunktes beim Durchfahren der Resonanz des Querriegels mit Motor unter Strom.

Zweiter Versuch:

Die Ständer erhielten Zusatzmassen, bestehend aus je 2 zylinderförmigen Eisenkörpern, welche in der Ständerachse unmittelbar über den Gelenken mit Hilfe von durchgehenden Schrauben mit Unterlagscheiben auf der Oberfläche der Ständer so befestigt wurden, daß die Biegesteifigkeit letzterer so gut wie gar nicht beeinträchtigt war (vgl. Abb. 1). Da die Gewichte einschließlich der Befestigungsschrauben und Unterlagscheiben $1,00 \text{ kg}$ wogen, ergaben sich folgende theoretischen Verhältnisse:

$$\frac{m_1}{m_2} = \frac{1,94}{1,0 + 0,384} = 1,4$$

$$\frac{f_x}{f_y} = 6 \text{ wie beim ersten Versuch}$$

$$n_e = 730 \sqrt{\frac{1 + 1,4 + 1,4 \cdot 6 \pm \sqrt{10,8 - 4 \cdot 8,4}}{2}}$$

$$n_e' = 0,918 \cdot 730 = 670 \text{ min}^{-1}$$

$$n_e'' = 3,16 \cdot 730 = 2307 \text{ min}^{-1}$$

Der Versuch ergab, daß bei einer Drehzahl des Motors von $n = 680$ Resonanz eintrat, so daß wiederum befriedigende Übereinstimmung mit der vereinfachten Theorie festgestellt werden konnte.

Die zweite Eigenfrequenz des Querriegels, welche theoretisch aus dem oberen Vorzeichen vor der inneren Wurzel folgt, konnte dagegen am Modell weder beim ersten noch beim zweiten Versuch bemerkt werden, obgleich die Umdrehungszahl des Motors weit über den theoretischen Wert hinaus gesteigert wurde. In Abb. 4 ist das Diagramm aufgenommen, welches mit Zusatzmassen an den Ständern bei den Drehzahlen $0 < n_m < 5500$ und $5500 > n_m > 0$ entstand. Wie man sich leicht überzeugen kann, ist die erste senkrechte Resonanz des Querriegels, d. h. der Grundton, bei $n = 680$ sowie der erste Oberton des Ständers in horizontaler Richtung bei $n \approx 1700$ gut erkennbar. Die zweite Frequenz des Querriegels, der erste Oberton fehlt dagegen. Man könnte vermuten, daß eine etwaige Ungenauigkeit in der Verhältniszahl $\frac{f_x}{f_y}$ dieses Ergebnis entscheidend beeinflusse. Dem steht aber entgegen, daß für $\frac{f_x}{f_y} = 4$ die theoretischen Frequenzen

$$n' = 642 \text{ min}^{-1}$$

$$n'' = 1960 \text{ min}^{-1}$$

und für $\frac{f_x}{f_y} = 8$

$$n' = 685 \text{ min}^{-1}$$

$$n'' = 2610 \text{ min}^{-1}$$

auftreten müßten. Die beiden höheren Frequenzen, herrührend von dem + Zeichen vor der inneren Wurzel, liegen somit im durchfahrenen Intervall und müßten erkennbar sein.

Während also die auf den Ersatz eines kontinuierlichen schwingenden Systems durch wenige Massenpunkte (bei Dr. Rausch nur drei Massen) aufgebaute vereinfachte Formel für die Frequenz des Grundtones in diesem Falle mit genügender Genauigkeit zutrifft, versagt sie bei den Obertönen. Daß dies nicht anders sein kann, geht schon daraus hervor, daß das System mit drei Massenpunkten nur zwei Frequenzen aufweist,

während das kontinuierliche Rahmensystem des Modells, einerlei, wie es auch immer gelagert ist, unendlich viele Obertöne besitzt. Eine endliche Anzahl von Eigenfrequenzen kommt eben nur in Frage, wenn das schwingende System auch nur aus einer endlichen Anzahl von Massenpunkten besteht. Ich hatte bei meinen früheren Versuchen festgestellt, daß die Frequenzgleichung für den mit sinngemäßen Abmessungen als Ersatz für den eingespannten Rahmen gewählten Zweigelenkrahmen mit $\lambda = 0,58$ den Grundton $n = 627 \text{ min}^{-1}$ des Querriegels mit guter Annäherung an die Versuchsergebnisse lieferte. Eine zweite Wurzel der Frequenzgleichung liegt zwischen $\lambda = 1,47$ und $\lambda = 1,48$, welchen Werten die Frequenzen $n = 4020$ und $n = 4060 \text{ min}^{-1}$ entsprechen. Daß bei diesen Drehzahlen ebenfalls keine Resonanz am Modell festgestellt werden konnte, liegt daran, daß der Ersatz des Modellrahmens in der Theorie durch einen eingespannten Rahmen mit 1,5-facher Höhe ja nicht streng richtig ist, da neben den vertikalen Lasten auch die horizontalen Trägheitskräfte der Eigenmassen der Ständer auftreten, welche gerade die Obertöne entscheidend beeinflussen können¹. In Abb. 5 ist die von Herrn Dr. Prager abgeleitete transzendente Frequenzgleichung für die vertikalen Schwingungen eines eingespannten Rahmens mit den Abmessungen des Modells, aber der 1,5fachen Höhe in der Weise graphisch dargestellt, daß als Abszissen und Ordinaten die beiden Seiten der Gleichung für verschiedene $\gamma \cdot \lambda$ -Werte aufgetragen wurden. Die Schnittpunkte mit der Winkelhalbierenden des Koordinatensystems entsprechen somit den Wurzeln der Gleichung. Man erkennt, daß die Kurve unendlich viele Unstetigkeitspunkte besitzt, in denen sie von $-\infty$ in $+\infty$ übergeht, in deren Nähe die weiteren Wurzeln der Gleichung, d. h. die Obertöne, liegen.

II. Erzwungene Schwingungen im Erdreich bzw. in gleichmäßig homogenem elastischen Material.

Infolge der elastischen Eigenschaften des Baugrundes die in mehr oder weniger starkem Maße bei jeder Bodenart anzutreffen sind, können auch, wie die Erfahrung lehrt, massive Fundamentsockel rotierender Maschinen in Resonanzschwingungen geraten, sobald die Vorbedingungen hierfür zutreffen. Eine elastisch gestützte Masse von der Größe m führt bekanntlich, sofern die Rückstellkraft, die die schwingende Masse in die Ruhelage zurückzubringen sucht, dem Ausschlag aus der Ruhelage proportional ist, Schwingungen aus, deren Frequenz, d. h. Anzahl in der Minute

$$n = \frac{60 \sqrt{g}}{2\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{f}} \approx \frac{300}{\sqrt{f}} \text{ min}^{-1}$$

ist, worin f den durch die elastische Lagerung der Masse bedingten in der Schwingungsrichtung durch die Wirkung des Gewichtes $G = m \cdot g$ hervorgerufenen Ausschlag der Masse m in cm bedeutet. Treffen die Voraussetzungen elastischer Lagerung für Erdreich zu, so mußte somit durch einen einfachen Modellversuch der Nachweis für die Richtigkeit der Theorie auch erbracht werden können.

Zu diesem Zwecke wurde der Motor des vorigen Versuchs mit seinen exzentrisch rotierenden Massen zentrisch auf einem Granitsockel von entsprechenden Abmessungen befestigt. Um bei den zu erwartenden verhältnismäßig kleinen Schwingungsamplituden auswertbare Diagramme zu erhalten, mußte der im Sockel schwerpunkt wirkende Schreibstift eine Abänderung erfahren, die in der Abb. 6 dargestellt ist. Der die federnd angebrachte Bleimine tragende Schreibarm kann sich in einem fest gelagerten Kugelgelenk möglichst reibungsfrei nach allen Richtungen des Raumes drehen und greift mit seiner rückwärtigen schlanken, kreiszylinderförmigen Verlängerung in eine am Sockel angebrachte Hülse mit kreisförmiger Schneide von etwas größerem Durchmesser so ein, daß auch in diesem

Punkte volle Beweglichkeit nach allen Richtungen, soweit erforderlich, ohne unzulässiges Spiel, welches die Genauigkeit der Diagramme beeinflussen würde, gewährleistet ist. Von der Einschaltung eines Kugelgelenkes auch an dieser Stelle mußte abgesehen werden, da der schwingende Sockel sonst in diesem Punkte festgehalten wäre. Wegen der teilweise hohen Frequenzen der Schwingungen sind alle reibenden Teile in poliertem Stahl ausgeführt. Wie aus der Abb. 6 im einzelnen ersichtlich, wurde durch Schraubvorrichtungen dafür gesorgt, daß eine genaue Einstellung in der Ruhelage erfolgen und die Übersetzungsverhältnisse einwandfrei festgestellt werden konnten. Der Vergrößerungsmaßstab kann zwischen den Zahlen 5:1 und 10:1 gewählt werden. Der Schreibarm selbst besteht aus Aluminium, so daß infolgedessen sein Gegendruck am Motorsockel, hervorgerufen durch die ungleiche Gewichtsverteilung in ihm, so gering ist, daß deren Einfluß auf den Schwingungsvorgang verschwindend klein wird.

Der Motor mit Sockel wurde nun zunächst in

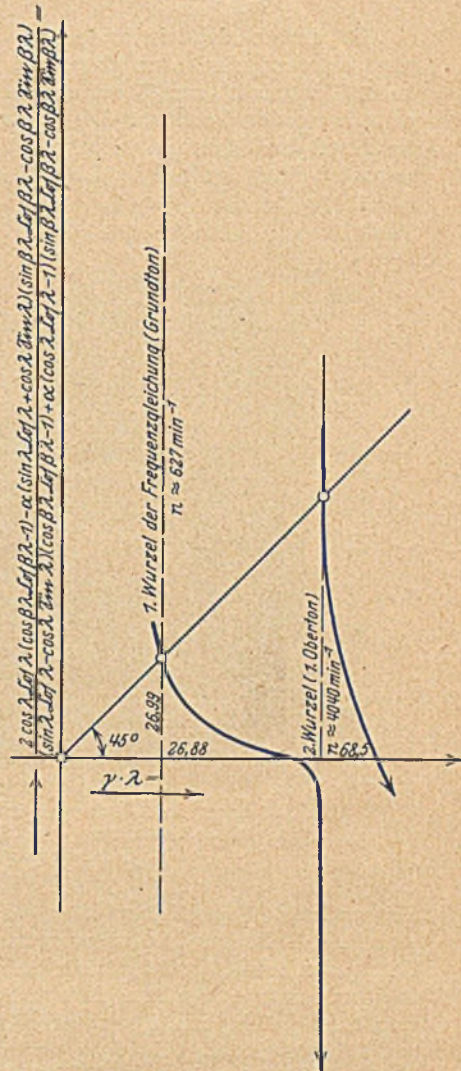


Abb. 5. Graphische Darstellung der Dr. Prager'schen transzendenten Frequenzgleichung für die vertikalen Schwingungen eines eingespannten Rahmens, angewandt auf die Modellverhältnisse.

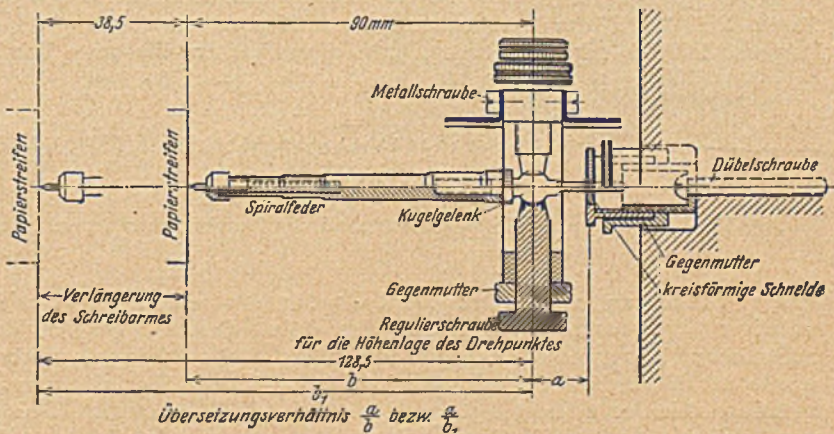


Abb. 6. Konstruktion des Schreibstiftes zur Aufzeichnung von Schwingungsdiagrammen des im Erdreich schwingenden Maschinensockels.

ganz feinem Dünsand von der Nordseeküste gebettet. Hierbei stellte sich heraus, daß dieses Material so fest in sich gelagert war, daß seine elastischen Eigenschaften nicht ausreichten, um wahrnehmbare Schwingungen zu erzeugen. Die mit Hilfe der oben erwähnten Schreibvorrichtung festgestellte Bettungsziffer, welche ja bekanntlich das Kriterium für die Bodenelastizität ist, war dementsprechend sehr hoch.

¹ Vgl. Dr. W. Prager, Darmstadt: „Die Eigenschwingungen von Rahmenfundamenten, Zeitschrift für technische Physik, 1928, Heft 6.

Es mußte also ein anderes homogenes Bettungsmaterial gewählt werden, dessen elastische Konstanten so beschaffen waren, daß mit der Theorie vergleichbare Ergebnisse festgestellt werden konnten. Dieses fand sich in fest zusammengestampftem Sägemehl. Ein Kasten, der in Abb. 7 mit der gesamten Modellanlage im Lichtbild dargestellt ist, erhielt als

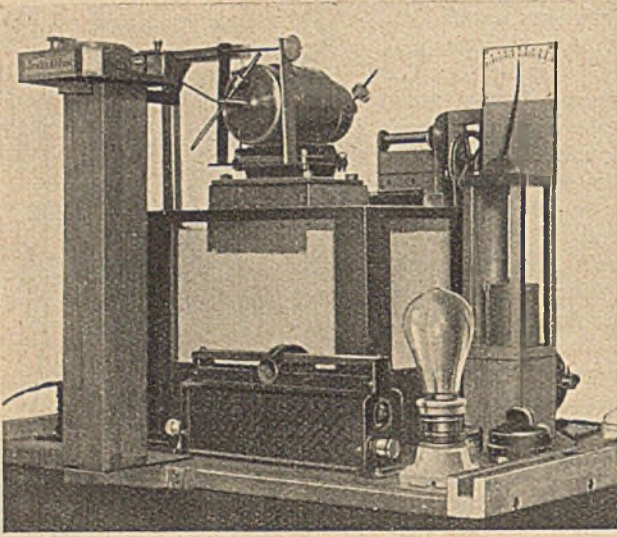


Abb. 7. Motor im Glaskasten in Sägemehl gelagert (im übrigen mit Ausnahme des Schreibstiftes die alte Modellanlage).

Seitenwände Spiegelglasplatten, um die Bewegungen der einzelnen Teile des Bettungsmaterials beobachten zu können. Es wurden somit ähnliche Verhältnisse wie in einer von Spundwänden eingeschlossenen Baugrube geschaffen. Der Motor wurde so tief in das Sägemehl gebettet und dieses oben mit Sand aufgefüllt, daß kein „Wandern“ stattfand, sondern nur die beabsichtigten erzwungenen Schwingungen auftraten. Die Drehbewegung der Motorachse übertrug wieder eine biegsame Welle auf einen Drehzähler.

Von ausschlaggebender Bedeutung für die Beurteilung der Versuchsergebnisse war zunächst die Bestimmung der Bettungsziffer, und zwar mußte diese unter denselben Bedingungen, welche für den Versuch maßgebend waren, ermittelt werden. Somit lief der Motor mit exzentrischen Massen zunächst längere Zeit in seiner Bettung, um diese weiter bis zu

Bodenpressung bei 1,0 kg Belastung

$$\sigma = \frac{1,0}{4,0 \cdot 4,0} = 0,0625 \text{ kg/cm}^2,$$

Bettungsziffer somit

$$C = \frac{\sigma}{y} = \frac{0,0625}{0,085} = 0,74 \text{ kg/cm}^3.$$

Außerdem wurde mit großer Annäherung Proportionalität zwischen Belastung und Einsenkung festgestellt.

Wie aus dem Wert C hervorgeht, handelte es sich also um ein sehr elastisches Material, weshalb, wie wir sofort sehen werden, auch die Schwingungserscheinungen gut beobachtet werden konnten.

Der Motor mit Sockel und sämtlichem Zubehör, welches für die Bodenpressung in Frage kam, wog

$$P = 4,53 \text{ kg.}$$

Da die Grundfläche des Fundamentsockels $F = 12,9 \cdot 8,9 = 115 \text{ cm}^2$ betrug, ergab sich als Bodenpressung unter der Motorlast der Wert

$$\sigma_b = \frac{4,53}{115} = 0,0394 \text{ kg/cm}^2$$

und somit als Einsenkungstiefe bei dieser spezifischen Pressung

$$y = \frac{\sigma}{C} = \frac{0,0394}{0,74} \approx 0,053 \text{ cm.}$$

Als senkrechte theoretische Eigenfrequenz des in diesem Bettungsmaterial schwingenden Motorsockels folgte demnach der Wert

$$n = \frac{300}{\sqrt{0,053}} \approx 1300 \text{ min}^{-1}.$$

Der Versuch ergab, daß bei $n = 1350$ eine deutlich wahrnehmbare Resonanz auftrat. In Abb. 8 ist das während der Resonanz aufgenommene Schwingungsdiagramm wieder-

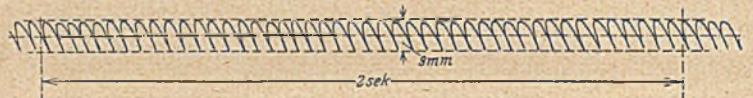


Abb. 8. Schwingungsdiagramm bei senkrechter Resonanz $n_{in} = 1350 \text{ min}^{-1}$ (Vergrößerung der Amplituden: 9 fach.)

gegeben. Die exzentrischen Massen wogen zusammen 0,038 kg. Die Exzentrizität betrug 29 mm. Gemessen wurde bei einem Übersetzungsverhältnis 1:9 eine Amplitude von 9 mm, so daß der wirkliche Schwingungsaussschlag $\frac{9}{9} = 1,0 \text{ mm}$ betrug. Der Zeitpunkt der Resonanz konnte dadurch mit großer Ge-

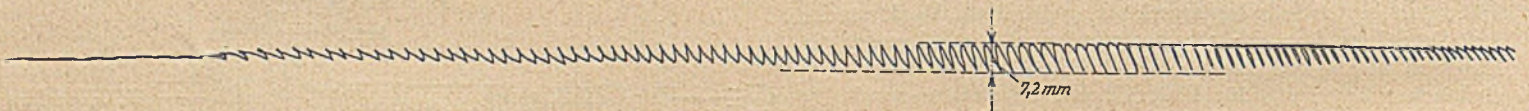


Abb. 9. Schwingungsdiagramm während des Durchfahrens der senkrechten Resonanz. (Vergrößerung der Amplituden: 9 fach.)

einem Grade zu verdichten, der Gewähr für ein nunmehr konstantes Verhalten des als Ersatz für natürlichen Baugrund dienenden Sägemehls bot. Alsdann wurde der Motor mit Sockel vorsichtig entfernt, die Fundamentfuge hierdurch freigelegt und mit einem Holzstempel von $4,0 \cdot 4,0 = 16,0 \text{ cm}^2$ Querschnittsfläche mit vier nacheinander aufgelegten Gewichten von je 0,25 kg belastet. Die Einsenkungen und nach Entfernen der Gewichte bis annähernd auf Null wieder stattgefundenen elastischen Hebungen wurden mit dem vorstehend beschriebenen Schreibstift im Übersetzungsverhältnis 1:10 gemessen. Es ergab sich folgendes:

Eindringungstiefe bei 1,0 kg Belastung

$$y = \frac{8,5}{10} = 0,85 \text{ mm,}$$

naugigkeit festgestellt werden, daß in der Fundamentfuge, bzw. an der Vorderfläche des Sockels, die feinen Sägemehlteilchen senkrecht in die Höhe gerissen wurden, so daß ein tanzendes paralleles Band hinter der Glasscheibe entstand, dessen größte Breite mit dem Zeitpunkt der Resonanz zusammenfiel.

In Abb. 9 ist das Diagramm wiedergegeben, welches beim Durchfahren dieser Resonanz aufgenommen werden konnte. Die größte Amplitude liegt selbstverständlich etwa bei $n = 1350$; sie beträgt 7,2 mm, hat also wegen der Dämpfungsfähigkeit des Sägemehls nicht den Größtwert bei andauernder Resonanz mit 9,0 mm erreicht. Die Anzahl der erzeugten Schwingungen stimmt mit der Drehzahl überein, wie es sein muß.

Wie beide Diagramme zeigen, handelt es sich um keine reine Sinusschwingung, sondern um übereinandergelagerte Schwingungen. Der Motor führte neben der senkrechten Schwingung wagerechte und auch offensichtliche Kippbewe-

gungen um einen bestimmten Punkt aus, wie aus der schiefen Lage der Wellen des Diagramms hervorgeht. Man erkennt aus Abb. 9 rechts auch deutlich, daß nach Überschreiten der Resonanz keine Ruhe eintrat, sondern daß die Vibrationen anhielten. Diese Vibrationen fanden auch während der senkrechten Resonanz und zwar in wagerechter Richtung statt, woher die geneigte Lage der aufgezeichneten Wellenlinie rührt.

Ich möchte an dieser Stelle noch allgemein die Anregung geben, die Resonanzfrequenz der erzwungenen senkrechten Schwingungen im Erdreich als Kriterium zur Bestimmung der Bettungsziffer heranzuziehen, da diese bekanntlich, selbst bei gleichartigem Boden, aber unter abweichenden Bedingungen, in weiten Grenzen schwanken und durch Messen der Eindringungstiefe allein nur verhältnismäßig wenig genau bestimmt werden kann. Es ließe sich m. E. ein einfacher transportabler Apparat in Anlehnung an mein Modell schaffen, der an jedem beliebigen Punkt einer Baugrube einfach aufgesetzt, durch Ablesen der Drehzahl bei Resonanz und Auswerten einer Tabelle, der die Formel

$$C = \frac{\sigma_b}{300^2} \cdot n_r^2, \text{ worin } n_r \text{ in } \text{min}^{-1} \text{ und } \sigma_b \text{ in } \text{kg/cm}^2$$

eingesetzt werden muß, zugrunde läge, sofort die Größe der Bettungsziffer zu erkennen gestattete. Bei verhältnismäßig elastischem Material kann der Resonanzzeitpunkt hierbei bereits durch bloßes Handauflegen erkannt werden. Es dürfte aber auch keine Schwierigkeiten bereiten, den Drehzähler mit dem ablaufenden Diagrammstreifen zwangsläufig am besten elektrisch, um auf diese Weise die Drehzahlen in bestimmten Intervallen auf dem Diagramm zu markieren.

Die von Herrn Dr. Rausch in Heft 44 des Jahrganges 1926 dieser Zeitschrift auf Grund rein theoretischer Überlegungen vermutete Resonanz in wagerechter Richtung konnte durch den Versuch nicht festgestellt werden. Es leuchtet ja auch ein, daß die dort angestellten Erwägungen, nämlich die einfache Anwendung der für eine am Ende eines elastischen Stabes schwingende Masse gültigen Gesetze auf den komplizierten Fall des im Boden gelagerten Fundamentkörpers nicht zutreffen können². Auch für den mit der Dr. Rausch'schen Theorie übereinstimmenden Fall, daß der Fundamentsockel nur auf dem elastischen Erdreich aufsitzt, so daß auf die Seitenflächen kein passiver Erddruck wirkt, konnte eine Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den hierfür abgeleiteten Formeln obiger Theorie nicht erbracht werden.

Nach dieser Theorie sollte nämlich bei den Versuchsverhältnissen bei $n \approx 540 \text{ min}^{-1}$ die horizontale Resonanz auftreten, wobei der hierbei neu eingeführte Wert S (korrespondierender Wert der Bettungsziffer in horizontalem Sinne) zu angenähert $S = 0,87 \text{ kg/cm}^3$ unter Zuhilfenahme der am Modell vorhandenen seitlichen Seilrolle und hierdurch ermöglichten Wirkung von horizontalen Kräften ermittelt wurde. Die horizontalen Verschiebungen wurden hierbei mit Hilfe des Schreibarms gemessen. Es war nämlich $\tau = \frac{1,0}{12,9 \cdot 8,9} = 0,0087 \text{ kg/cm}^2$, und es wurde eine horizontale elastische Verschiebung von $y_h = \frac{0,6}{6} = 0,10 \text{ mm}$ ermittelt, welche nach

Entlastung zurückging, so daß $S = \frac{\tau}{y_h} = \frac{0,0087}{0,01} = 0,87 \text{ kg/cm}^3$ für die vorliegenden Verhältnisse war. Demgemäß ergab sich, da die Höhenlage des Schwerpunktes über der Fundamentsohle $h = 8,2 \text{ cm}$ betrug, welcher Wert durch Auswiegen des Motors mit Sockel auf einer Schneide gefunden wurde,

$$f_1 = \frac{12 h^2 \cdot P}{C \cdot b^3 \cdot l} = \frac{12 \cdot 8,2^2 \cdot 4,53}{0,74 \cdot 12,9^3 \cdot 8,9} = 0,26 \text{ cm},$$

$$f_2 = \frac{P}{S \cdot b \cdot l} = \frac{4,53}{0,87 \cdot 12,9 \cdot 8,9} = 0,045 \text{ cm},$$

$$f = f_1 + f_2 = 0,26 + 0,045 = 0,305 \text{ cm}.$$

und folglich

$$n = \frac{300}{\sqrt{f}} = \frac{300}{\sqrt{0,305}} = 540 \text{ min}^{-1}.$$

Wohl aber konnte eine deutliche Resonanzerscheinung bei $n \approx 800 \text{ min}^{-1}$ beobachtet werden, welche im Diagramm der Abb. 10 aufgezeichnet wurde. Daß es sich hierbei um einen Resonanzzustand handelte, ist aus dem Diagramm der Abb. 11

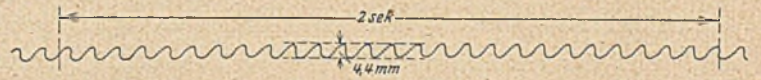


Abb. 10. Schwingungsdiagramm bei $n_m = 800 \text{ min}^{-1}$
(Vergrößerung der Amplituden: 6 fach.)

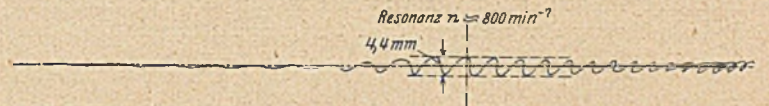


Abb. 11. Schwingungsdiagramm beim Durchfahren der Resonanz
 $n = 800 \text{ min}^{-1}$. (Vergrößerung der Amplituden: 6 fach.)

zu ersehen, welches beim Durchfahren dieses Zustandes aufgenommen ist. Bei beiden Diagrammen lief der Papierstreifen im Gegensatz zu den Diagrammen der Abb. 8 und 9, senkrecht. Die schwingende Bewegung vollzog sich hierbei aber nicht in horizontalem Sinne mit Überlagerung durch senkrechte Schwingungen allein, sondern es fand außerdem ein klar erkennbares Kippen bzw. Drehen um einen unterhalb des Sockels liegenden Punkt statt.

Die den Fundamentkörper mit Motor tragende Bettung ließ die von Herrn Prof. Dr.-Ing. Kögler in der Zeitschrift: Die Bautechnik 1928, Heft 15, mitgeteilte Verschiebung der einzelnen Teile des Sägemehls während der Belastung deutlich erkennen — in obiger Abhandlung Störungsbereich genannt — (s. Abb. 12). Bei dieser Aufnahme war das Sägemehl in verschiedenen gefärbten horizontalen Lagen, die nur wenig festgestampft waren, eingebracht, so daß nach erfolgter Belastung die mit der Durchbiegung eines Trägers bzw. einer Platte auf elastischer Unterlage vergleichbaren Deformationen

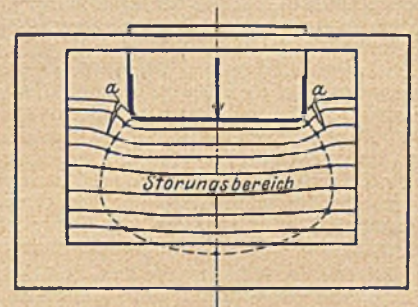
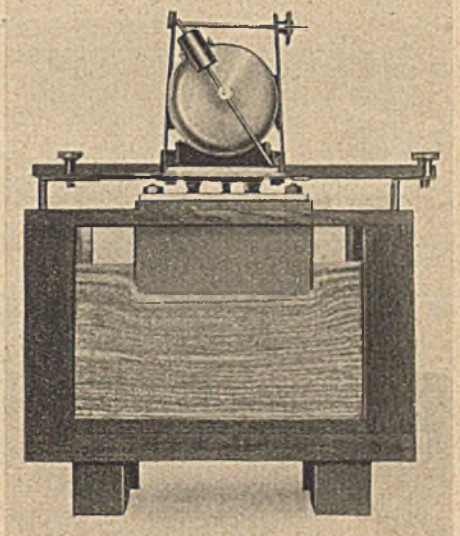


Abb. 12. Druckverteilung im Bettungsmaterial unter dem Fundamentsockel des Motors,

der einzelnen Schichten eintraten; der ungefähr zwischen den Wendepunkten dieser gewissermaßen als elastische Linien bzw. Flächen anzusprechenden ehemals horizontalen Schichten liegende Teil des Bodens hat eine Störung seines ursprünglich vorhandenen homogenen Gefüges durch

² Vgl. die eingehende Arbeit: Über Entstehung und Dämpfung von Fundamentalschwingungen von E. Schmidt, München, in der Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1923, Bd 3, deren Ergebnisse leider nur in ganz allgemeiner Form gebracht werden.

die Last erfahren und wird daher Störungsbereich genannt. Dieser Teil der Bettung drehte sich nun offenbar um einen etwa in seiner Mitte liegenden Punkt, so daß in der Grenzlinie ein rotierendes Gleiten, d. h. gewissermaßen ein Drehen wie in einer Lagerschale, wobei jedoch die gegenseitige Verschiebung der einzelnen Teilchen der Bettung zwischen dem Störungsbereich und dem angrenzenden Gebiet nach unten zu abnahm, stattfand. Die beim Übersetzungsverhältnis 1 : 6 gemessene Amplitude betrug 4,4 mm, demnach in Wirklichkeit $\frac{4,4}{6} = 0,73$ mm. Die absolute Bewegung war also, trotz des elastischen Sägemehls, verhältnismäßig klein.

Zusammenfassung.

Zur Bestimmung des Grundtones von Rahmenfundamenten genügen, auch wenn man den Einfluß der achsialen Formänderung der Ständer, dem übrigens im allgemeinen nur

geringe Bedeutung zukommt, berücksichtigen will, die auf Grund der vereinfachten Annahme weniger Einzelmassen abgeleiteten Formeln für die Eigenfrequenzen. Diese Formeln versagen jedoch für die Ermittlung der Frequenzen der Overtöne. Für diese gibt nur die genaue Theorie des schwingenden kontinuierlichen Systems brauchbare Werte.

Die im homogenen Erdreich mit bekannten elastischen Konstanten schwingenden Gründungskörper rotierender Maschinen besitzen in senkrechter Richtung Eigenfrequenzen, die sich angenähert aus der Formel $n = \frac{300}{\sqrt{y}}$ berechnen lassen.

Da somit der elastische schwingende Erdboden diesem elementaren Gesetz gehorcht, müßte sich hierdurch eine einfache Handhabe zur Bestimmung der Bettungsziffer ergeben.

Neben der rein senkrechten Frequenz treten auch wagerechte Schwingungen und Kipp- bzw. Drehbewegungen von im Erdreich liegenden Fundamenten auf.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Über Rostwirkungen auf Eisengeländer¹.

Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien.

Auf Mauerwerk verlegte Eisengeländer, nicht so sehr solche auf Eisentragwerken, müssen stets geeignete konstruktive Anordnungen erhalten, um dauernd die aus Wärmeschwankungen sich ergebenden Längenänderungen spannungslos aufnehmen zu können; daß nicht jede Dehnevorrichtung dieser Forderung entspricht, beweist folgender lehrreiche Fall:

Bei einem sehr kräftig gebauten Stadtgeländer Abb. 1 bis 3 sind die Stahlriegel, welche die reich

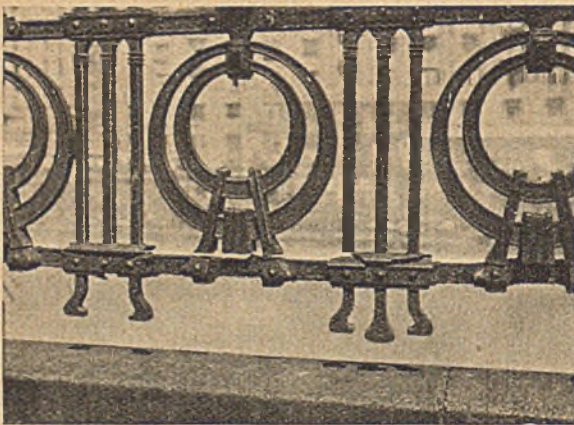


Abb. 1. Durch Verbiegung der Riegel zerstörte Geländerfüllung.

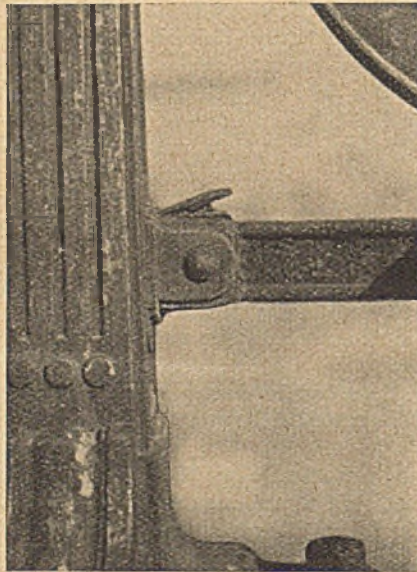


Abb. 2. Durch Rost gesprengte Muffe.

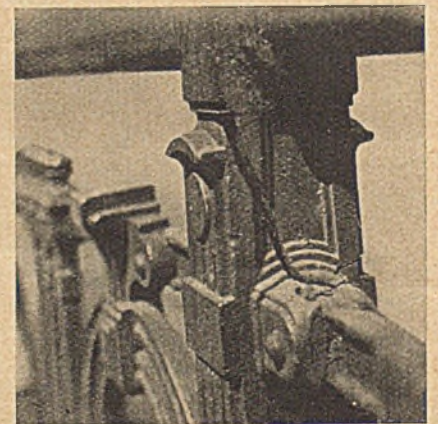


Abb. 3. Durch Rost gesprengter Ständer.

ausgestatteten Gußeisenfüllungen tragen, in an die gußeisernen Ständer angegossenen Muffen verschieblich gelagert; der Schaft der Verbindungsniete, Abb. 2 und 3, spielt in einem im Riegel vorgesehenen Langloch. Diese Konstruktion hat sich nicht bewährt, weil sie ihre Beweglichkeit infolge der unvermeidlich einsetzenden Rostentwicklung zwischen Riegel und Muffe einbüßen muß. Angenommen, der Riegel verharre längere Zeit hindurch, etwa bei niedriger Temperatur, in einer Extremstellung. Sobald nun, z. B. nach Zerstörung der schützenden Anstrichsdecke, zwischen die sich berührenden Teile der Dehnevorrichtung Feuchtigkeit und Luftsauerstoff oder sonstige, das Rosten begünstigende Säuren oder Gase gelangen, wird die Korrosion einsetzen².

Ist sie so weit fortgeschritten, daß bei nachfolgender Temperaturerhöhung die Riegel nicht mehr gleiten können, so kommen sie unter

¹ Entnommen dem in Vorbereitung befindlichen Buche: „Bauschadendiagnostik“.

² Es wäre wichtig, durch Versuche klarzulegen, in welchem Maße eine leitende Verbindung von Stahl und Gußeisen die Rostentwicklung beeinflusst. Der vorliegende Fall scheint dafür zu sprechen, daß dann das Gußeisen in besonders hohem Grade zur Zerstörung hinneigt, der Stahl aber weniger angegriffen wird. (Siehe: „Rost- und Eisenschutz durch Anstrich“ von E. Schumacher. Stahl und Eisen 1928, H. 37.)

Druck, um bei genügend hoher Temperatur, und vorausgesetzt ausreichende Stärke und Verankerung der Ständer, nach der Seite des geringsten Widerstandes auszuweichen; dies ist denn auch vielfach geschehen; die Ausbiegungen betragen oft 3 cm und mehr³.

Bei den offenbar ruckweise ausgelösten Verbiegungen werden die Füllungen von den Riegeln vielfach ganz losgetrennt (Abb. 1). Als weitere Folge des in der Dehnevorrichtung unaufhaltsam fortschreitenden Rostprozesses müssen die Muffen von dem Augenblick an, wo der Raum zwischen diesen und den Riegeln durch Rost aus-

gefüllt ist, unter Innendruck kommen, da bekanntlich der Rost ein etwa um $\frac{2}{3}$ größeres Volumen als das Eisen besitzt. Tatsächlich

³ Die Größe des Biegepeiles f läßt sich für die Ständerentfernung $l = 180$ cm annähernd wie folgt berechnen: Wird vorausgesetzt, daß die Ausbiegung nach einer Sinuslinie erfolge, dann besteht für die Temperatursteigerung t° und das Wärmedehnmaß α (0.000012) und wenn $\Delta l = \alpha t l$ gesetzt wird: (Bleich-Melan: Taschenbuch für Ingenieure und Architekten, S. 48):

$$1 + \Delta l = l \left(1 + \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f}{l} \right]^2 - \frac{\pi^4}{8} \left[\frac{f}{l} \right]^4 \right)$$

$$\Delta l = l \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f}{l} \right]^2 \left(1 - \frac{\pi^2}{2} \left[\frac{f}{l} \right]^2 \right)$$

Daraus findet sich der Biegepeil:

$$f = \frac{1}{\pi} \left(1 - \left[1 - \frac{8 \Delta l}{l} \right]^{1/2} \right)^{1/2} = \frac{1}{\pi} \left(1 - [1 - 8 \alpha t]^{1/2} \right)^{1/2} \cdot \frac{2l}{\pi} \sqrt{\alpha t}.$$

Für t muß ähnlich wie bei der Bestimmung der Wärmelücken von Schienen mit den Grenzen: -25° , $+60^\circ$ gerechnet werden.

Wird vorsichtig: $t = 70^\circ$ gewählt, so ergibt die Auswertung:

$$f = 0,0186 l = 3,35 \text{ cm,}$$

welcher Betrag mit der Beobachtung gut übereinstimmt.

findet man zahlreiche, charakteristische Plattenabhebungen nach Abb. 2, die beim freien Muffenende einsetzen und deren Zerstörungsbild aus der Richtung, in der das Rosten (gegen den Ständer) fortschreitet, ohne weiteres erklärt werden kann. Ist endlich die Korrosion bis zur Innenfläche der Hohlständer vorgedrungen, wo also die einmündende Muffenöffnung scharfe Grate bildet, dann setzt die sprengende Wirkung des Rostes an diesen zu Rißbildungen besonders geeigneten Stellen ein. Zahlreiche der überaus kräftigen Ständer (im Mittel etwa 15×20 cm, Fleischdicke etwa 4—5 mm) zeigen denn auch von den Muffeninnenrändern ausgehende, klaffende Risse (Abb. 3). Die geschilderten Erscheinungen wiederholen sich in erstaunlicher Regelmäßigkeit. Sie sind ein Beweis, welche verheerenden Wirkungen die Nichtbeachtung von Materialeigenschaften nach sich ziehen kann. Der geschilderte Fall zeigt auch, daß die Anwendung geschlossener Dehnrückrichtungen nur ausnahmsweise zulässig ist. Am besten bewähren sich solche, die die sprengende Wirkung des Rostes nicht zur Geltung kommen lassen, was dann möglich ist, wenn z. B. die aneinandergleitenden Teile offen bleiben.

Abbrucharbeiten und Brandversuche am Feuerwehrturm der Gesolei 1926, Düsseldorf¹.

Erbauung und Abbruch des in Abb. 1 a, b dargestellten Feuerwehrturms der Gesolei-Düsseldorf 1926 erfolgte durch die Allgemeine Hochbau-Gesellschaft A.-G.-Düsseldorf. Zur Errichtung des Turmes wurden seiner Zeit nur 40 Arbeitstage gebraucht. Wie die Abb. 1a, b zeigen, stand der nur in Verbundbau hergestellte Turm auf einer Eisenbeton-Rippenplatte. Der verwendete Zement war: Wicking-Special. Seine Normenprüfung zeigte $\delta_{b_{d_3}} = 346$ kg/cm²; $\delta_{b_{d_{28}}} = 615$ kg/cm². Als Zuschlagstoff wurde gebaggelter Rheinkies verwendet. Das Mischungsverhältnis betrug bei den Stützen 1 : 4, sonst 1 : 5. Nur der auf dem Turm befindliche Wasserbehälter von 100 m³ Inhalt zeigte im Innern ein Mischungsverhältnis von 1 : 3; im Innern war er 2 cm stark torkretiert. $\delta_{b_{zul}} = 60$ kg/cm². Für die stark bewehrten Stützen der Rahmen fand fast flüssiger, sonst erdfeuchter mit Preßhämmern gestampfter Beton Anwendung. Die Betonfestigkeit wurde beim Abbruch zu mehr als 200 kg/cm² bestimmt, lag also rd. 40% höher als sie bestimmungsgemäß verlangt wird. Für den Abbruch des Turmes fand eine große Preßluftanlage Verwendung, mit der 6—7 Hämmer in Tätigkeit gesetzt werden konnten. Unter verschiedenen Hämmern wurde ein solcher von 22 kg Gewicht als besonders leistungsfähig — bei Schonung der Arbeiter wegen seines geringen Rückschlages — herausgefunden. Zunächst wurde der Beton an den Auflagern der Deckenplatten und der Unterzüge sowie an den Stützenfüßen mit Preßluftschlämmern abgetrennt, sodann das Eisen an diesen Stellen durchgebrannt. Unterzüge und Decken fielen hierbei auf die darunter liegenden gleichwertigen Konstruktionen, ebenso die Stützen, die nach Freilegung ihrer Füße umgeworfen wurden. Hierbei hielten die Decken, trotz der starken dynamischen Belastung, bestens Stand. Wertvoll war das sehr feste Haften des Torkretputzes an der Innenwand des Behälters; trotz der Stemmarbeit ließ sich dieser Putz nicht vom Behälter trennen. Zum Abtragen eines ganzen Geschosses genügten 6—7 Mann bei 3- bis 4tägiger Arbeitszeit. An den beiden unteren Stockwerken wurden Brandversuche vorgenommen. Hierbei wurden auch andere Baustoffe — Ziegel usw. — erprobt, die zur Errichtung der einzelnen, abgeschlossenen Brandmauern Verwendung fanden. Beim Versuche sollte einmal der Brand sich ungelöscht vollkommen auswirken, zum andern nach bestimmter Dauer gelöscht und der Gußbeton durch Spritzwasser abgeschreckt werden. Auch wurde das Nachgeben einer durch das Feuer beanspruchten Treppenwange verfolgt. Die Umfassungsmauern der Brandräume wurden durch $\frac{1}{2}$ bzw. 1 Stein starke Mauerwerkswände aus Ziegeln bzw. Hochofenschlackensteinen, bzw. Schwemmsteinen gebildet. Die Mauerziegel waren bei einer Druckfestigkeit von i. M. 277 kg/cm² als Hartbrandsteine anzusprechen, die Schwemmsteine zeigten (an flach gelegten, ganzen Steinen) eine Druckfestigkeit von i. M. 15,7 kg/cm².² Im Obergeschoß betrug die eigentliche Brennzeit $2\frac{1}{4}$ Stunden, hiervon 1 Stunde bei einer mittleren Temperatur von 900°, und hiervon $\frac{3}{4}$ Stunde von 1000° C. Ähnlich lagen auch die Hitzehöhen im Erdgeschoß. Hier wurde die Höchsttemperatur nach 95 Minuten Brenndauer zu 1180° C festgestellt; nach 2 Stunden Brand betrug die mittlere Temperatur noch 1030° C.

Die Gesamtergebnisse des großzügigen Versuches — Abbruch und Brand — werden von den Verfassern folgendermaßen zusammengefaßt:

¹ Heft 59 der Veröffentl. des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton a) Abbrucharbeiten, Berichtersteller: Dr.-Ing. Petry, Oberkassel. b) Brandversuche, ausgeführt durch das staatl. Materialprüfungsamt Dahlem-Berlin, Berichtersteller: Dipl.-Ing. Schulze und Krüger. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1928.

² Wegen weiterer Einzelheiten der Versuche ist die in Anmerkung 1 genannte Veröffentlichung zu vergleichen; hier werden als Einzelabschnitte behandelt: die Versuchsräume, der Umfang der Versuche, die Vorbereitung der Brandräume, der Brand im ersten Obergeschoß und im Erdgeschoß nebst den Einzelergebnissen und Beobachtungen.

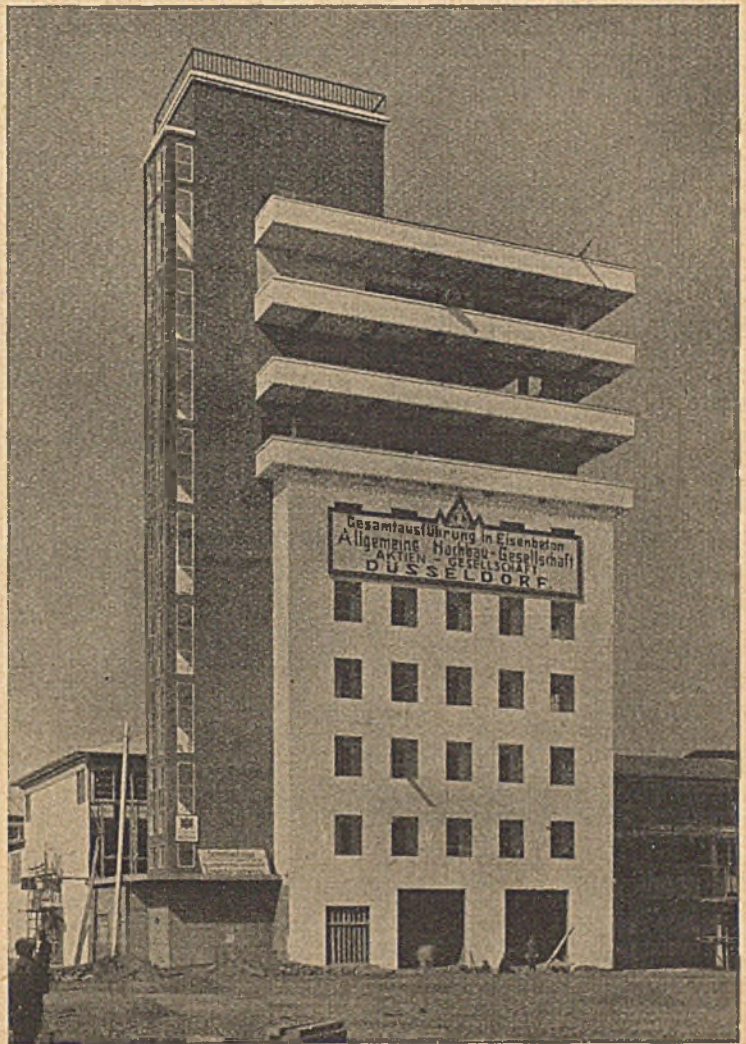


Abb. 1 a.

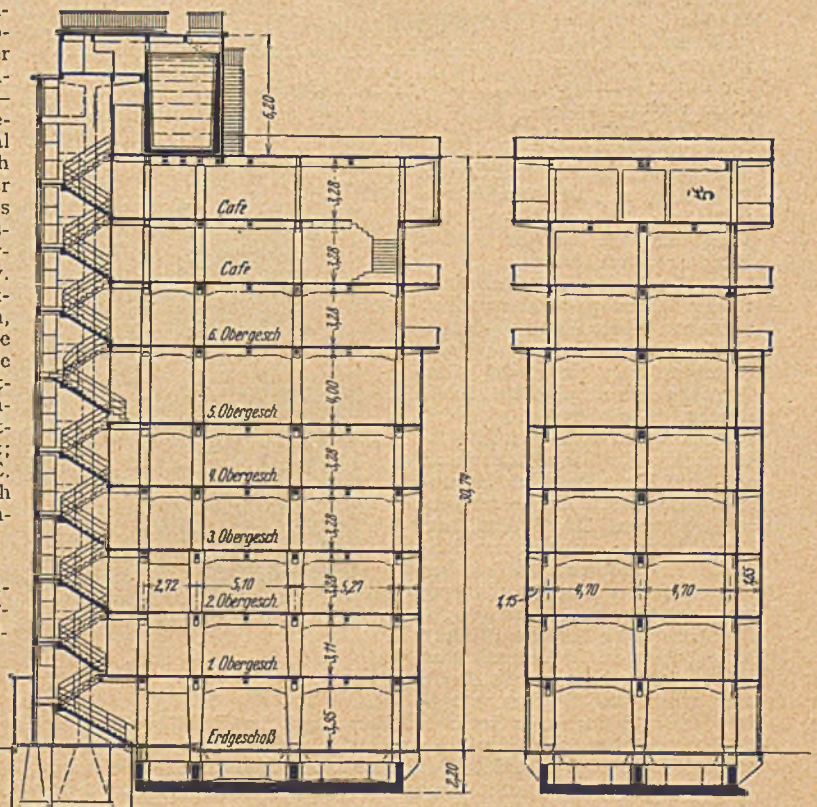


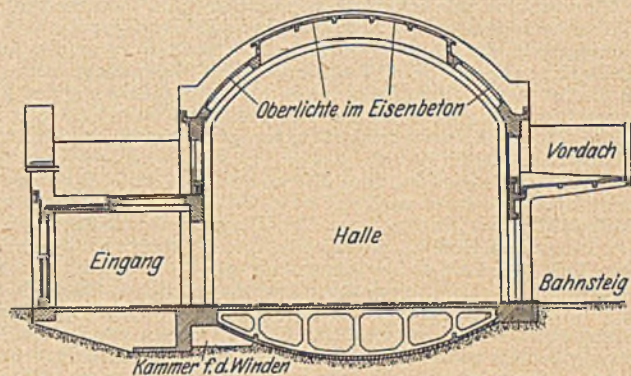
Abb. 1 b.

Längsträgern erhalten (Abb. 1 und 2), die auf Jochen mit 4 Eisenbetonpfählen und einem $0,90 \times 0,75$ m starken Eisenbetonholm ruhen (Abb. 1). Die Pfähle und Überbauten wurden auf einem 32 km entfernten Bauhof mit gutem Gleis- und Schiffanschluß hergestellt, wo die Arbeitsstelle für die Pfähle durch einen Laufkran von 38 m und diejenige für die Überbauten, Bordsteine und Geländerriegel durch einen solchen von 26 m Stützweite überbrückt wurde (Abb. 3). Der weiche Boden der Arbeitsplätze erhielt die erforderliche Tragfähigkeit durch 55 000 und 13 000 Pfähle in durchschnittlich 0,6 m Abstand mit Lattenverkreuzung am Kopf. Die Arbeitsplätze boten Raum für 200 Pfahl- und 119 Überbautenformen; von den ersteren wurden je 3, von den letzteren je 2 (wie sie auf der Brücke nebeneinander gehörten) verbunden; die ersteren konnten 30mal, die letzteren 15mal benutzt werden, nachdem durch Anlauf der Seitenwände der Rippenbalken und Aufklappen der Seitenschalungen auf einer Seite ein glattes Herausheben der Überbauten erreicht worden war. Der Gesamtbetonbedarf für die 5000 Pfähle war rd. 20 000 m³ für die Überbauten 37500 m³; die Pfähle bekamen 2, die Überbauten 3% Kieselgurzusatz; alle voraus hergestellten Betonbauteile wurden bis zu ihrer Verwendung mit feuchten Tüchern bedeckt gehalten. Die Pfähle von 12,5 bis 23,5 m Länge hatten an drei, die längeren bis 32 m an vier Stellen in der Mittellinie eingefettete Tragbolzen mit Grundplatten zum Anheben (Abb. 4), wobei die Bolzen beim Lagern auf den Lagerplätzen und Prahmen herausgedreht wurden. Die 46 und 55 t (je 900 kg) schweren Überbauten wurden mit Haken, die an einem Trogestell verschiebbar waren, an den durch breite rote Striche vorgezeichneten Stellen gefaßt (Abb. 5). Die Pfähle, deren Länge durch rd. 100 Probepfähle ermittelt worden war, wurden mit Schwenkkränen über den Führungen der schwimmenden Rammen an die durch Theodoliten eingemessenen Stellen eingesetzt, bis auf eine Tiefe, die nur nach 30 cm Eindringen auf 70 Schläge ergab, eingetrieben und nötigenfalls abgeschnitten oder herausgezogen und durch einen längeren Pfahl ersetzt, wenn die letzten Schläge noch mehr als je 13 mm ($\frac{1}{2}$ Zoll) Eindringen ergaben; in tiefem Wasser wurden die benachbarten Pfahlreihen zur Verhütung starker Schwingungen durch Wellenschlag und Flutströmungen einstweilig durch Rahmen und Spannseile zusammengeschlossen. Die Überbauten wurden durch einen Schwimmkran zunächst auf Holzblöcke auf den Jochen abgesetzt und durch Schraubenwinden in die durch Theodolite bestimmte richtige Lage gebracht; der verbleibende Zwischenraum von 25 cm wird, nach Verbindung der vorstehenden Bewehrungsseisen des Jochholms und der Überbauten, mit Zementmörtel vergossen. An jedem fünften Joch ist eine Dehnungsfuge von 2 cm Weite mit Asphaltverguß und Lagerung mittels Bronze auf Gußeisenplatten vorgesehen. Eine wesentliche Beschleunigung der Arbeiten wurde durch Rundfunkverbindung der Baustellen mit dem Bauhof erreicht. (Nach Engineering-News-Record 1928, S. 686—691 mit 4 Zeichn. und 8 Lichtbild.) N.

Umbau des Bahnhofs von Lens der französischen Nordbahn.

Der Umbau des Bahnhofs von Lens der französischen Nordbahn bedurfte besonderer Maßnahmen, da er im Bergbaugebiet liegt, das sich von 1870 bis 1914 um 4 m gesenkt hat und weitere Senkungen erwarten läßt. Das Hauptgebäude, das aus einem Mittelbau von 30×17 m und zwei Flügeln von 25 und 31 m Länge und 9,5 m Breite besteht und mit Ausnahme eines 23 m hohen Uhrturms keine Obergeschosse enthält, ist deshalb in 11 Teile gegründet worden, die jeder für sich beweglich auf Eisenbetonplatten mit bogenförmigen Rippen darunter (s. Abb.) ruhen. Durch Druckwasserwinden, die unter die

Enden der Rippen in ausgesparte Kammern gesetzt werden und 2×50 t Hubkraft bei den leichteren, 4×70 bis 4×100 t bei den schwereren Gebäudeteilen haben, können versackende Gebäudeteile wieder gehoben werden; die dabei entstehenden Hohlräume unter



dem Boden werden durch Einpressen von Sand vollgefüllt, wofür die erforderlichen Rohrleitungen schon eingebaut sind. Die 60 bis 80 cm breiten Lücken in den Wänden und den Dächern der einzelnen Gebäudeteile sind durch Eisenbetonbohlen geschlossen, die sich in ausgerundeten Schlitzen oder über halbrunden Führungen bewegen können. (Nach Le Génie civil 1928, S. 401—404 mit 6 Zeichn. und 3 Lichtbildern, und Engineering-News-Record 1928, S. 100—101 mit 3 Zeichn. und 1 Lichtbild.) N.

Zum 50. Geburtstage von Gustav Langen.

Gustav Langen, der Begründer und Leiter des Deutschen Archivs für Städtebau, Siedlungs- und Wohnungswesen, hat in Wort und Schrift in Ausstellung, Lehrgängen und praktischen Planungen unermüdlich für eine Verbesserung der Siedlungsweise in Stadt und Land gearbeitet und sich damit innerhalb und außerhalb Deutschlands einen Namen gemacht.

An den Technischen Hochschulen Karlsruhe und Berlin vorgebildet und nach kurzer Assistententätigkeit am „Seminar für Städtebau“ in Berlin, widmete sich Gustav Langen dem Ausstellungswesen.

Die Bauausstellung Leipzig 1913, wurde in dieser Hinsicht sein erster großer Erfolg. Langen ist Verfasser von „Hygiene des Wohnungsplanes und Städteplanes“, erschienen erst kürzlich im „Handbuch der Hygiene“ (S. Hirzel, Leipzig), ferner des „Siedlungswerkes“ (1. Band: Reiseergebnisse in Wort und Bild; 2. Band: „Die Streusiedlung“, „Die Sammelsiedlung“. Verlag Georg D. W. Callwey, München), und, wie oben erwähnt, Leiter des Deutschen Archivs für Städtebau, Siedlungs- und Wohnungswesen.

Personalnachrichten.

„Rektor und Senat der Technischen Hochschule Stuttgart haben am 30. Januar 1929 auf einstimmigen Antrag der Abteilung für Bauingenieurwesen Herrn Direktor Oskar Muy, techn. Leiter der Zweigniederlassung Halle a. S. der Ways & Freitag A.-G., die Würde eines Dr.-Ing. e. h. in Würdigung seiner großen Verdienste um die mustergültige konstruktive Durchbildung und die gute Gestaltung von Ingenieurbauwerken verliehen.“

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Zementabsatz. Der außergewöhnlich starke und langanhaltende Frost hat den Versand von Zement im Geschäftsbereich des deutschen Zementbundes auf einen in den letzten Jahren niemals erreichten Tiefstand herabgedrückt. Während der niedrigste Stand 1927 im Dezember mit 270 Tausend t und 1928 gleichfalls im Dezember mit 320 Tausend t Absatz erreicht wurde, ging der Zementversand im Januar dieses Jahres auf 176 Tausend t und im Februar sogar auf 83 Tausend t zurück. Im Februar 1928 waren 502 Tausend t Zement abgesetzt worden. Die gleiche Entwicklung zeigt die Wagengestellung der Reichsbahn für Januar (berechnet in 10-t-Wagen). Hier wurde ebenfalls im Monat Dezember der Jahre 1927 und 1928 mit 16 459 bzw. 18 123 Wagen der tiefste Stand dieser Jahre erreicht, im Januar 1929 ging aber die Wagengestellung auf 11 035 und im Februar auf 6386 Wagen zurück. Nur der Januar 1926 mit 9947 Wagen hat in den letzten Jahren eine ähnlich geringe Versandleistung gezeigt.

Bei Einsetzen der auch in den ersten Märzwochen noch durch Nachfröste und den tiefgefrorenen Boden gehinderten Bautätigkeit ist wegen der zahlreichen unvollendeten Bauten zwar mit einem starken Aufschwellen des Versandes zu rechnen, ob jedoch die Versandziffern des Vorjahres, die bis auf 778 Tausend t im Monat hinaufgingen, wieder erreicht werden, hängt von der weiteren Wirtschaftsentwicklung ab und erscheint bei dem augenblicklichen fortschreitenden Konjunkturabschwung zweifelhaft.

Der Jahresabsatz der Zementverbände entwickelte sich seit 1919 wie folgt (in 1000 t):

1919.....	1787	1924.....	4048
1920.....	2251	1925.....	5812
1921.....	3909	1926.....	5950
1922.....	4696	1927.....	7340
1923.....	3482	1928.....	7570

1927 wird zum ersten Male die Vorkriegsproduktion (1914 mit 7149 Tausend t) überschritten. Der Gesamtabsatz betrug 1928 einschließlich Eigenverbrauch der Eisenindustrie, Außenseiter und Einfuhr 8,4 Millionen t. Der Inlandsverbrauch betrug 7,3 Millionen t. Die Kapazität der deutschen Zementindustrie beträgt ungefähr 12 Millionen t. Die Welterzeugung war 1913 rund 40 Millionen t, 1928 63 Millionen t, der deutsche Anteil an ihr sank von 18,5% auf 12%, hauptsächlich auf Grund der stark gewachsenen Produktion in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.

Die Deutsche Bau- und Bodenbank über das Baujahr 1928. Das hauptsächlich der Beschaffung von Zwischenkrediten dienende Bodenkreditinstitut gibt in seinem Jahresbericht einen Überblick über die Wohnungsbaufinanzierung des vergangenen Jahres.

Der Wohnungsbedarf ist immer noch außerordentlich hoch. Von 1910 bis 1925 hat die Bevölkerung des Deutschen Reiches inner-

halb des heutigen Gebietes in ihrer Zusammensetzung grundlegende Veränderungen erfahren. Die Einwohnerzahl ist um rund 8 vH, die Zahl der Haushaltungen dagegen um rund 20 vH gewachsen. Der jährliche Zuwachs an Haushaltungen wird auch weiterhin bis 1936 über 200 000 jährlich bleiben und erst dann herabsinken.

Nach zuverlässigen Schätzungen sind 1928 etwa 300 000 Wohnungen fertiggestellt worden, außerdem waren etwa 150 000 an der Jahreswende noch im Bau. Die Finanzierung des Wohnungsbaues wurde durch die Schwierigkeiten, die sich aus der Restfinanzierung des Jahres 1927 ergaben, bis gegen Jahresmitte stark gehemmt, dann konnte aber eine starke Neubautätigkeit unter günstigeren Umständen als 1927 einsetzen.

Die Gesamtemission von Pfandbriefen und Kommunalobligationen wird für 1928 auf 1950 Mill. RM geschätzt, d. h. um 350 Mill. RM höher als für 1927. Die Pfandbriefinstitute haben sich auch stärker dem Neubau zugewandt, da der Altbesitz jetzt zum größten Teil — soweit er beleihungsfähig war — befriedigt ist. Auch der Landwirtschaft gegenüber wurde stärkere Zurückhaltung geübt. So konnten rund 1800 Mill. RM aus diesen Quellen im Wohnungsbau investiert werden, davon kamen nach amtlicher Schätzung 400 bis 500 Mill. RM noch dem Wohnungsbau 1927 zugute.

An öffentlichen Mitteln sind annähernd 1500 Mill. RM aufgewendet worden, 825 Mill. RM flossen aus der Hauszinssteuer, der Rest aus anderen Steuermitteln und aus Anleihen, besonders der Gemeinden.

Die Bau- und Bodenbank hatte die wichtige Aufgabe, in Durchführung des Baukreditgesetzes von 1928 die dauernde und gleichmäßige Versorgung des Baumarktes mit Zwischenkrediten zu gewährleisten. Der Kreditstatus der Bank stieg bis zum Jahresende auf 119 Mill. RM., dazu kamen fest zugesagte und noch nicht ausbezahlte Kredite in Höhe von 40 Mill. RM. Das inzwischen vom Reichstag angenommene Baukreditgesetz 1929 (vgl. „Bauingenieur“, Heft 12, S. 218) geht auf dem durch die günstigen Erfahrungen des Vorjahres als richtig erkannten Wege weiter.

Durch Aufnahme einer Auslandsanleihe von 22 Mill. RM konnte die Bank außerdem die langfristige Finanzierung des Wohnungsbaues unterstützen.

Die Entwicklung des Baujahres 1929 ist angesichts der augenblicklichen Wirtschaftslage schwer vorzusehen. Einerseits sind in diesem Jahre rechtzeitig öffentliche Mittel verfügbar, andererseits zeigte der Pfandbriefmarkt zu Jahresbeginn eine unerwartet geringe Aufnahmebereitschaft. Wenn auch daraus noch keine Rückschlüsse auf die allgemeine Entwicklung zu ziehen sind, so dürfte doch wohl feststehen, daß sich Auslandsanleihen für die Finanzierung des Wohnungsbaues in gewissem Umfange nicht werden vermeiden lassen.

Der Baumarkt im Winter 1928/29. Die Wirtschaftslage Ende Februar 1929 bietet das Bild eines fortschreitenden Konjunkturabschwungs. Teilweise sind neuerdings leicht krisenhafte Erscheinungen zu beobachten; eine allgemeine Krisis liegt jedoch nicht vor.

Das Institut für Konjunkturforschung bringt in seinem letzten Vierteljahrsheft wieder eine besondere Untersuchung des Baumarktes, die wir hier wiedergeben:

„Ende Januar waren von 100 gewerkschaftlich organisierten Bauarbeitern rund 35 v.H. beschäftigt. Damit hat die Beschäftigung im Baugewerbe ihren bisher tiefsten Stand seit der Stabilisierung erreicht. Bestimmend hierfür waren die Witterungsverhältnisse während der letzten Monate. Die konjunkturelle Lage des Baugewerbes ist zwar durch den allgemeinen Konjunkturrückgang gleichfalls beeinflußt worden; sie ist aber noch immer als im ganzen nicht ungünstig anzusprechen.“

Für den Umfang der Bauarbeiten nach Wiedereinsetzen frostfreien Wetters sind gegenwärtig für die drei Hauptgruppen der Bautätigkeit folgende Bewegungstendenzen erkennbar. Die Bauten der Industrie, die für den gewerblichen Bau ausschlaggebend zu sein pflegen, erreichten in der Vorkriegszeit ihren Höhepunkt jeweils in der Phase der Hochspannung. In dem Maß, wie die Kapitalaufnahme schwieriger wurde, ging auch die Bautätigkeit der Industrie zurück. In gleicher Weise begannen die Aufträge für den gewerblichen Hochbau gegen Mitte 1927 zurückzuweichen. Sie haben sich aber — entsprechend der Bewegung der Aktienemissionen — während des Jahres 1928 erneut gehoben und auf verhältnismäßig hohem Stand gehalten. Im Herbst haben sie infolge des anhaltend günstigen Bauwetters sogar die Vorjahrshöhe vorübergehend überschritten. Bisher zeigen auch noch die weiteren Bauvorhaben der Industrie eine befriedigende Höhe. Es ist jedoch damit zu rechnen, daß unter dem Einfluß der beständig nachlassenden industriellen Beschäftigung auch die Bauplanungen der Industrie zurückgehen werden.

Der Wohnungsbau, der vor dem Krieg als erster Gewerbezweig den niedrigen Zinsstand nach der Krisis zu nutzen pflegte und die größten Kapitalbeträge in den Jahren der Depression sowie noch im beginnenden Aufschwung absorbierte, steht auch unter der Wohnungszwangswirtschaft in einer ähnlichen Verbindung zur industriellen Konjunktur. Die zur Finanzierung des Wohnungsbaues bereitgestellten öffentlichen Mittel dienen nur als Ergänzung der Kapitalaufnahme auf dem freien Markt. So führte die zunehmende Verknappung des Kapitalmarktes Mitte und Ende 1927 bei scharf anziehenden Hypothekenzinssätzen — die Nettokosten von Wohnungsbauhypotheken stiegen nach einer Umfrage bei verschiedenen Kreditinstituten von

8,21 vH im zweiten auf 9,47 vH im vierten Vierteljahr 1927 — zu einem konjunkturellen Rückgang der Zahl der Bauerlebnisse für Wohnungen. Eine Umlagerung der Kapitalausleihung infolge verstärkter Berücksichtigung der Kredite für den Wohnungsbau auch bei den Hypothekenbanken hat angesichts der Dringlichkeit der Wohnungsnachfrage trotz unverändert hoher Zinssätze seit Mitte 1928 zu einer neuen konjunkturellen Belebung des Wohnungsbaues geführt. Mit dem weiteren Rückgang der Industriekonjunktur wird diese Tendenz fortauern.

Der öffentliche Bau unterliegt in der Nachkriegszeit konjunkturpolitischen Einflüssen. Das Arbeitsbeschaffungsprogramm der Reichsregierung, verbunden mit der energischen Förderung des Wohnungsbaues, hat zur Überwindung der Depression von 1926 wesentlich beigetragen. Auch in der zweiten Hälfte des Jahres 1928 ist bei den öffentlichen Bauaufträgen die Tendenz erkennbar, unter Ausnutzung des günstigen Herbstwetters dem Rückgang der Beschäftigung entgegenzutreten. Es ist anzunehmen, daß bei einem weiteren Konjunkturrückgang auch diese Bestrebungen anhalten werden.

Die gesamte baugewerbliche Produktion dürfte im Jahre 1928 etwa den gleichen Betrag wie im Vorjahr erreicht haben.

Der Absatz der Baustoffindustrie hat im ganzen etwa die gleiche Höhe erreicht wie im Vorjahr. Für Mauerziegel ist gegenüber 1927 ein geringer Rückgang festzustellen. Damit ist die vorübergehend stärkere Zunahme des Ziegelabsatzes im Jahre 1927 gegenüber den anderen Baustoffen wieder ausgeglichen. Die Beschäftigung in der Industrie der Steine und Erden ist auch im vierten Vierteljahr weiter hinter dem Vorjahr zurückgeblieben. Ende Dezember, bei noch normaler Witterung, waren nur noch 67,7 vH der Arbeiter vollbeschäftigt gegen 79,1 vH Ende 1927.“

Altersaufbau in den baugewerblichen Berufen. Nach der Berufszählung vom Jahre 1925 ist die Altersgliederung in einigen baugewerblichen Berufen folgendermaßen (Facharbeiter und Lehrlinge):

	Maurer	Zimmerer	Putzer und Stukkateure
Erwerbstätige insgesamt:	420 648	187 656	21 693
Von 100 Erwerbstätigen stehen im Alter von Jahren:	vH	vH	vH
14 bis 16	6	7	6
16 bis 18	8	9	6
18 bis 20	7	9	6
20 bis 25	13	15	13
25 bis 30	10	12	10
30 bis 40	18	16	20
40 bis 50	19	14	22
50 bis 60	13	11	13
60 bis 65	3	4	3
65 und darüber	3	3	1

Die Arbeitsmarktlage im Reich nach den Berichten der Landesarbeitsämter. (Berichtswoche vom 11. bis 16. März 1929.) Die winterliche Arbeitslosigkeit hat in der Berichtswoche — zwei Monate später als im Vorjahr — ihren Höhepunkt überschritten. Doch setzte die Entlastung des Marktes nur schwach und zögernd ein. Der Erdboden war immer noch hart gefroren, so daß die Aufnahme der Außenarbeiten mit großen Schwierigkeiten zu kämpfen hatte. Die erhofften Massenabrufe von Arbeitskräften blieben noch aus; die Vermittlungen beschränkten sich regelmäßig nur auf einzelne Arbeiter. Etwas spürbarer wurde die Lage in Westfalen, Niedersachsen, Südwestdeutschland und Hessen erleichtert.

Ein Überblick, in welchem Umfange die Arbeitslosigkeit auf die Witterungsverhältnisse zurückzuführen ist und inwieweit sie auf der konjunkturellen Lage beruht, läßt sich noch immer nicht gewinnen. Zwar ist die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der Sonderfürsorge bei berufsbüchlicher Arbeitslosigkeit am Ende der Berichtswoche aus den meisten Landesarbeitsamtsbezirken bekannt, sie betrug rund 30 bis 50% der Unterstützten; aber sie erfaßt den beruflichen Kreis, der infolge dieses strengen Winters von Arbeitslosigkeit betroffen wurde, nur zum Teil.

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben: Im Steinkohlenbergbau des Ruhrgebiets fanden erneut Verhandlungen über die Stilllegung einzelner Zechen statt. Die entbehrliche Belegschaft kann, wegen der überraschend guten Konjunktur in Koks, teilweise verlegt werden. Auch die sächsischen Reviere sind für die westfälischen Bergarbeiter noch aufnahmefähig. — Im Braunkohlenbergbau nahm erst ein kleiner Teil der Abraumbetriebe die Arbeit wieder voll auf.

In der Industrie der Steine und Erden lebt die Beschäftigung allmählich auf; doch war die Wirkung auf den Arbeitsmarkt noch recht gering. Ziegeleien und Steinbrüche begannen mit Einstellungen.

In der Metallwirtschaft ging die Arbeitslosigkeit nicht zurück; wohl hat sich die Lage in Brandenburg (für Facharbeiter) und in Niedersachsen belebt, in anderen Bezirken, wie in Westfalen, überwogen dagegen Entlassungen. Waggonbau, Automobil- und Fahrradindustrie, ferner Werkzeug- und Textilmaschinenbau (infolge Auslandsaufträgen), landwirtschaftliche Maschinen- und Geräteindustrie,

waren leicht aufnahmefähig; Batterie- und Radiofabrikation, Nähmaschinenindustrie und andere Betriebszweige entließen.

Die Lage im Holz- und Schnitzstoffgewerbe war immer noch sehr gedrückt; teilweise wurde der Markt durch Entlassungen aus der Musikinstrumenten-Industrie noch mehr belastet. Nur in den Sägewerken begann vereinzelt die Wiederaufnahme der Arbeit; in Sachsen und Pommern wurden stellenweise Bautischler neu eingestellt.

Im Baugewerbe war die Belegung noch schwach; es setzte ein geringer aber stetiger Abgang von Maurern, Zimmerern, Malern und vereinzelt Bauhilfsarbeitern ein. Die Belegung des Arbeitsmarkts ist in den ostelbischen Bezirken, insbesondere Ostpreußen, Schlesien, Pommern und Brandenburg, schwächer als in den westlichen Bezirken, wo bei manchen Arbeitsämtern mit besonders günstiger Entwicklung bereits ein Rückgang der Arbeitsuchendenzahl um mehr als 10% eingetreten ist (u. a. bei einzelnen Arbeitsämtern in Hessen; in Oberbayern Rückgang der Arbeitslosenzahl von 5000 auf 3750).

Vermittlungen und Abmeldungen Arbeitsuchender erfolgten vorwiegend zur Fertigstellung von Hochbauten, die wegen des in dem Mauerwerk enthaltenen Frostes bisher nicht weitergeführt werden konnten. Die Entlastung des Arbeitsmarkts beschränkte sich daher hauptsächlich auf Großstädte, wo unvollendete Bauten in größerer Zahl als in ländlichen Gegenden vorhanden sind. Das Tiefbaugewerbe war noch sehr zurückhaltend in der Anforderung von Arbeitskräften; immerhin konnten in gewissem Umfange auch Notstandsarbeiten wieder aufgenommen werden (Rheinland), oder die Vorbereitungen für den Tiefbau führten vereinzelt schon zu Anforderungen (Pommern).

Rechtsprechung.

Die Verpflichtung zur Absperrung eines Tiefbaues liegt dem Tiefbauunternehmer trotz besonderer Verpflichtungen dem Bauherrn gegenüber nur nach den allgemeinen Grundsätzen ob. Die Anlage eines Rohrleitungsnetzes war einem Unternehmer von einer Stadt unter der vertraglichen Verpflichtung übertragen worden, bei Eintritt der Dunkelheit offene Rohrgräben abzusperren, zu beleuchten, vor Grundstückseingängen mit Laufbrettern zu versehen und überhaupt für die Sicherung von Leib und Gut Dritter hinreichend zu sorgen. Auf Grund eines Unfalls eines Passanten wurde der Unternehmer von einem Oberlandesgericht zu zwei Dritteln für schadenersatzpflichtig erachtet, das Reichsgericht (Urteil vom 21. Juni 1928 — VI 29/28) hob dieses Urteil auf und verwies die Sache zu anderweiter Entscheidung zurück. Die Entscheidungsgründe führen aus:

Das OLG. hat eine Haftung des Unternehmers aus § 823 BGB. deshalb angenommen, weil der Beklagte durch Unterlassung der Absperrung und Abdeckung des Unfallgrabens die der Stadt vertraglich zugesicherte Sorgfaltspflicht dem Kläger gegenüber verletzt und sonach fahrlässig gehandelt habe. Das OLG. sagt weiter, der Beklagte sei Dritten gegenüber zu der gleichen Sorgfalt verpflichtet wie der Stadtgemeinde gegenüber, der an sich die Verkehrssicherheit auf den öffentlichen Straßen obliege. Diese Auffassung ist nicht frei von

Rechtsirrtum. Der Beklagte hatte durch Vertrag mit der Stadtgemeinde es übernommen, an deren Stelle die Verpflichtung zu erfüllen, für Sicherung von Leib und Gut Dritter durch Vorsichtsmaßregeln zu sorgen. Es lag ihm also bei Ausführung seiner Tiefbauarbeiten ob, für die Sicherung der betroffenen Straßen an Stelle der Stadt nach allgemeinen Grundsätzen zu sorgen. Soweit er der Stadt gegenüber vertraglich besondere Verpflichtungen übernommen hat, kann ihre Unterlassung eine Schadenersatzpflicht dem Kläger gegenüber nicht begründen. Rechtsirrig ist deshalb, wenn das OLG. die Unterlassung der Absperrung und Abdeckung des Grabens schon deshalb als einen den Schadenersatz begründenden Umstand ansieht, weil der Beklagte der Stadt gegenüber hierzu vertraglich verpflichtet war. Diese Unterlassung könnte dem Kläger gegenüber nur dann eine Schadenersatzpflicht begründen, wenn sie einen Verstoß gegen die allgemeine, im Verkehr erforderliche Sorgfalt darstellte (§ 276 BGB.). Die Entscheidung dieser Frage kann aber nur im Zusammenhang mit der Prüfung der Beleuchtungsverhältnisse getroffen werden. Nach den Feststellungen der Vorinstanzen hat die in der Nähe befindliche städtische elektrische Straßenlampe nicht gebrannt. Es ist deshalb zu prüfen, ob der Beklagte mit ihrem Brennen rechnen konnte und inwieweit er dann für das Nichtbrennen der am Unfallgraben angebrachten Straßenlaterne verantwortlich zu machen ist.

Bauverzögerung. Eine Siedlungsgesellschaft übertrug im April 1919 die Ausführung einer Reihe von Siedlungshäusern an einen Unternehmer, der die Arbeiten alsbald begann, im November 1919 aber wieder einstellte. Im Frühjahr 1920 übertrug die Siedlungsgesellschaft die Ausführung einem zweiten Unternehmer mit der Behauptung, daß der erste mit der Ausführung der ihm übertragenen Arbeiten im Verzuge gewesen sei. Die Siedlungsgesellschaft verlangt Schadenersatz, weil sie dem zweiten Unternehmer eine höhere Vergütung zahlen mußte.

Die Klage wurde in allen Instanzen abgewiesen, weil der Beweis als erbracht angesehen wurde, daß der erste Unternehmer für die Verzögerung im Beginn und in der Ausführung der Bauten nicht verantwortlich gemacht werden könne. Die Verspätung des Beginnes war dadurch herbeigeführt worden, daß die Bauzeichnungen verspätet geliefert wurden, und daß das Gelände der Siedlungsgesellschaft noch nicht vollständig vermessen war. Der Unternehmer sei deshalb auch nicht verpflichtet gewesen, sich mit dem für die Bauarbeiten notwendigen Zement vorher einzudecken.

Der erste Unternehmer hat seinerseits Widerklage erhoben und Aufwertung und Zahlung des rückständigen Werklohnes beansprucht, außerdem Schadenersatz, weil die Siedlungsgesellschaft seine auf dem Baugelände zurückgelassenen Geräte und Materialien unberechtigt zurückbehalten habe.

Dieser Anspruch war zum Teil von den ersten Instanzen anerkannt. Das Reichsgericht hat zur weiteren Verhandlung der Widerklage die Sache an das Kammergericht zurückverwiesen. (Reichsgericht VII/30/28 vom 29. Juni 1928.)

PATENTBERICHT.

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

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 6 vom 7. Februar 1929.
- | | | | |
|-----------|---|-----------|--|
| Kl. 5 a, | Gr. 25. M 98 191. Maschinen- & Bohrgerätfabrik Alfred Wirth & Co. Komm.-Ges., Erkelenz, Rhld. Erweiterungs-drehbohrer für Tiefbohrungen. 7. II. 27. Rumänien 15. II. 26. | Kl. 20 i, | Gr. 15. H 115 989. Dipl.-Ing. Otto Heine und Dipl.-Ing. Günther Overthun, Dortmund, Goebenstr. 27. Automatische, durch Gewichtsunterschiede betätigte Weiche. 4. IV. 28. |
| Kl. 5 c, | Gr. 8. W 66 471. Dipl.-Ing. Ernst Wylezol, Halle a. d. S., Thomasiusstr. 38/39. Schachtauskleidung aus Betonhohlsteinen mit zusammenhängender eisenarmerter Stampfbetonfüllung. 28. VI. 24. | Kl. 42 b, | Gr. 15. J 34 105. Branko Jowanowitsch, Berlin W 15, Düsseldorf Str. 75. Vorrichtung zum Teilen von Winkeln. 13. IV. 28. |
| Kl. 5 c, | Gr. 10. W 66 781. Julius Wüstenhöfer, Dortmund, Märkische Str. 31. Nachgiebiger Grubenstempel, Puffer o. dgl. 6. VIII. 24. | Kl. 45 f, | Gr. 18. M 93 751. Julien Meunier, Chateau du Bois à Troarn, Calvados; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin W 15. Baum- und Wurzelrodemaschine. 20. III. 26. Frankreich 20. V. 25. |
| Kl. 7 c, | Gr. 22. W 74 978. Dipl.-Ing. Hans Viktor Wüst, Berlin W 57, Bülowstr. 45. Verfahren zur Herstellung von Metalltüren. 5. II. 27. | Kl. 80 a, | Gr. 43. H 103 170. Wilhelm Helmenstein, Elberfeld, Gneisenaustr. 10. Maschine zur Herstellung von Zementsteinen. 19. VIII. 25. |
| Kl. 7 d, | Gr. 5. H 100 589. Fa. Hillerod Savvaerk A/S., Kopenhagen-Valby; Vertr.: C. Boldt, Pat.-Anw., Flensburg. Vorrichtung an einer Maschine zur Herstellung von staketenartigem Einfriedungsmaterial und zusammengebundenen Eisenstäben für Eisenbeton. 16. II. 25. | Kl. 80 b, | Gr. 1. H 105 064. Dr. S. Hamburger, Berlin SW 61, Belle-Alliance-Platz 19. Verfahren zur Erhöhung der Härte und Widerstandsfähigkeit von Hartbetonflächen. 20. I. 26. |
| Kl. 19 a, | Gr. 27. H 115 096. Franz W. J. Hoch, Frankfurt a. M., Nesenstraße 10. Verfahren zum Verlegen langer Gleisrahmen. 6. II. 28. | Kl. 82 a, | Gr. 9. T 32 104. Fa. Reinhold Thamm, Breslau, Garvestraße 27, und Johannes Raabe, Nickelwerk b. Frankenstein i. Schl. Koksofen zum Austrocknen von Neubauten; Zus. z. Anm. T 31 340. 20. VII. 26. |
| Kl. 19 c, | Gr. 2. R 74 453. Joseph Robinius, Berlin S 42, Oranienstraße 147. Straßendecke und Verfahren zu ihrer Herstellung. 28. IV. 28. | Kl. 84 c, | Gr. 2. R 69 407. Ferdinand Rauwald, Essen, Schinkelstraße 15. Kastenspundpfahl aus U-förmigem Walzisen. 27. XI. 26. |
| Kl. 20 h, | Gr. 5. H 111 755. Gesellschaft m. b. H. für Oberbauforschung, Berlin SW 11, Europahaus am Anhalter Bahnhof. Elektromagnetischer Bremsschuh zum Bremsen von Eisenbahnwagen. 10. VI. 27. | Kl. 84 c, | Gr. 5. C 37 130. Henri Camus, au Havre, Seine-Inférieure; Vertr.: P. Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Baukörper für Tunnelbauten und Gründungen unter Wasser. 28. VIII. 25. Frankreich 4. IV. 25. |
| Kl. 20 i, | Gr. 11. J 33 666. Curt Jähmig, Halle a. S., Lindenstr. 67. Schalteranordnung, insbes. für Bremsprobe- und Bremsmeldeanlagen. 24. II. 28. | Kl. 85 b, | Gr. 1. R 66 565. Oskar Ritschel, Duisburg, Hohe Str. 24—26. Verfahren, die Karbonathärte eines Wassers zu entfernen. 25. I. 26. |

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Beiträge zur Geschichte der Technik und Industrie. Jahrbuch des Vereins deutscher Ingenieure, herausgegeben von Conrad Matschoß. 18. Band, 1928. DIN, A 4. IV/189 Seiten mit 209 Abbildungen im Text und 17 Bildnissen. In Leinen geb. RM 12,—, für die VDI-Mitglieder RM 10,80. VDI-Verlag G. m. b. H. Berlin NW 7.

Die Pflege der Geschichte der Technik hat der Verein Deutscher Ingenieure von jeher als eine wichtige Aufgabe angesehen und in seinem Jahrbuch „Beiträge zur Geschichte der Technik und Industrie“ das erste, ausschließlich der Geschichte der Technik gewidmete vorbildliche Organ geschaffen.

Der jetzt vorliegende 18. Band des Jahrbuches bringt wieder eine große Anzahl geschichtlicher Beiträge, namentlich aus den Gebieten des Bergbaues, der Metallverarbeitung und des Verkehrswesens, bei letzterem: „Die altpersische Königsstraße Susa—Sardes“, „Die ersten Versuche einer Dampfschiffahrt auf der Donau 1779—1829“ und „Die Anfänge der Dampfschiffahrt auf der Donau“.

Von Bedeutung für den Bauingenieur ist weiterhin der Aufsatz „Aus der Geschichte der Wasserkraftmaschinen“, die wesentlichsten Entwicklungsstufen der verschiedenen Arten von Wasserkraftmaschinen darstellend und auch Bilder der an dieser Entwicklung hauptsächlich beteiligten Ingenieure bringend.

Besondere Aufmerksamkeit wurde in diesem Jahrbuch der industriellen Heimatkunde gewidmet durch die Aufsätze „Aus der Entwicklungsgeschichte der Klein-Eisenindustrie in der ehemaligen Grafschaft Mark und dem Herzogtum Berg“ und „Aus der Geschichte der Industrie des Erzgebirges“. Es ist beabsichtigt, im Laufe der Jahre möglichst über alle deutschen Industriegebiete derartige Aufsätze zu veröffentlichen.

Allgemein fesseln dürften auch die Darlegungen „Aus der Vorgeschichte der Berliner Technischen Hochschule“.

In der Einleitung zu einem Abschnitt, der wieder eine Anzahl interessanter Kulturdenkmäler bringt, berichtet der Herausgeber über die Gründung einer deutschen Arbeitsgemeinschaft zur Erhaltung technischer Kulturdenkmäler durch das Deutsche Museum in München, den Deutschen Bund Heimatschutz und den Verein Deutscher Ingenieure.

Die Rundschau bringt wieder einen Bericht über die technischen Museen und dann zahlreiche kurze Beiträge über technisch-geschichtliche Veröffentlichungen und Jubiläen.

Die Literaturschau wurde in diesem Jahre in einen persönlichen und einen sachlichen Teil zerlegt. Ersterer enthält die Veröffentlichung über Männer der Technik und letzterer die über Werke der Technik. Eine Bereicherung hat die Literaturschau auch durch die Zusammenarbeit mit der Newcomen-Society, der großen englischen Gesellschaft für Geschichte der Technik, erfahren.

Ein Inhaltsverzeichnis über die bisher erschienenen Bände des Jahrbuches und ein Verzeichnis der Mitarbeiter beschließt den umfangreichen Band, der nicht nur in die Hand des Ingenieurs, sondern vor allem auch in die Schulen und großen Bibliotheken gehört, um möglichst weiten Kreisen das Wissen von der Geschichte der Technik zu vermitteln.

Auch für diesen Band kann der Verlag und vor allen Dingen der Herausgeber, Professor Dr. C. Matschoß, des besonderen Dankes und der uneingeschränkten Anerkennung aller technischen Kreise sicher sein.
Dr. M. Foerster.

Bau in Frankreich. Eisen und Eisenbeton. Von Siegfried Giedion. Verlag Klinkhard & Biermann, Leipzig.

Ein interessantes Buch. Knapp und flüssig geschrieben. Entwicklungsgeschichte der beiden Bauweisen, die im XIX. Jahrhundert wesentlich von Frankreich beeinflusst wurden. G. weist die Zusammenhänge zwischen dem Eisenbau und dem Ausstellungswesen, ebenso den mit der Entwicklung der Industrie nach, die ihrerseits erst Ausstellungen ermöglichte.

Im Zusammenhang damit werden die führenden Architekten genannt, aber auch die Ingenieure kommen zu ihrem Recht, deren Name zumeist hinter dem der Architekten zurücksteht. Neben be-

kannten Namen wie Polonceau und Eiffel erfahren wir von den hervorragenden Konstrukteuren Labrouste, dessen Bibliothek St. Geneviève (1843) eine Meisterleistung in Gußeisen, von Flachat und Horeau, deren Entwurf für die Pariser Markthallen (1851) schon auf die großen Möglichkeiten hinweist, die das Eisen hinsichtlich der Spannweite bietet. Wir werden auch auf die in ihrer Spannweite von 115 m noch heute unübertroffene Maschinenhalle der Pariser Weltausstellung 1889 des Ing. Cottencin aufmerksam und erfahren, daß schon 1811 in der Halle au blé eine technisch einwandfreie Eisenkonstruktion geschaffen wurde. Diese für die Entwicklung des Eisenbaues außerordentlich wichtigen Leistungen der Franzosen fanden mit dem XIX. Jahrhundert ihr Ende. Von da ab übernimmt — was Giedion nicht sagt — der deutsche Eisenbau in ästhetischer und konstruktiver Beziehung die Führung, nachdem auch in England mit dem Ende des XIX. Jahrhunderts ein noch heute bestehender Zustand völliger Stagnation eingetreten ist.

Auf dem Gebiet des Eisenbetons haben die Franzosen gleichfalls eine führende Rolle gespielt und sich an der Entwicklung dieser Bauweise im vorigen sowohl als in diesem Jahrhundert mit guten Leistungen beteiligt. Die Brücke St. Pierre de Vauvey mit 132 m Spannweite ist ein schönes Beispiel neuzeitliches Brückenbaues. (Limousin & Co., Konstrukteur: Freyssinet).

Dagegen scheinen sowohl die Luftschiffhalle von Orly (Freyssinet) mit ihrem lediglich aus dem Material bedingten übergroßen Abmessungen (80 m Spannweite, 56 m Höhe) ebenso wie die Flugzeughalle in Chartres ein Beweis dafür, daß die Anwendung des Eisenbetons für die Zwecke großer Hallenbauten nicht besonders geeignet ist.

Neue Wege zeigt der bekannte Architekt Le Corbusier in seinen Wohnbauten aus Eisenbeton, die er aus der Eigenart des Materials heraus entwickelt. Ob aber der Eisenbeton für den Wohnungsbau das richtige Material ist, bezweifelt selbst Giedion, obgleich man seinem Buch die Liebe zum Eisenbeton deutlich anmerkt. In Deutschland führt sich dagegen der Stahlskelettbau hauptsächlich in Verbindung mit den neuen Füllbaustoffen — Gasbeton, Zellenbeton, Bimsbeton usw. — in wachsendem Maße ein und scheint dazu berufen, das seit Jahrhunderten in der Entwicklung stillstehende Wohnungsbauwesen fruchtbar zu beeinflussen.

Das Buch von Giedion ist für den Kunsthistoriker wie für den Architekten und Ingenieur von gleichem Wert und Interesse, seine Ausstattung, Druck und Abbildungen sind ausgezeichnet. Schmuckler.

Fördermittel zum Bekohlen und Besanden von Lokomotiven. Eine Untersuchung der bestehenden Anlagen in wirtschaftlicher und technischer Hinsicht. Von Dr.-Ing. Max Gottschalk. 176 Seiten nebst 53 Abbildungen. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn, 1928. Berlin W 8.

Es werden die verschiedenartigen, bei der Reichsbahn gebräuchlichen Fördermittel älterer und neuester Bauart für Bekohlung und Besandung von Lokomotiven in zwei Hauptabschnitten kritisch behandelt und durch anschauliches Zahlenmaterial werden die wirtschaftlichen Vorteile der einzelnen Systeme gegenübergestellt. Auf die besonderen Betriebsbedingungen der Anlagen wird dabei eingehend Rücksicht genommen. Eine größere Anzahl technischer Einzelheiten, so z. B. die eichfähige und bahnamtlich zugelassene Seilzugwaage (Patent Ebmann), sowie andere Waagenkonstruktionen werden besprochen. Die in den Vereinigten Staaten und anderen Ländern angewandten Fördersysteme, die z. T. von unseren stark abweichen, sind ebenfalls angeführt worden. Ferner sind über die Leistungsfähigkeit, Bekohlungsdauer und ähnliche Begriffe auf Grund ausgeführter Anlagen Diagramme aufgestellt worden, die zur Verdeutlichung wesentlich beitragen. Besonders wertvoll erscheint das Buch durch bis ins Einzelne durchgeführten Wirtschaftlichkeitsberechnungen ausgeführter Fördersysteme.

Jedenfalls ist es für den Fachmann der Fördertechnik und auch im Interesse der Studierenden zu begrüßen, daß auf diesem bisher wenig beschränkten Sondergebiete eine in sich abgeschlossene Veröffentlichung unternommen wurde.
Dr.-Ing. W. Franke.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Ortsgruppe Brandenburg.

Die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ladet die Mitglieder der D. G. f. B. zu einem Vortrag am Mittwoch, den 10. April 1929 abends 8 Uhr pünktlich im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (I. Stock, gr. Saal) ein.

Herr Dr.-Ing. N. Kelen, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, spricht über „Bautätigkeit in der Sowjet-Union“.

Der Vortrag wird von Lichtbildvorführungen begleitet sein. An den Vortrag wird sich voraussichtlich eine Aussprache anschließen.

Eintritt frei! Gäste sind herzlich willkommen.

Studienreise nach Irland.

Das Ullstein-Reisebüro, Berlin SW 68, Kochstraße 22—26, macht uns auf eine Studienreise nach Irland aufmerksam, die von diesem Büro in Gemeinschaft mit dem Außenhandelsverband in der Zeit vom 25. April bis 12. Mai 1929 veranstaltet wird. Der Preis für die Reise (von Bremen bis Bremen) beträgt RM 670,—. Die Reise dient vorwiegend der Besichtigung von Industrieanlagen; es sollen jedoch auch die Shannon-Wasserkraftanlagen besichtigt werden.

Prospekte und Anmeldevordrucke übersendet an Interessenten auf Wunsch (und unter Beifügung von Rückporto) die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus.