

MASCHINENFUNDAMENTE.

Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin.

Übersicht. Einleitung. Betrachtungen über den Einfluß der Fundamentmassen. Herleitung von allgemeinen Schwingungsformeln. Schwingungen des Fundamentes auf dem Baugrund. Formeln für lotrechte und wagerechte Eigenfrequenz bei Flach- und Pfahlgründungen. Pfahlböcke zur Sicherung der seitlichen Steifigkeit und deren günstigste Anordnung. Bewegungserscheinungen an Maschinenfundamenten und deren Ursachen. Die Kreiselwirkung bei Turbinenfundamenten. Einfluß der anschließenden Dampf-Rohrleitungen. Schwingungen innerhalb des Fundamentkörpers. Berechnung der Massenkkräfte bei rotierenden, hin- und hergehenden und stoßweise wirkenden Massen. Von der bisherigen abweichende Formel für die Fliehkräfte. Betrachtungen über den dynamischen Faktor und Ermittlung desselben aus dem Frequenzverhältnis. Der Vorteil von starren Fundamenten. Zahlenbeispiel. Zulässige Spannungen bei periodischen Kraftwirkungen. Massenkkräfte bei Fördergerüsten, Aufzügen usw. — Zusammenfassung. — Erwidrung auf die Ausführungen von Prof. Mörsch.

Es unterliegt wohl keinem Zweifel, daß die Maschinenfundamente wichtige Bauwerke sind. Zur Betriebssicherheit eines jeden Werkes ist die zuverlässige Gründung seiner Maschinen Vorbedingung. Wenn das Fundament nicht standhält, dann entsteht nicht nur der Schaden an der Maschine selbst, es können vielmehr Betriebsstörungen von großer Tragweite eintreten. Man braucht nur an eine Maschine zu denken, die für einen großen Betrieb als Kraftquelle dient und wegen erforderlicher gewordenen Fundament-Verstärkungsarbeiten längere Zeit außer Betrieb gesetzt werden muß. Vom Standpunkt des Bauingenieurs ist die Frage der Maschinen Gründungen von besonderer Bedeutung, weil er beim Bau derselben meistens weitgehende Garantien übernimmt.

Trotz alledem ist die Berechnung und konstruktive Ausbildung der Maschinenfundamente — von Turbinenfundamenten abgesehen — noch nicht geklärt. Das ist wohl z. T. darauf zurückzuführen, daß dieses Gebiet zwischen dem Maschinen- und Bauingenieur liegt und keiner sich dazu berufen fühlt. Andererseits sind auch diese Bauwerke einer Berechnung nicht leicht zugänglich.

Es soll hier nun versucht werden, für die Konstruktion von Maschinenfundamenten allgemeine Richtlinien zu geben; damit im Zusammenhang sollen auch die vom Verfasser bereits ausgearbeiteten Leitsätze für Turbinenfundamente¹⁾ ergänzt und weiter ausgebaut werden.

Die Maschinenfundamente unterscheiden sich von anderen Bauwerken hauptsächlich dadurch, daß auf sie immer wiederkehrende Kraftimpulse im Takte der laufenden Maschine einwirken, wodurch das Fundament in Schwingungen gerät. Die Schwingungsausschläge und die hierdurch hervorgerufenen Beanspruchungen werden um so größer, je näher die eigene Schwingungszahl, die Eigenfrequenz des Fundamentes, zur Maschinen-Tourenzahl steht. Bei Übereinstimmung beider Frequenzen (Resonanz) wird der Schwingungsausschlag mit jedem auch noch so kleinen Impulse verstärkt und das Fundament muß — bei Vernachlässigung der Schwingungsdämpfung — in die Brüche gehen, wenn es auch noch so stark gebaut ist. Wie bei den Turbinenfundamenten, so ist also auch bei der Konstruktion von Maschinen Gründungen im allgemeinen erste Vorbedingung, daß die Eigenfrequenz und die Maschinen-Tourenzahl einen genügend großen Unterschied aufweisen. Zur Befriedigung dieser Resonanzklausel muß somit die Eigen-

frequenz des Fundamentkörpers bestimmt werden. Neben der schwingungstechnischen Untersuchung hat dann noch die Berechnung des Fundamentes gegen statische und dynamische Kräfte zu erfolgen.

Wie steht es nun mit der Eigenfrequenz des Fundamentkörpers?

Die konstruktive Unsicherheit und der Wunsch nach standhaften Fundamenten lassen meistens überaus klobige Gründungkörper entstehen (von Turbinenfundamenten sei hier nicht gesprochen). Die Eigenfrequenz eines so kompakten starren Körpers liegt sehr hoch, so daß eine Resonanz mit der Maschinen-Tourenzahl kaum zu befürchten ist. Wie kommt es nun, daß diese massigen Fundamente trotzdem manchmal in Schwingungen geraten und der Schwingungsausschlag so groß wird, daß die Maschine abgestellt und das Fundament verstärkt werden muß? Die Antwort findet sich von selbst, wenn man bedenkt, daß der Fundamentkörper in sich zwar starr ist, daß er aber auf dem elastischen Baugrund ruht. Es genügt nicht, die Untersuchung der Schwingungszahl auf den Fundamentkörper zu beschränken, sie muß vielmehr auch auf den Baugrund ausgedehnt werden. Man denke sich z. B. einen starren Beton-Fundamentklotz, der eine Dampfmaschine mit 150 Touren trägt, auf einen Hartgummiboden gestellt. Wenn man das Fundament beispielsweise seitlich anschlägt, dann entsteht eine hin- und herpendelnde, schaukelnde Bewegung mit einer Eigenfrequenz, die ziemlich niedrig liegt (langsameres Schwingen), da der Boden sehr elastisch ist. Nehmen wir an, daß die Eigenfrequenz 200 beträgt, dann ist die Sicherheit gegen Resonanz nicht groß, trotzdem das starre Betonfundament sehr hoch über der Tourenzahl liegende Frequenzen aufweist. Wird dieses Fundament unter Beibehaltung derselben Maschine und desselben Untergrundes im landläufigen Sinne „stärker“ ausgebildet, d. h. mit noch mehr Betonmassen ausgestattet, so wird dadurch die Eigenfrequenz vermindert, da die größere Masse langsamer schwingt, und es wird das Gegenteil vom Bezweckten erreicht, indem man sich der Resonanz noch mehr nähert. Dieses Beispiel zeigt gleich, daß die Güte der Fundamente nicht unbedingt mit den hineingepackten Massen wächst.

Man kann vielfach die irrige Ansicht hören, daß allein die Vergrößerung der Fundamentmassen die Schwingungsausschläge verkleinert, und diese Auffassung wird wie folgt begründet: Die ruhenden Teile der Maschine bilden mit dem Fundament zusammen die Masse m_1 mit dem Schwerpunkt S_1 , die hin- und hergehenden Teile die Masse m_2 mit dem Schwerpunkt S_2 ; die Gesamtanlage hat dann die Masse $m = m_1 + m_2$ mit dem Gesamtschwerpunkt S , der sich als Resultierende der beiden Teilschwerpunkte ergibt. Man geht nun davon aus, daß der Gesamtschwerpunkt S in Ruhe bleibt (dynamisches Prinzip der Erhaltung der Ruhe des Schwerpunktes). Verschiebt sich also bei der hin- und hergehenden Bewegung die Masse m_2 , so muß auch eine entgegengesetzte Verschiebung der Masse m_1 (Fundament) eintreten, damit die beiden Schwerpunkte S_1 und S_2 als Resultierende wieder den (ruhenden) Schwerpunkt S ergeben. Je größer nun die Masse m_1 im Verhältnis zu m_2 ist, um so kleiner werden die Bewegungen, die der Schwerpunkt S_1 bzw. das Fundament auszuführen hat, und daraus wird die günstige Wirkung der Massenvergrößerung hergeleitet. Dieser Gedankengang übersieht, daß das Prinzip der Schwer-

¹⁾ „Dampfturbinen-Fundamente“, veröffentlicht in dieser Zeitschrift, Jahrgang 1924, S. 772, ferner Diskussion darüber mit Herrn Dr. Geiger und Prof. Kayser, 1925, S. 339, 343 u. 379.

punktserhaltung nur dann anwendbar ist, wenn keine Führungen vorhanden sind, aber nicht im vorliegenden Falle, wo doch die Masse m_1 durch die Auflagerung des Fundamentes am Baugrund festgehalten ist. Die Vergrößerung der Fundamentmassen kann u. U. geradezu schädlich werden, wie es das obige Beispiel beweist, wobei zur Erhöhung der Sicherheit im Gegenteile eine

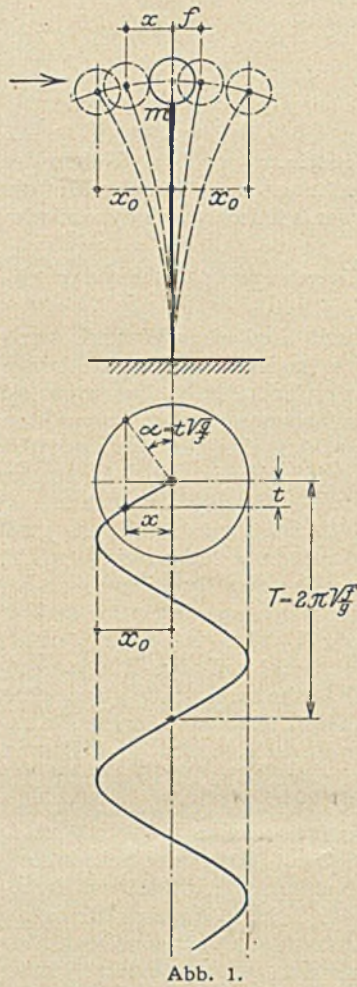


Abb. 1.

Verminderung der Massen oder andere weiter unten zu erörternde Maßnahmen am Platze sind. Außerdem ist es die Aufgabe eines jeden Konstrukteurs, aus wirtschaftlichen Gründen Materialverschwendung — und noch dazu an unrechter Stelle — zu vermeiden, auch wenn dem entgegengehalten werden sollte, daß die Baukosten der Maschinenfundamente im Verhältnis zu den Beschaffungskosten der Maschinen keine Rolle spielen.

Zur rechnerischen Bestimmung der Eigenfrequenz des am Boden schwingenden Fundamentes sollen nun zuerst einige grundlegende Formeln für die Schwingung einer elastisch gestützten Masse m hergeleitet werden²⁾. Zu diesem Zwecke wollen wir von der auf Abb. 1 dargestellten Anordnung ausgehen, wobei die Masse m am oberen Ende eines lotrecht stehenden masselosen elastischen Stabes (Feder) sitzt und durch einen wagerechten Impuls ausgelenkt wird. Die Masse führt dann bekanntlich um ihre Ruhelage Schwingungen aus und befindet sich im Zeitpunkt t im Abstände x ; ihre Geschwindigkeit in

dieser Lage beträgt $v = \frac{dx}{dt}$, ihre Beschleunigung $p = \frac{d^2x}{dt^2}$. Die einzige auf die Masse wirkende Kraft ist die elastische Spannkraft der Feder, die nach der Ruhelage gerichtet und deren Größe mit dem Ausschlag x proportional ist (Proportion zwischen Dehnungen und Spannungen in der Feder). Die Bestimmung der zum Ausschlag x gehörenden Kraftgröße ist auf Grund der Elastizitätslehre ohne weiteres möglich, genau so, wie der Statiker umgekehrt die von einer Kraft hervorgerufene Durchbiegung ermittelt. Wir wollen uns nicht in Spezialformeln verlieren und denken uns aus den elastischen Auflagerbedingungen der Masse m denjenigen Ausschlag f ermittelt, der vom Gewicht G der Masse hervorgerufen wird, wenn die Kraft G in der Schwingungsrichtung, also in unserem Falle wagerecht, wirken würde. Die gesuchte Spannkraft der Feder in der Lage x ist dann:

$$P = \frac{x}{f} G;$$

da ferner $G = m \cdot g$, so erhalten wir weiter:

$$P = \frac{x}{f} m g.$$

Zwischen der Kraft P und der von ihr hervorgerufenen Beschleunigung p besteht nun die bekannte dynamische Gleichung:

$$p = \frac{P}{m},$$

in unserem Falle also:

$$(1) \quad \frac{d^2x}{dt^2} = -\frac{g}{f} x,$$

wobei durch das Minuszeichen ausgesprochen ist, daß die Kraft die Abszisse x zu verkleinern sucht. Die Lösung dieser Differentialgleichung lautet:

$$(2) \quad x = C_1 \sin\left(t \sqrt{\frac{g}{f}}\right) + C_2 \cos\left(t \sqrt{\frac{g}{f}}\right).$$

Mit der Anfangsbedingung $t = 0, x = 0$ erhält man $C_2 = 0$, und die Gleichung geht dann über in

$$x = C_1 \sin\left(t \sqrt{\frac{g}{f}}\right).$$

Die Bedeutung von C_1 ist leicht zu erkennen, wenn man t so wählt, daß der Sinusausdruck Größtwert, also $= 1$ wird; dann erhält man die Amplitude $x_0 = C_1$, und die Schwingungsgleichung lautet schließlich wie folgt:

$$(3) \quad x = x_0 \sin\left(t \sqrt{\frac{g}{f}}\right).$$

Der Schwingungsausgang x ist also eine Sinusfunktion der Zeit t . Am meisten interessiert hierbei die Periode T , d. h. die Zeitspanne einer ganzen Schwingung. In dieser Zeit muß der Winkelausdruck um 2π anwachsen (volle Kreisrehung auf Abb. 1), es ist demnach

$$2\pi = T \sqrt{\frac{g}{f}}$$

oder

$$(4) \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{f}{g}}.$$

Will man die Frequenz n , d. h. die Anzahl der ganzen Schwingungen pro Minute haben, dann erhält man:

$$(5) \quad n = \frac{60}{T} = \frac{60 \sqrt{g}}{2\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{300}{\sqrt{f}}.$$

Diese allgemeinen Formeln wollen wir nun zur Bestimmung der Eigenfrequenz eines am Baugrund schwingenden Maschinenfundamentes benutzen. Vorausgesetzt, daß der

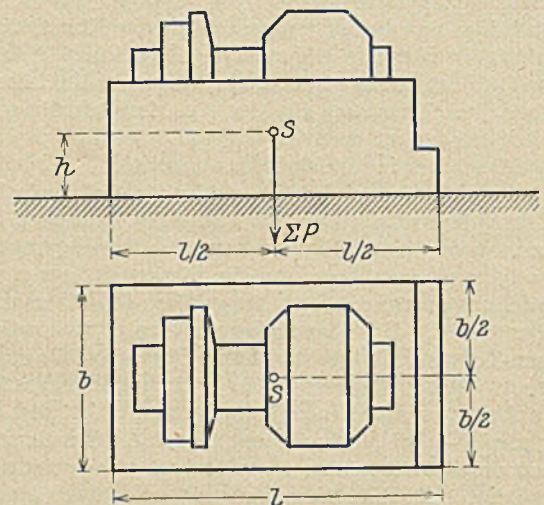


Abb. 2.

Boden elastisch ist, und auch Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen besteht (wie es auch bei Langschwellenberechnungen u. dgl. angenommen wird), ferner daß das Fundament als starre, im Schwerpunkt vereinigte Masse angesehen werden kann, erhält man bei zentrisch wirkender Schwerkraft

²⁾ Näheres darüber siehe Vorlesungen über technische Mechanik von Prof. Dr. A. Föppl; Technische Schwingungslehre von Prof. Dr. Hort, Grundzüge der technischen Schwingungslehre von Prof. Dr. O. Föppl.

und rechteckiger Grundfläche für Schwingungen in lotrechter Richtung (vgl. Abb. 2):

$$(6) \quad f_1 = \frac{\sigma}{C} = \frac{\sum P}{b^3 C},$$

wobei

- $\sum P$ die gesamten Lasten, also Fundament- und Maschinengewicht,
- b die Breite,
- l die Länge der Fundamentgrundfläche und
- C die Bettungsziffer des Bodens, d. h. die Verhältniszahl zwischen Pressung und zugehöriger Einsenkung

bedeuten. Durch Einsetzen der obigen Senkung f_1 in die Gleichung (5) erhält man die lotrechte Frequenz der Gründung.

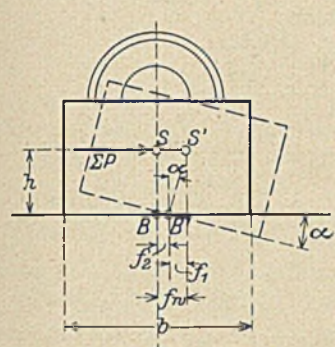


Abb. 3.

Die Frequenzermittlung in wagerechter Richtung ist schwieriger. Wie aus Abb. 3 zu ersehen ist, setzt sich der Ausschlag f_w des Schwerpunktes aus zwei Teilen zusammen, aus der Verschiebung f_1 , die durch das Kippen des Fundamentkörpers, und aus der Verschiebung f_2 , die von der Verschiebung der Grundfläche herrührt, beide hervorgerufen durch die in Schwerpunkthöhe wagerecht angesetzte Schwerkraft. Als Schwerpunkt gilt hierbei der gemeinsame Schwerpunkt der Fundament- und Maschinengewichte.

Die Ermittlung von f_1 kann mit Hilfe der Bettungsziffer erfolgen. Die Kantenpressung ist

$$\sigma = \frac{6h \sum P}{b^2 l}$$

und die zugehörige elastische Kantensenkung:

$$\delta = \frac{\sigma}{C} = \frac{6h \sum P}{C b^2 l}$$

durch das Kanten des Fundamentkörpers entsteht demnach die Neigung:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\delta}{b} = \frac{12h \sum P}{C b^3 l}$$

und daraus ergibt sich die gedachte wagerechte Verschiebung des Schwerpunktes infolge Kippens zu

$$(7) \quad f_1 = h \operatorname{tg} \alpha = \frac{12h^2 \sum P}{C b^3 l},$$

wobei h die Höhenlage des Gesamtschwerpunktes über Fundamentunterkante bedeutet.

Der Deformationsanteil f_2 kann durch die Bettungsziffer, die die Bodenelastizität in lotrechter Richtung kennzeichnet, nicht ausgedrückt werden, und es muß hier ein neuer Zahlenwert S eingeführt werden, den wir Schubziffer nennen wollen, und der das Verhältnis zwischen der Schubspannung in der Grundfläche und der dazugehörigen Verschiebung angibt. Es ist also

$$(8) \quad S = \frac{\tau}{f_2},$$

und man erhält analog zu Gleichung (6):

$$(9) \quad f_2 = \frac{\tau}{S} = \frac{\sum P}{S b l}.$$

Die gesamte Verschiebung des Schwerpunktes ergibt sich zu

$$(10) \quad f_w = f_1 + f_2 = \frac{12h^2 \sum P}{C b^3 l} + \frac{\sum P}{S b l} = \frac{\sum P}{b l} \left[\frac{12h^2}{C b^2} + \frac{1}{S} \right],$$

woraus nach Formel (5) die Eigenfrequenz berechnet werden kann. Wie aus der Formel (10) zu ersehen ist, wird die wagerechte Frequenz um so höher, je kleiner die Masse und je größer die Grundfläche sowie die Bettungs- und Schubziffer ist (wie bei der lotrechten Frequenz); besonders stark wächst sie ferner mit der Verringerung der Schwerpunkthöhe h und mit der Verbreiterung b der Grundfläche in der Schwingungsrichtung.

Nun ist die Schubziffer S nicht bekannt, und es liegen auch für die Bettungsziffer C leider nur sehr mangelhafte Angaben vor; der Verfasser hat infolgedessen zur Ermittlung der Bodenelastizität die Vornahme von Versuchen beantragt und hierzu einen Versuchsplan ausgearbeitet, worüber zu gegebener Zeit berichtet werden soll. Für die Bettungs- und Schubziffer kann man sich übrigens auf verhältnismäßig einfache Weise an der Baustelle Anhaltspunkte verschaffen. Zur Ermittlung der Bettungsziffer ist nur die Messung von Einsenkungen einer möglichst großen Probegrundplatte unter verschiedenen großen Lasten erforderlich. Die Schubziffer erhält man nach Abb. 4 aus der gegenseitigen Annäherung von zwei Probe-Fundamentklötzen, die durch ein Zugband mit wechselnder Zugkraft Z zueinander gezogen werden. Die Größe der Zugkraft kann aus der Deformation des durch Spansschloß gespannten Zugbandes gemessen werden. Die zur jeweiligen Zugkraft gehörende gegenseitige Verschiebung der Fundamentkörper erhält man aus der Ganghöhe und Umdrehungszahl des Spansschlusses nach Abzug der Zugbanddeformation. Die Zugkraft kann nicht beliebig gesteigert werden, weil die Resultierende des Fundamentgewichtes mit der Zugkraft innerhalb des Reibungskegels bleiben muß, da sonst Gleiten stattfindet.

Wenn die auf Grund der vorigen Formeln errechnete Eigenfrequenz der Maschinen-Tourenzahl nahesteht, so muß durch Änderung der Fundamentmassen bzw. der Abmessungen die Eigenfrequenz erhöht oder verringert werden. Ist das im



Abb. 4.

gewünschten Maße nicht möglich, dann kann eine künstliche Änderung der Bettungsziffer durch Pfahlgründung oder durch Einschaltung einer elastischen Schicht, wie es aus Gründen der Isolierung gegen Erschütterungen und Geräusche vielfach gemacht wird, erfolgen. Die Pfähle bewirken in diesem Falle eine größere Steifigkeit des Baugrundes, wogegen bei unzuverlässigem Boden das Fundament überhaupt auf Pfähle gesetzt oder eine andere Tiefgründung vorgenommen werden muß.

Bei Einschaltung einer elastischen Schicht erfolgt die Frequenzberechnung ebenfalls nach den Formeln (6) und (10), nur müssen die durch diese elastische Schicht bedingten niedrigeren Bettungs- und Schubziffern eingesetzt werden.

Zur Berechnung der Eigenfrequenz bei Pfahlgründung wollen wir uns zuerst mit der Deformation des einzelnen Pfahles befassen. Von der Pfahlbelastung P (Abb. 5) wird ein Teil μP am Pfahlumfange durch die Reibung zwischen Pfahloberfläche und Boden auf den Baugrund übertragen; da der auf die Pfahloberfläche wirkende Erd- druck mit der Tiefe linear zunimmt, ist anzunehmen, daß auch die Reibungskraft in derselben Weise nach unten anwächst.

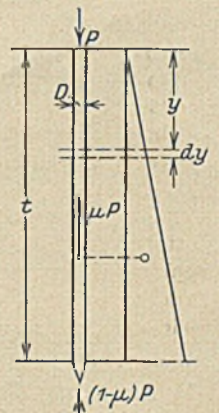


Abb. 5.

Der andere Teil $(1 - \mu) P$ der Last wirkt an der Pfahlspitze als Einzellast. Auf den Pfahlquerschnitt in der Tiefe y wirkt dann die Kraft

$$(11) \quad P_y = P - \frac{y^2}{t^2} \mu P = P \left(1 - \frac{y^2}{t^2} \mu \right),$$

und die Längenänderung des Pfahles ist

$$(12) \quad f = \int_0^t \frac{P_y}{EF} dy = \frac{P}{EF} \int_0^t \left(1 - \frac{y^2}{t^2} \mu \right) dy = \frac{Pt}{EF} \left(1 - \frac{\mu}{3} \right),$$

wobei t die Pfahllänge,

F den Querschnitt und

E die Elastizitätszahl des Pfahles

bedeuten. Wenn $\mu = 0$, die Lastübertragung also nur an der Pfahlspitze erfolgt und Reibungskräfte nicht auftreten, dann ist

$f = \frac{Pt}{EF}$; wenn dagegen die ganze Last nur durch die Reibung zwischen Pfahl und Boden übertragen wird und dementsprechend $\mu = 1$ ist, dann entsteht die Deformation $f = \frac{2}{3} \cdot \frac{Pt}{EF}$.

Je schlechter der Boden ist, der den Pfahl umschließt, um so kleiner wird die Reibungskraft, man nähert sich dann dem ersten Werte, wogegen bei gutem Baugrund eher der zweite, kleinere Wert anzuwenden ist.

Vorausgesetzt, daß die Pfahlspitze im Boden unbeweglich feststeht, ergeben die obigen Längenänderungen gleichzeitig die absolute Senkung der Pfahlköpfe bzw. des darauf sitzenden Funda-

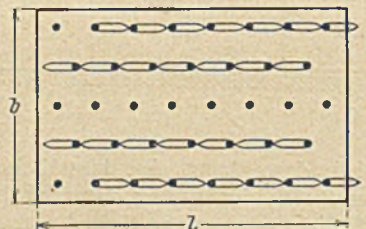
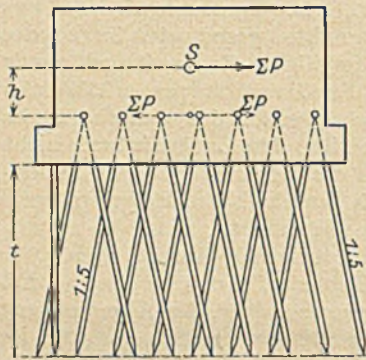


Abb. 6.



Abb. 7.



Abb. 8.

mentes, und die Formel (12) dient dann gleich zur Ermittlung der Eigenfrequenz. Für die lotrechte Frequenz der auf Abb. 6 dargestellten Pfahlgründung ist darin einfach $\frac{\sum P}{r}$ für die Pfahlbelastung zu setzen, wobei r die Anzahl der Pfähle bedeutet, und man erhält:

$$(13) \quad f = \frac{\sum P}{r} \cdot \frac{t}{EF} \left(1 - \frac{\mu}{3} \right).$$

Die Frequenz ergibt sich wieder aus Formel (5). Die obige Formel besagt, daß die Vergrößerung der Last und der Pfahllänge eine Verminderung der Frequenz zur Folge hat, während die Vergrößerung der Pfahlanzahl und des Pfahlquerschnittes höhere Eigenfrequenzen hervorruft.

In wagerechter Richtung leisten nur die Pfahlböcke Widerstand, sie können in der Höhe, wo sich die zugehörigen beiden Schrägpfähle kreuzen, wagerechte Kräfte H aufnehmen, die sich nach den beiden Pfahlrichtungen in eine Zug- und eine Druckkomponente (Z und D) zerlegen (Abb. 7). Da die Widerstandsfläche in Höhe der Bockköpfe liegt, so muß die gedachte durch den Schwerpunkt gehende wagerechte Kraftwirkung auf

diese Fläche bezogen werden. Nach Abb. 6 wirken dort: ein Moment $\sum Ph$ und eine Schubkraft P . Wie bei der wagerechten Bodenfrequenz für Flachgründungen, so besteht auch hier die Verschiebung des Schwerpunktes aus zwei Teilen, hervorgerufen durch das Kippmoment und die Schubkraft.

Die Verschiebung infolge des Kippmomentes kann bei gleichmäßiger Pfahlteilung aus Formel (7) bestimmt werden, wenn für die Bettungsziffer C der entsprechende Wert gesetzt wird. Da die Bettungsziffer die Verhältniszahl zwischen Pressung und Einsenkung bedeutet, muß gesetzt werden:

$$C = \frac{\sum P}{bl} \cdot \frac{r E f}{\sum P t \left(1 - \frac{\mu}{3} \right)} = \frac{r E F}{bl t \left(1 - \frac{\mu}{3} \right)},$$

und nach Formel (7) ergibt sich dann:

$$(14) \quad f_1 = \frac{12 h^2 t \sum P \left(1 - \frac{\mu}{3} \right)}{l^2 r E F},$$

wobei l die Grundflächenabmessung in der Schwingungsrichtung und

h den Abstand des Schwerpunktes von der wagerechten Pfahlkreuzungslinie bedeutet.

Der Deformationsanteil infolge Schubkraft läßt sich wie folgt ermitteln: Wenn die r_1 Pfähle r_1 lotrechte und r_2 Schrägpfähle enthalten ($r = r_1 + r_2$), so daß $\frac{r_2}{2}$ Pfahlböcke vorhanden sind, dann entfällt von der Schubkraft auf jeden Pfahlblock der Anteil $H = \frac{2 \sum P}{r_2}$. Diese Kraft zerlegt sich nach Abb. 7 bei einer Pfahlniegung $1 : 5$ in die Komponenten

$$D = -Z = \frac{5}{2} H = \frac{5}{r_2} \sum P.$$

Die von der Kraft verursachte Verlängerung des Zug- bzw. Verkürzung des Druckpfahles ist nach der Formel (12):

$$\delta = \frac{5}{r_2} \sum P \frac{t}{EF} \left(1 - \frac{\mu}{3} \right)$$

und die hierdurch hervorgerufene wagerechte Verschiebung nach Abb. 8:

$$(15) \quad f_2 = 5 \delta = \frac{25 \sum P}{r_2} \cdot \frac{t}{EF} \left(1 - \frac{\mu}{3} \right).$$

Die gesamte wagerechte Verschiebung ergibt sich durch Addition zu

$$(16) \quad \left\{ \begin{aligned} f_w = f_1 + f_2 &= \frac{12 h^2 t \sum P \left(1 - \frac{\mu}{3} \right)}{l^2 r E F} + \frac{25 \sum P \left(1 - \frac{\mu}{3} \right) t}{r_2 E F} \\ &= \sim \frac{25 t \sum P \left(1 - \frac{\mu}{3} \right)}{E F} \left(\frac{h^2}{2 r l^2} + \frac{1}{r_2} \right). \end{aligned} \right.$$

Nach Einsetzen obigen Wertes in Gleichung (5) ergibt sich die Eigenfrequenz in wagerechter Richtung. Wie bei der lotrechten Frequenz, so wirken auch hier die Last und die Pfahllänge frequenzvermindernd, während die Vergrößerung der Pfahlanzahl und des Pfahlquerschnittes die Frequenz erhöht. Die wagerechte Frequenz hängt ferner von der Anzahl der Schrägpfähle ab: je mehr Pfahlböcke, um so höhere Frequenz; auch die Verlängerung der Grundfläche in der Schwingungsrichtung (bei gleichmäßiger Pfahlaufteilung) verursacht eine Frequenzerhöhung. Schließlich ist aus Formel (16) zu entnehmen, daß die größte seitliche Steifigkeit des Fundamentes dann eintritt, wenn die Schrägpfahl-Kreuzungspunkte in Höhe des Gesamtschwerpunktes liegen ($h = 0$), wie dies auch aus den Abb. 9 a bis c zu ersehen ist. Je weiter sich diese Kreuzungslinie vom Schwerpunkt entfernt, um so labiler wird auch die seitliche Stützung. Bei nur lotrechten Pfählen rückt diese Höhenlage ins Unendliche, so daß dann theoretisch eine freie Beweglichkeit

in seitlicher Richtung vorhanden ist, bzw. nur die bei den bisherigen Betrachtungen vernachlässigte Biegesteifigkeit der Pfähle mitwirkt, die durch stärkere Bewehrung event. erhöht werden kann. Auf dieselbe Weise wie für die Pfahl-

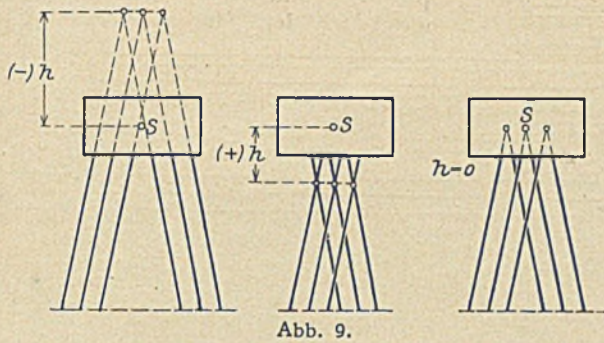


Abb. 9.

böcke ist eine Frequenzberechnung auch für nur lotrecht gestellte Pfähle möglich, indem die wagerechte Verschiebung der unten eingespannt gedachten, durch die wagerechte Kraft $\sum \frac{P}{r}$ auf Biegung beanspruchten Pfähle am oberen Ende ermittelt wird (f_2), wozu noch der Wert f_1 nach Formel (14) kommt.

Nach den gegebenen Formeln kann nun eine Resonanz des Fundamentes mit dem Untergrund vermieden werden, indem man das Maschinenfundament so konstruiert, daß die Eigenfrequenz weit genug von der Tourenzahl der Maschine entfernt ist. Da die Ermittlung der Bodenfrequenzen größere Ungenauigkeiten in sich schließen wird, so ist zu empfehlen, den Unterschied zwischen beiden Frequenzen mindestens zu etwa 100% zu wählen. Es sei im übrigen auf die weiter unten folgenden Ausführungen verwiesen, wo die Abhängigkeit der Schwingungsausschläge vom Verhältnis beider Frequenzen besprochen wird. Je größer dieser Unterschied ist, um so kleiner werden die Ausschläge bzw. die dem Boden übertragenen Vibrationen. Das ist nicht nur für die Maschine selbst, sondern auch für ihre Umgebung von Wichtigkeit, da sich die Vibrationen im Boden fortpflanzen. Ein großer Unterschied zwischen den Frequenzen ist auch für den Wirkungsgrad der Maschine von Vorteil, da bei geringen Vibrationen auch weniger Energie in den Boden geleitet wird.

Nach den Erfahrungen des Verfassers haben diese Gründungs- bzw. Bodenschwingungen verhältnismäßig niedrige Frequenzen, so daß ihre Berücksichtigung vorwiegend bei Maschinen mit niedriger Tourenzahl von Wichtigkeit ist. Bei rasch rotierenden Maschinen, wie Turbinenfundamenten, wird eine Resonanz mit den Bodenschwingungen kaum zu befürchten sein, obwohl sie auch hierbei insofern eine Rolle spielen können, als die niedrige Bodenfrequenz beim Anfahren der Maschine durchschritten werden muß.

Wenn man auf die Vermeidung der Bodenresonanz beim

Entwurf genügend achtet, dann werden die vielfach beobachteten Bewegungen und Sackungen von Fundamenten kaum noch vorkommen. Solche Sackungen können allerdings auch andere Ursachen haben, die mit den Bodenschwingungen nicht zusammenhängen. Vielfach ist eine Ungleichmäßigkeit in der Bodenbeschaffenheit unter dem Fundamentkörper an den Bewegungen schuld; durch die Übertragung der Vibrationen ist auch eine Veränderung in der Bodenlagerung möglich, der Boden wird „eingerüttelt“. Um hierbei eine möglichst gleichmäßige Setzung zu erzielen, ist es von Wichtigkeit, daß die Resultierende aller Kräfte — nach dem Vorschlage des Herrn Ob.-Ing. Dohme³⁾ — durch die Mitte der Grundplatte geht. Manchmal sind aber die Bewegungserscheinungen auch damit nicht zu erklären. Es ist z. B. beobachtet worden, daß Turbinenfundamente kleine Deformationen erlitten haben, wenn die Maschine in Betrieb genommen wurde; außer Betrieb stellte sich jedoch wieder der ursprüngliche Zustand ein. Es müssen in solchen Fällen Kräfte im Spiele sein, die nur während des Betriebes wirken. Da es sich um rasch rotierende Maschinen handelt, könnte man hierbei an die Kreiselwirkung denken. Ein jeder rotierende Körper hat bekanntlich das Bestreben, seine Achse beizubehalten, sie kann nur durch Anwendung eines in der Achsebene wirkenden Momentes verdreht werden. Der Rotor eines Turbinenfundamentes ist nun auch als Kreisel aufzufassen, der seine Achse infolge der Erddrehung ständig ändert, und diese Winkeländerung kann während des Betriebes nur so erfolgen, wenn das Fundament mittels der Lager auf den Rotor Kräfte überträgt, oder umgekehrt als Reaktion aufgefaßt, der Rotor dem Fundament Momente übergibt, deren Drehebene durch die Maschinenachse geht. Eine in diesem Sinne angestellte Berechnung ergab jedoch, daß die von der Kreiselwirkung hervorgerufenen Kräfte viel zu gering sind, um bei Fundamentbewegungen eine Rolle spielen zu können. Bei der Annahme eines Rotors in der gemäßigten Zone mit 50 t Gewicht, das auf dem Umfang eines Kreises von 3 m Dmr. gleichmäßig verteilt ist, ergab sich z. B. bei 3000 Umdrehungen in der Minute und 5 m Lagerabstand der Druck auf eine Lagerschale infolge Kreiselwirkung zu ca. 20 kg. Die Ursache zu obigen Deformationserscheinungen kann weiter in den anschließenden Dampfleitungen gesucht werden, die bei Inbetriebnahme eine starke Erwärmung erfahren und daher bestrebt sind, sich auszudehnen. Wenn auch in die Rohre Kompensationsstücke eingeschaltet sind, so erfordert deren Betätigung immerhin recht erhebliche Kräfte, und so kann das Fundament bei unsymmetrischen Rohranschlüssen starken Schubkräften ausgesetzt werden, die ev. elastische Verschiebungen des Fundamentes bewirken. Um derartige nachteilige Einflüsse zu vermeiden, werden die Zuletzungen am besten nach Abb. 10 von beiden Seiten angeschlossen, wodurch sich die Schubkräfte aufheben.

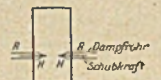


Abb. 10.

³⁾ „Vom Bau der Fundamente für Turbogeneratoren“ von Ob.-Ing. Dohme in der Elektrotechnischen Zeitschrift 1925, Heft 8.

BETRIEBSBAHNHOF DER MAGDEBURGER STRASSEN-EISENBAHN-GESELLSCHAFT.

Von Dipl.-Ing. F. Nebel, Magdeburg.

Bei Elektrisierung der alten Pferdebahnen um die Jahrhundertwende war der Eisenbeton für weitgespannte Konstruktionen so gut wie unbekannt, weshalb für Wagenhallen und Werkstätten fast ausschließlich Eisen Verwendung fand. Als die Stabilisierung den durch Krieg und Inflation heruntergewirtschafteten Bahnen die Mittel in die Hand gab, ihre meist veralteten Anlagen und Betriebsmittel wieder leistungsfähig zu gestalten, konnte der Eisenbeton neben den alten Baustoffen als Wettbewerber auftreten. Seine Billigkeit bei Herstellung und Unterhaltung und besonders die vollkommene Feuersicherheit schufen ihm bald Freunde. Gerade hierauf wurde seit

dem Brande bei der Großen Leipziger Straßenbahn im Juni 1920, wo 64 Wagen ein Raub der Flammen wurden, besonderer Wert gelegt.

Diese Gründe bewogen auch die Magdeburger Straßenbahn, beim Umbau ihres noch aus der Pferdebahnzeit stammenden Betriebsbahnhofes Buckau (Abb. 1) den Eisenbeton als Baustoff für die Tragkonstruktionen der Halle zu wählen. Den Hauptbestandteil des Depots bildet eine 105 m lange und 30 resp. 23 m breite Wagenhalle (Abb. 2) mit neun Gleisen, die insgesamt 80 Stück 10 m-Wagen aufnehmen kann. Die Form des Grundstückes führte zu einem betrieblich nicht gerade wünschenswerten langen

22.11.26.

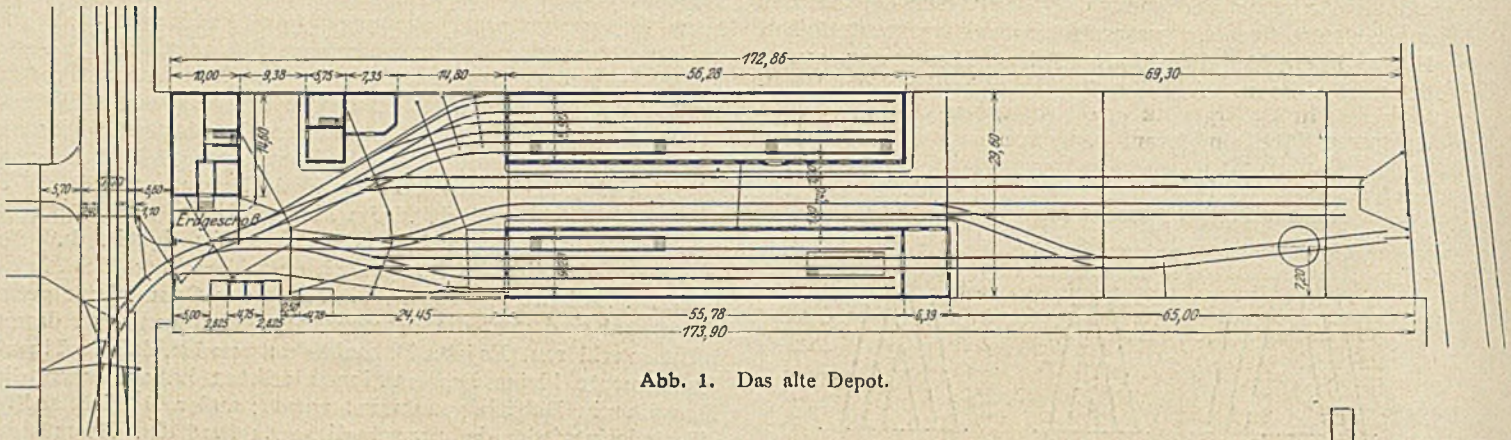


Abb. 1. Das alte Depot.

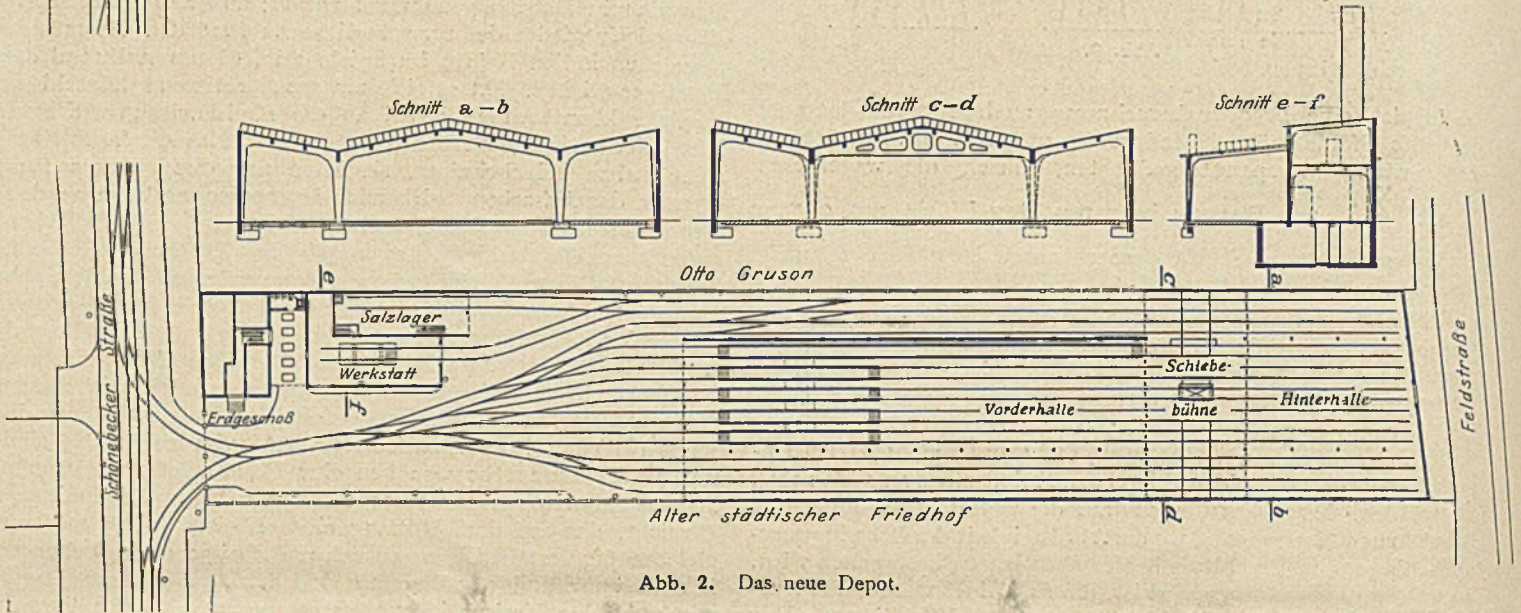


Abb. 2. Das neue Depot.

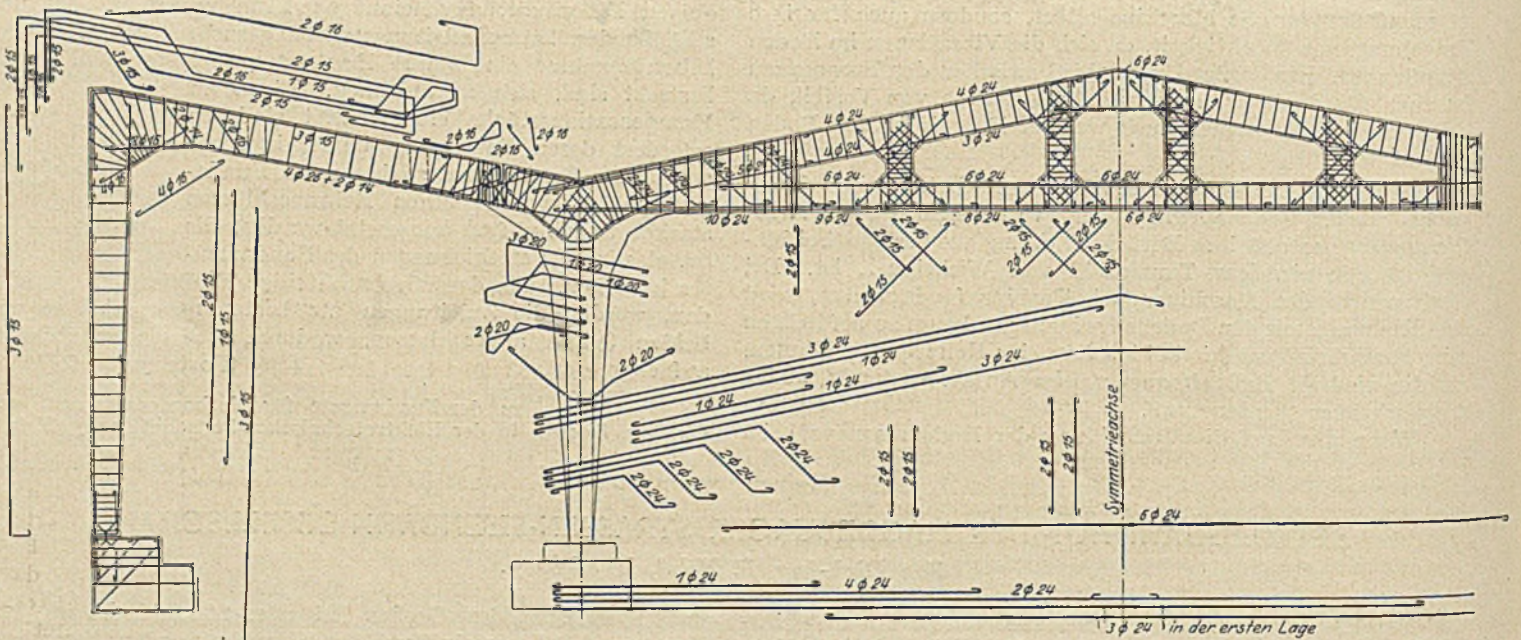


Abb. 3. Armierung des Vierendeelträgers.

Bandgrundriß (Abb. 2). Es ist versucht worden, diesen Nachteil durch eine unversenkte Niveauschiebebühne, die ein Durchfahren der Bühnengrube gestattet, abzuschwächen. Die Schiebepühne (Abb. 2) ist über zwei im Freien liegende Gleisstränge an der Südostseite der Halle direkt von außen zu erreichen. Der Hof ergab sich aus der zulässigen Bebauungsfläche. Die Vollaussnutzung des schmalen Geländes, verbunden mit der Unmöglichkeit, nach dem Nachbar hin zu entwässern,

bedingten ein mittleres Satteldach mit seitlichen Pulten und zwei Mittelstützen. Da die Fundamente der Außenstiele nicht auf das Nachbargrundstück reichen durften, war hier eine besondere Anordnung erforderlich. Die Wahl einer Eisenbetonrahmenkonstruktion mit niedrigem Stich, deren wirtschaftliche Grenze bei ungefähr 15 m zu suchen sein dürfte, ergab zusammen mit den oben erwähnten Tatsachen zwangsläufig die in Abb. 2 dargestellten Querschnitte. Da an den Grenzen mit den vorhandenen

Fundamenten der alten Hallen, Oberleitungsmaste usw. gerechnet werden mußte, so bestand die Möglichkeit des ungleichmäßigen Setzens der vier Rahmenstiele. Um die hierdurch bedingten Spannungen und Risse zu vermeiden, wurde an beiden Kehlen je ein Federgelenk angeordnet, und die 6 cm starke Dachplatte durch eine Trennfuge unterbrochen, wodurch sich

Der aus hochwertigem Superiorzement und Elbkies hergestellte Beton (Mischung 1:4½ bis 1:5 für die über der Erde liegenden Teile) wurde von der ungefähr in der Mitte der Baustelle stehenden Mischmaschine mit Loren durch einen Aufzug nach oben gebracht, wo das Mischgut auf dem First über eine auf Böcken montierte Fahrbahn mit

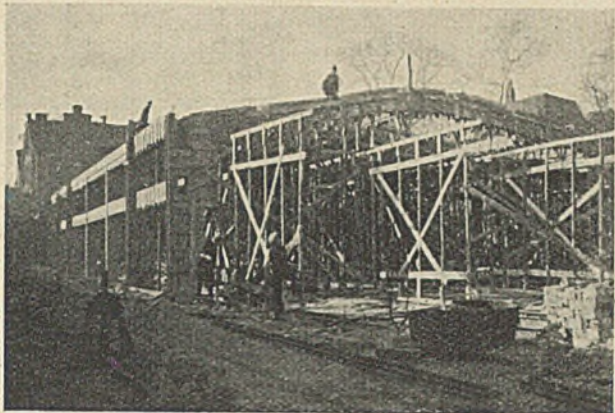


Abb. 4.

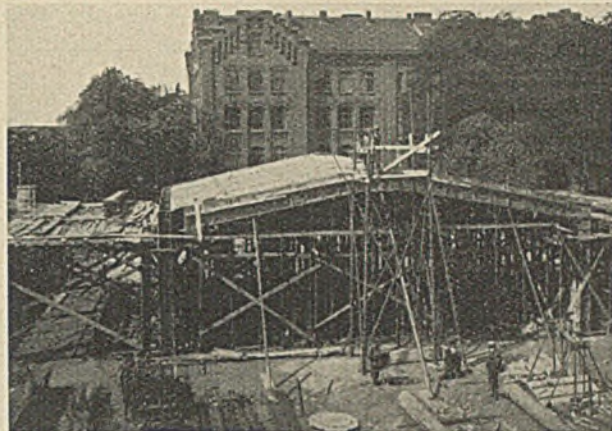


Abb. 5.

besondere Eisenanordnungen ergaben. — Tatsächlich sind, obwohl das Gebäude ungefähr ¾ Jahre steht und in dem schneereichen Winter wie auch während der Bauzeit des öfteren ungefähr die volle rechnermäßige Last zu tragen hatte, keinerlei Risse aufgetreten. — Der gewählte Binderabstand beträgt 6,5 m. Da aber die größten über die Schiebebühne zu befördernden Wagen fast 13 m Länge besitzen, mußten an diesen Stellen die Mittelstützen wegfallen. Zur Aufnahme des nicht unerheblichen Horizontalschubes des Sattelrahmens wurde dieser mit einem Zugband versehen und zwecks wirtschaftlicherer Bemessung als Vierendeelträger (Abbildung 3) berechnet und ausgebildet. Drei Dehnungsfugen sind in der

rechtwinkligen Abzweigungen zur Verwendungsstelle geschafft wurde.

Durch die Aufrechterhaltung des Straßenbahnbetriebes auf dem Depot ergaben sich besonders bei den letzten Bauabschnitten nicht unerhebliche Schwierigkeiten, zumal erst jetzt die noch vorhandenen alten Hallen (Abb. 1) abgebrochen werden konnten, was allerdings durch Umwinden der Wände wesentlich beschleunigt wurde. Unglücklicherweise kam es unmittelbar nach Fertigstellung des Schiebebühnenüberbaues zu einer Bauarbeiteraussper- rung, die im Verein mit einem örtlichen Streik den Bau fast ein Vierteljahr ruhen ließ. Die Folge davon war, daß der unvermutet früh

besondere Eisenanordnungen ergaben. — Tatsächlich sind, obwohl das Gebäude ungefähr ¾ Jahre steht und in dem schneereichen Winter wie auch während der Bauzeit des öfteren ungefähr die volle rechnermäßige Last zu tragen hatte, keinerlei Risse aufgetreten. — Der gewählte Binderabstand beträgt 6,5 m. Da aber die größten über die Schiebebühne zu befördernden Wagen fast 13 m Länge besitzen, mußten an diesen Stellen die Mittelstützen wegfallen. Zur Aufnahme des nicht unerheblichen Horizontalschubes des Sattelrahmens wurde dieser mit einem Zugband versehen und zwecks wirtschaftlicherer Bemessung als Vierendeelträger (Abbildung 3) berechnet und ausgebildet. Drei Dehnungsfugen sind in der

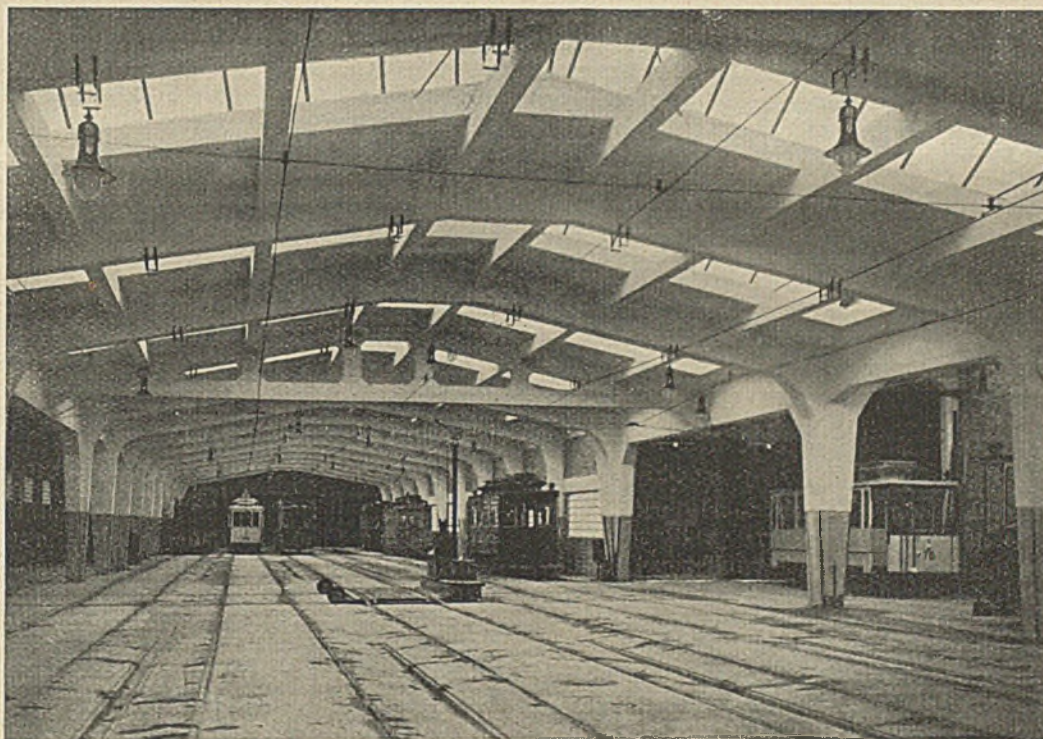


Abb. 6. Blick in die fertige Halle (im Vordergrund die Schiebebühne).

Querrichtung der Halle vorgesehen, wodurch vier Bauabschnitte bedingt waren. Die bauausführende Firma — Rheinisch-Westfälische Bauindustrie, Düsseldorf — begann mit dem Schiebebühnenoberbau, um nach Fertigstellung der Hinterhalle die beiden Teile der Vorderhalle getrennt aufzuführen. Erst dann sollte das ebenfalls herzustellende Werkstatt- und Lagergebäude betoniert werden. Da die Abmessungen der Rahmen und Balken mit Ausnahme des ersten Teiles dieselben sind, konnte die gleiche Schalung dreimal verwandt werden.

und heftig einsetzende Winter für den im Juni begonnenen Bau erneute Erschwernisse, zum Teil sogar völlige Einstellung brachte. Auch ergab sich jetzt ein gleichzeitiges Arbeiten verschiedener Unternehmer, um die Fertigstellung des Baues durch Umwerfen der anfänglichen Disposition nicht noch weiter zu verzögern. Die Ausmauerung, Dacheindeckung und der Oberlichtbau mußten durchgeführt werden, Be- und Entwässerung, auch eine größere Luftheizungsanlage der Revisionsgruben wurde eingebaut, die neue Gleis-

unerhebliche Schwierigkeiten, zumal erst jetzt die noch vorhandenen alten Hallen (Abb. 1) abgebrochen werden konnten, was allerdings durch Umwinden der Wände wesentlich beschleunigt wurde. Unglücklicherweise kam es unmittelbar nach Fertigstellung des Schiebebühnenüberbaues zu einer Bauarbeiteraussper- rung, die im Verein mit einem örtlichen Streik den Bau fast ein Vierteljahr ruhen ließ. Die Folge davon war, daß der unvermutet früh

entwicklung mit erheblichen Erd- und Pfisterarbeiten, sowie die Oberleitungsanlage wurde während des Betriebes verlegt usw.; kurz es herrschte ein lebhaftes Treiben auf dem engen Raum, was natürlich nicht ohne Reibung abging. Bei leichtem Frost wurde mit angewärmtem Wasser, Frostschutzmitteln, Kiesabdeckung und Kokskörben gearbeitet, so daß es gelang, den letzten Teil der Eisenbetonkonstruktion Mitte Januar fertigzustellen. Schwierig wurde bei der vorgerückten Jahreszeit die Frage des rechtzeitigen Ausschalens. Klarheit darüber verschafften Versuche mit Prohebalken, wie sie in den neuen Vorschriften empfohlen und bei der örtlichen Baupolizei schon seit längerer Zeit üblich sind. Es zeigte sich, daß der mit hochwertigem Zement ange-machte Beton, der im Hochsommer bei einer Mischung von 1:4½ schon nach sechs Tagen die geforderte Sicherheit zeigte, infolge der niedrigen Temperatur 27 bzw. 32 Tage — wobei die Frostzeit abgerechnet ist — bis zur gleichen Erhärtung brauchte. Ähnlich verhielt sich Beton aus gewöhnlichem Portlandzement.

Die architektonische Ausbildung der Fassaden mit hell- und dunkelgrauem Edelputz wurde nach einem Entwurf des Magdeburger Stadterweiterungsamtes durchgeführt. Im Innern wird die Konstruktion gezeigt, der schalungsraue Beton ist geweißt und die an den Kanten mit Eckenschutzleisten versehenen Rahmenstiele sind bis zu 2 m Höhe mit Zementmilch geschlemmt, um Abfärben zu verhindern. Die Wandfüllung zeigt das unverputzte Mauerwerk.

Die Verlegung der Gleise erfolgte in eigener Regie der Verwaltung. Das Einfahrtsdreieck mit der anschließenden ersten Folgeweiche wurde neu bezogen, die restliche Weichenstraße

wie die Hallengleise aus altem Material verwaltungsseitig zusammengebaut. Mit Ausnahme der Hallenausfahrten 7—9, die abgewalzte Packlage als Unterbettung haben, wozu Steinmaterial aus aufgebrochenen Fundamenten genommen wurde, ruhen sämtliche Schienen auf mit Kies gestopften Betonklötzen ohne Eiseneinlagen; als elastische Zwischenschicht dient ein Unterguß aus Bitumen.

Erwähnenswert erscheint auch die eingebaute Wagentrocknung. In den Gruben steigt heiße Luft unter den verschmutzten und vereisten Untergestellen hoch und trocknet so die Motore und Kabel, die sonst schwer gegen die sich aus Salz oder Straßenschmutz mit Wasser bildenden Säuren zu schützen sind.

Abb. 4 zeigt das Einschalen der Vorderhalle, Abb. 5 das Einschalen des Schiebebühnenüberbaues, Abb. 6 einen Blick in die neue Halle. Abb. 7 gibt ein Bild von der neuen Werkstatt.

Für den Eisenbetonbau wurden 44 600 Arbeitsstunden gebraucht, 79 t Eisen, 210 t hochwertiger und 119 t normaler Portlandzement, 1678 m³ Elbkies

und 7000 m² Schalung verarbeitet; die Belegschaft schwankte zwischen 35 und 50 Mann.

Der Bau stellt keinesfalls die erste Wagenhalle für eine Klein- oder Straßenbahn in Eisenbeton dar, wahrscheinlich ist es aber der erste Versuch, unter fast völliger Aufrechterhaltung des Betriebes auf einem verhältnismäßig kleinen und ungünstigen Grundstück einen umfassenden Neubau eines Straßenbahndepots innerhalb kurzer Zeit durchzuführen, weshalb ein gewisses Allgemeininteresse angenommen werden darf.

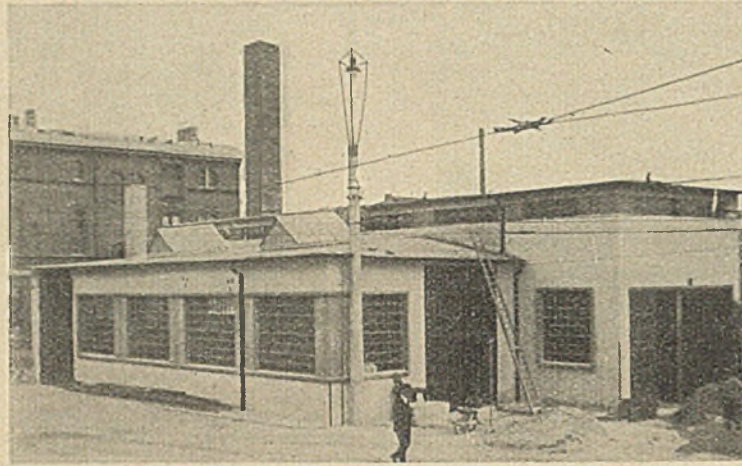


Abb. 7. Ansicht der Werkstätte und des Lagers.

DIE VORAUSBERECHNUNG DER ENDDRUCKFESTIGKEIT AUS DER ANFANGSDRUCKFESTIGKEIT BEI ZEMENTBETON¹⁾.

Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hütten-Zementindustrie.

Von Dr. phil. Richard Grün und Dr.-Ing. Günther Kunze, Düsseldorf.

Die Berechnung der unbekanntenen Betonfestigkeiten aus den bekannten Betonfestigkeitszahlen ist für den Baufachmann von größter Wichtigkeit, da sie ihn in die Lage versetzt, die Eigenschaften seines Bauwerkes bis zu einem gewissen Grade vorauszubestimmen. Als Ausgangspunkt für die Berechnung kann die Normenfestigkeit dienen, in der unter Zugrundelegung umfangreicher Formeln und unter Berücksichtigung des Wassergehaltes, des Zuschlagsmaterials und der Verarbeitungsart des Betons sich die zu erwartende Betonfestigkeit errechnen läßt. Diese Art der Errechnung, die nichts anderes darstellt als eine Umrechnung, ist aber außerordentlich unsicher, da es ganz unmöglich ist, all die zahlreichen Faktoren, welche die Betonfestigkeit beeinflussen, in den Formeln in genügender und treffender Weise zu berücksichtigen. Demgemäß haben diese Formeln nur untergeordnete Bedeutung.

Die Bedeutung der erwähnten Umrechnung schwindet noch mehr, wenn man berücksichtigt, daß als Grundlage für die Rechnung die Kenntnis der 28-Tage-Normfestigkeiten not-

wendig ist. Diese Kenntnis wird in den weitaus meisten Fällen in demjenigen Zeitpunkt, in welchem die Berechnung durchgeführt werden soll, nicht vorliegen. Will man aber 28 Tage auf die Normenfestigkeiten warten, so ist es einfacher, an Stelle der Normenprüfung Betonprüfungen anzustellen. Man ist dadurch von der Unsicherheit befreit, welche in der Berechnung mit Formeln liegt, und hat vor allen Dingen die sichere Gewähr, daß die gefundenen Festigkeiten tatsächlich für die betreffenden Verhältnisse maßgebend sind, da bei der Herstellung von Betonkörpern die jeweiligen Verhältnisse der Praxis viel weitgehend berücksichtigt werden können, als dies bei der laboratoriumsmäßigen Normenprüfung der Fall ist.

Viel wichtiger ist deshalb nicht die Umrechnung von Normenfestigkeiten in Betonfestigkeiten, sondern die Vorausberechnung von Betonfestigkeiten, beispielsweise nach 28 Tagen, aus den Betonfestigkeiten nach 7 Tagen. Es wird jederzeit möglich sein, die 7-Tage-Betonfestigkeiten unter Berücksichtigung der Mischungsverhältnisse und dergleichen am Bauwerk zu erhalten; wenn es möglich ist, aus diesen 7-Tage-Festigkeiten die 28 Tage-Festigkeiten vorauszuberechnen, wird dem Baufachmann hiermit viel eher gedient sein, als wenn er aus

¹⁾ Vortrag, gehalten in der Betriebsleitersitzung des Vereins deutscher Hochofenzementwerke e. V. am 1. Juni 1926 von Dr. Richard Grün.

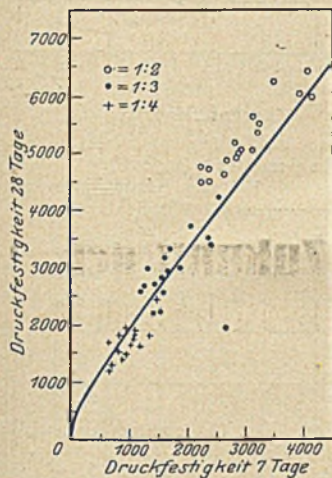
28-Tage-Normfestigkeiten in sehr unsicherer Weise Betonfestigkeiten zu errechnen versucht. Neben dem Vorteil der Zeitersparnis ist ein weiterer großer Vorteil der beschriebenen Rechnungsweise die größere Sicherheit, denn es können bei den Betonproben, die als Grundlage für die Berechnung dienen, die gleichen Zuschläge, Zemente, Mischungsverhältnisse, Wasserzusätze usw. angewendet werden, wie sie beim Bauwerk ins Auge gefaßt sind. Es entfällt also die Unsicherheit der Umrechnung von Zahlen, die bei der, der Praxis ja nicht entsprechenden, Normenprüfung gefunden wurden, auf praktische Betonfestigkeiten.

Der Versuch, die 28-Tage-Festigkeiten aus den 7-Tage-Festigkeiten vorauszuberechnen, ist bereits von verschiedener Seite gemacht worden, und zwar wurden Formeln aufgestellt, welche diese Umrechnung ermöglichen sollten²⁾. Die von Slater angegebene Formel, deren Brauchbarkeit an Hand eines umfangreichen Versuchsmaterials nachgeprüft wurde, lautet:

$$(1) \quad D_{28} = D_7 + 30 \sqrt{D_7}.$$

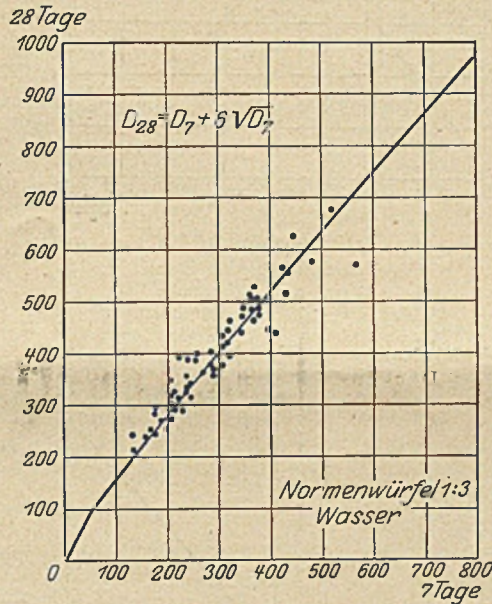
D_7 = Druckfestigkeit nach 7 Tagen,
 D_{28} = " " " 28 " "

Kurventafel 1, welche aus der Originalarbeit wiedergegeben ist, zeigt den Verlauf der durch die Formel ausgedrückten Kurve im Verhältnis zu den tatsächlichen Festigkeiten. Auf der Abszisse sind die 7-Tage-Festigkeiten aufgetragen, auf der Ordinate die 28-Tage-Festigkeiten. Sucht man also



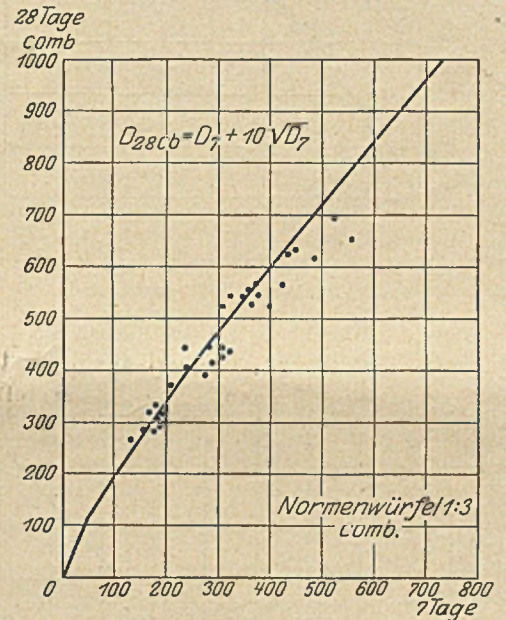
Kurventafel 1.

Kurvenverlauf nach der Formel $D_{28} = D_7 + 30 \sqrt{D_7}$ (Festigkeiten in Pfd./Quadratzoll).



Kurventafel 2.

Kurvenverlauf nach der Formel $D_{28} = D_7 + 6 \sqrt{D_7}$ (Festigkeiten in kg/cm^2 , Wasserlagerung).
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



Kurventafel 3.

Kurvenverlauf nach der Formel $D_{28cb} = D_7 + 10 \sqrt{D_7}$ (Festigkeiten in kg/cm^2 , kombinierte Lagerung).
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.

zu einer 7-Tage-Festigkeit die dazugehörige 28-Tage-Festigkeit, so muß diese an derjenigen Stelle liegen, wo die in dem betreffenden Punkt der Abszisse errichtete Senkrechte die Kurve schneidet. Eine Betrachtung der Kurventafel zeigt, daß die Schar der eingetragenen gefundenen 28-Tage-Festigkeiten sich tatsächlich in befriedigender Weise um die Kurve gruppiert.

Selbstverständlich ist infolge der anderen amerikanischen Maßeinheiten die Formel für Deutschland in der vorliegenden Form unbrauchbar und muß umgerechnet werden. Es stellte sich aber heraus, daß die so gefundene Formel für die nach deutschen Prüfverfahren gefundenen Festigkeiten keine befriedigenden Ergebnisse liefert. Aus diesem Grunde wurde empirisch aus zahlreichen Festigkeitszahlen auf der Grundlage der amerikanischen Berechnung eine neue Formel aufgestellt. Es ergab sich, daß die neue Formel für deutsche Verhältnisse lauten muß:

$$(2) \quad D_{28} = D_7 + 6 \sqrt{D_7}.$$

²⁾ Gowen, Leavitt, Evans, Proc. Nat. Acad. Sci. II, II (1925). Slater, Proc. Am. Concrete Inst. 1926, 437.

Bei Zugrundelegung dieser Formel ist es möglich, mit vollkommen genügender Genauigkeit aus den Anfangsfestigkeiten die späteren Festigkeiten zu errechnen. Im folgenden werden zahlreiche Beispiele wiedergegeben, welche zeigen, daß die Formel brauchbar ist, und zwar nicht nur für die Berechnung der 28-Tage-Festigkeiten aus den 7-Tage-Festigkeiten, sondern auch für die Berechnung der 7-Tage-Festigkeiten aus den 3-Tage-Festigkeiten. Für letztere Vorausbestimmung gilt sinngemäß die Formel:

$$(3) \quad D_7 = D_3 + 6 \sqrt{D_3}.$$

Zunächst sei eine Kurventafel wiedergegeben, welche die Berechnung der 28-Tage-Normfestigkeiten aus den 7-Tage-Normfestigkeiten zeigt (Kurventafel 2). Die Festigkeiten wurden aus zahlreichen Prüfungen entnommen, welche bei Untersuchung von Handelswaren (Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement) gefunden worden waren. Die Schar der 28-Tage-Festigkeiten gruppiert sich in befriedigender Weise um die Kurve. Bei hochfesten Zementen ist die Streuung größer, da diese Zemente vielfach mit einer starken Anfangserhärtung ein schwächeres Ansteigen der Festigkeiten verbin-

den, während wieder andere trotz hoher Anfangsfestigkeit eine starke Nacherhärtung zeigen.

Der Kurvenverlauf wurde an Beton ermittelt, der stets unter den gleichen Verhältnissen erhärtet war; die Formel kann daher nicht stimmen, wenn die Versuchsbedingungen nachträglich geändert werden, wie es z. B. bei kombinierter Lagerung (Lagerung 6 Tage in Wasser, 21 Tage an der Luft) geschieht. Da die Erhärtungsbedingungen hier nicht die gleichen sind, muß, falls die in kombinierter Lagerung erzielten Festigkeiten aus der Festigkeit der 6 Tage im Wasser gelagerten Körper errechnet werden sollen, die Formel verändert werden. Es ergab sich, daß für diese Verhältnisse die folgende Formel maßgebend ist:

$$(4) \quad D_{28cb} = D_{7w} + 10 \sqrt{D_{7w}}.$$

Kurventafel 3 gibt einen Vergleich der so berechneten 28-Tage-Festigkeiten in kombinierter Lagerung mit den tatsächlich gefundenen. Auch hier herrscht genügende Übereinstimmung, wiewohl die Streuung größer ist.

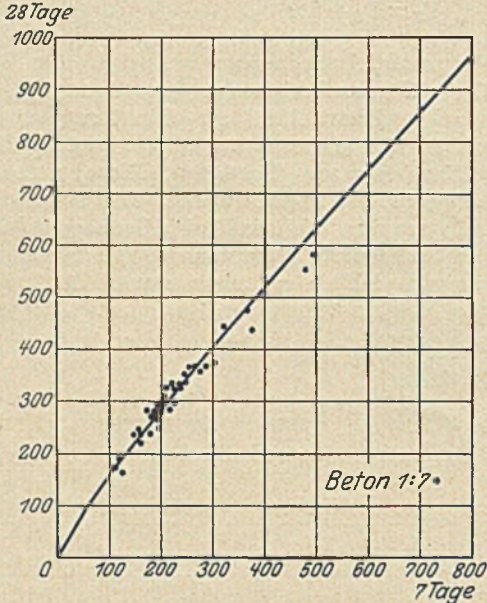
Berechnung der 28-Tage-Betonfestigkeiten aus den 7-Tage-Betonfestigkeiten.

Es sei nun die Formel (2), welche für den Baufachmann weitaus die wichtigste ist, auf verschiedene Betone angewendet.

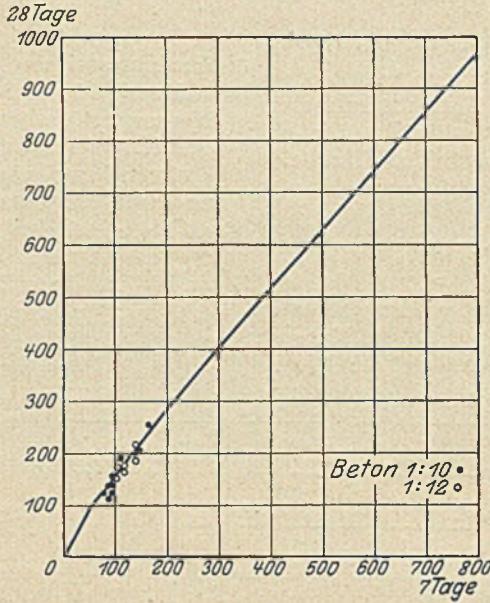
a) Erdfeuchte Betone verschiedener Mischungsverhältnisse.

Kurventafel 4 zeigt die Berechnung der 28-Tage-Festigkeiten aus den 7-Tage-Festigkeiten für Beton 1 : 7 aus ver-

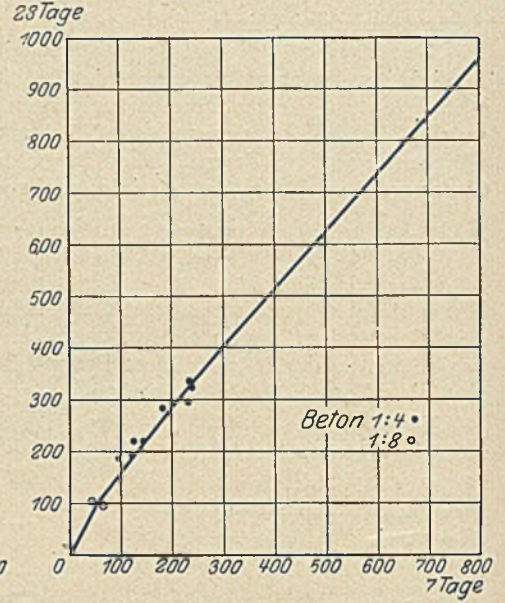
tafel 4 und 5 wurden erhalten im Forschungsinstitut aus gutem erdfeuchten Beton unter Verwendung von nach der Porenvolumen-Kurve normalisiertem Rheinkies, der in eiserne Formen (Grün, Der Beton, Berlin 1926, J, Springer, S. 6 u.f.) eingestampft und an der Luft unter feuchten Tüchern gelagert worden war. Kurventafel 6 und 7 zeigen weitere 28-Tage-Festigkeiten im Verhältnis zum Kurvenverlauf, und zwar handelt es sich um Betone 1 : 4, 1 : 8 und Normenkörper 1 : 3 und Purzement. Die Festigkeitszahlen wurden Ver-



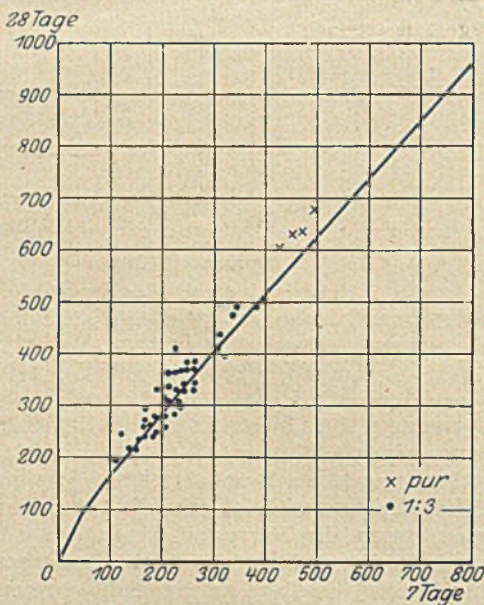
Kurventafel 4.
Druckfestigkeiten von Beton
1 : 7 (kg/cm²).
Würfel von 200 mm Kantenlänge.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



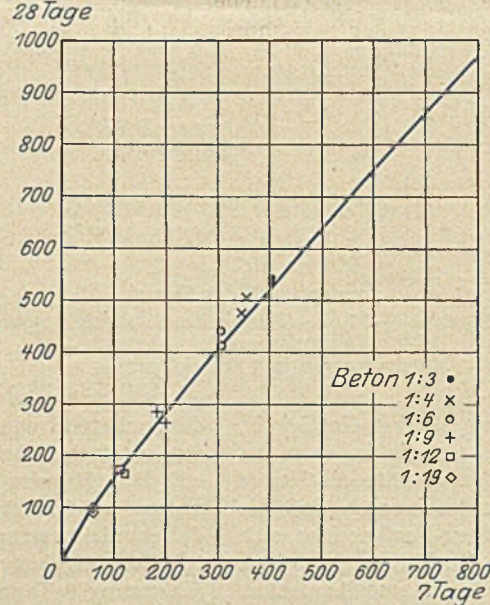
Kurventafel 5.
Druckfestigkeiten von Beton
1 : 10 und 1 : 12 (kg/cm²).
Würfel von 200 mm Kantenlänge.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



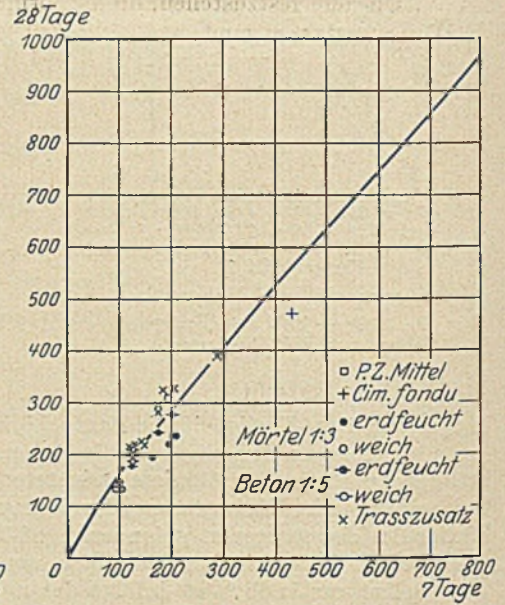
Kurventafel 6.
Druckfestigkeiten von Beton
1 : 4 und 1 : 8 (kg/cm²).
Würfel von 300 mm Kantenlänge.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



Kurventafel 7.
Druckfestigkeiten von Purzementkörpern
und Normenkörpern (1 : 3).
Mittelwerte von je 5 Probekörpern.



Kurventafel 8.
Druckfestigkeiten von Betonen
verschiedener Mischungsverhältnisse.
Würfel von 20 mm Kantenlänge.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



Kurventafel 9.
Druckfestigkeiten von P.Z.,
Ciment fondu,
Beton verschiedener Plastizität,
geträufeltem Beton.

schiedenen Zementarten mit demselben Kies. Die Schar der Festigkeitspunkte für die tatsächlich gefundenen 28-Tage-Festigkeiten drängt sich dicht an die Kurve, nur die hochwertigen Zemente bleiben etwas unterhalb derselben. Auf Kurventafel 5 sind Betone 1 : 10 und 1 : 12 aus verschiedenen Zementen zusammen mit der Kurve eingetragen. Auch hier herrscht gute Übereinstimmung. Die Festigkeiten der Kurven-

öffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton³⁾ und des Materialprüfungsamtes⁴⁾ entnommen. Auch hier herrscht genügende Übereinstimmung.

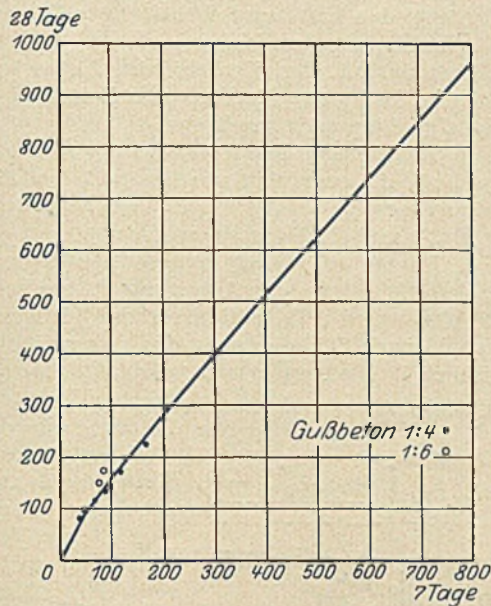
Eine weitere Zusammenstellung von Betonfestigkeiten (1 : 3, 1 : 4, 1 : 6, 1 : 9, 1 : 12 und 1 : 19) ist in Kurven-

³⁾ Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 13.

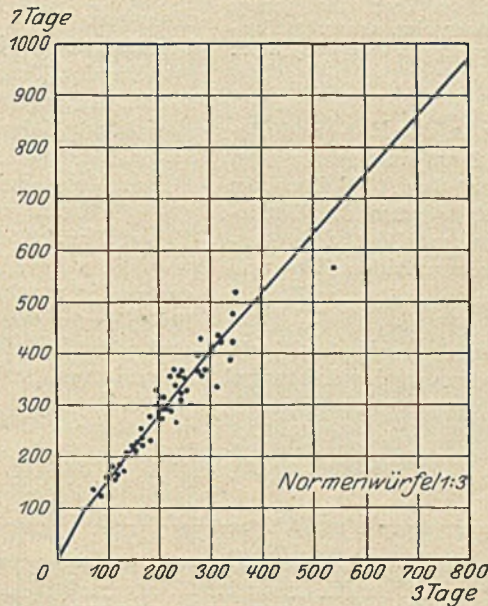
⁴⁾ Mittlg. Mat. Pr. Amt 1917, S. 116; 1919, S. 89.

tafel 8 gegeben. Es handelt sich hier wieder um Festigkeiten, die im Forschungsinstitut gefunden wurden.

Einige in dem Buch von P. May „Praktische Winke für Zement und Beton“⁵⁾ angegebene Festigkeitszahlen sind in Kurventafel 9 zusammengestellt (Portlandzement, Ciment fondu, Beton verschiedener Plastizität, getraßter Beton).



Kurventafel 10.
Druckfestigkeiten von Gußbeton
(Würfel von 20 mm Kantenlänge).



Kurventafel 11.
Kurvenverlauf für die Vorausberechnung der
7-Tage-Festigkeit aus der 3-Tage-Festigkeit
nach der Formel $D_7 = D_3 + 6\sqrt{D_3}$.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.

b) Gußbeton verschiedener Mischungsverhältnisse.

Um nun festzustellen, ob die Formel auch für verschiedene Wasserzusätze stimmt, wurde die Kurventafel 10 aufgezeichnet. Die Festigkeiten sind dem Werk von Bethke „Das Wesen des Gußbetons“⁶⁾ entnommen. Es ergibt sich, daß auch bei Gußbeton 1:4 und 1:6 die Formel befriedigende Ergebnisse zeitigt.

Berechnung der 7-Tage-Normenfestigkeiten aus den 3-Tage-Normenfestigkeiten.

Da bisweilen auch die Berechnung der 7-Tage-Normenfestigkeiten aus den 3-Tage-Normenfestigkeiten erwünscht ist, wurden in Kurventafel 11 von zahlreichen im Forschungsinstitut untersuchten Zementen die 7-Tage-Festigkeiten auf die entsprechenden Ordinaten der 3-Tage-Festigkeiten eingetragen. Auch hier herrscht eine Übereinstimmung, die befriedigend ist. Die Streuung ist naturgemäß etwas größer als bei der Berechnung der 28-Täger aus den 7-Tägern, da nach 3 Tagen die charakteristischen Festigkeitseigenschaften eines Mörtels noch nicht so scharf ausgeprägt sein können als nach 7 Tagen.

Gegenüberstellung der gefundenen und der aus den Anfangsfestigkeiten berechneten Endfestigkeiten für 16 Zemente.

Zum Schluß wurden noch in Kurventafel 12, um einen raschen Überblick über die Fehlergrenzen zu ermöglichen, die gefundenen 7-Tage-Festigkeiten und die aus ihnen berechneten und gefundenen 28-Tage-Festigkeiten für Beton 1:7 eingetragen. Die drei obersten Kurven der Tafel 12 zeigen die Ergebnisse für 16 verschiedene Zemente. Der annähernd über-

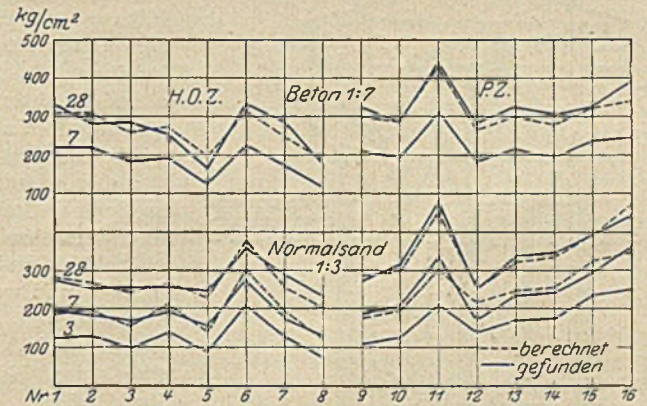
einstimmende Verlauf der gestrichelten (berechneten) und ausgezogenen (gefundenen) oberen Linie beweist die Richtigkeit der Formel.

Im unteren Teil der Kurventafel 12 wurden die Normenfestigkeiten in ähnlicher Weise eingetragen, und zwar die aus den 3-Tage-Festigkeiten berechneten und die gefundenen 7-Tage-Festigkeiten und die aus den gefundenen 7-Tage-Festigkeiten berechneten und die gefundenen 28-Tage-Festigkeiten. Auch hier herrscht ein durchaus befriedigender übereinstimmender Verlauf der Linien. In letztgenannter Kurventafel 12 sind Hochofenzement und Portlandzement ausinandergelassen, um zu zeigen, daß zwischen den Zementarten ein Unterschied bei der Berechnung nicht besteht.

Zusammenfassung.

Die Vorausberechnung der 7-Tage-Festigkeiten aus den 3-Tage-Festigkeiten sowie der 28-Tage-Festigkeiten aus den 7-Tage-Festigkeiten ist unter Zuhilfenahme der Formel $D_{28} = D_7 + 6\sqrt{D_7}$ bzw. $D_7 = D_3 + 6\sqrt{D_3}$ ohne weiteres mit genügender Genauigkeit möglich unter der Voraussetzung, daß der Beton in beiden Perioden der Erhärtung (0-7 Tage und 7-28 Tage) den gleichen Verhältnissen (Temperatur, Lagerungsart usw.) ausgesetzt ist. Falls während des zweiten Teiles der Erhärtung andere Verhältnisse eintreten, beispielsweise von der Wasserlagerung zur Luftlagerung übergegangen wird (Normen!), gilt die Formel nicht, sondern es sind andere Formeln zugrunde zu legen. Beispielsweise bei der kombinierten Lagerung die Formel $D_{28cb} = D_{7w} + 10\sqrt{D_{7w}}$.

Ist also für ein Bauwerk die Vorausberechnung der Festigkeiten erwünscht, so sind 7-Tage-Würfel aus denjenigen Ze-



Kurventafel 12.
Gegenüberstellung der gefundenen 3-, 7- und 28-Tage-Festigkeiten mit den berechneten 7- und 28-Tage-Festigkeiten für Beton 1:7 und Normenkörper 1:3 (8 Hochofenzemente und 8 Portlandzemente).

menten, Zuschlagstoffen und in demjenigen Mischungsverhältnis, das angewendet werden soll, anzufertigen. Aus den so erhaltenen 7-Tage-Festigkeiten können dann die 28-Tage-Festigkeiten berechnet werden.

Auch für den Zementfabrikanten und das Prüfungslaboratorium sind die Formeln von Wichtigkeit, da sie die zu erwartende Normenfestigkeit aus den 3- bzw. 7-Tage-Festigkeiten zu berechnen erlauben.

⁵⁾ P. May, Prakt. Winke f. Zem. u. Beton, Berlin 1925, Ernst & Sohn, Seite 62, 103, 105, 113.

⁶⁾ G. Bethke, Das Wesen d. Gußbetons, Berlin 1924, J. Springer, S. 29.

ENT- UND BELÜFTUNGSANLAGE DES IM BAU BEFINDLICHEN HUDSONTUNNELS (THE HOLLAND TUNNEL) IN NEW YORK.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

22.11.26

Übersicht. In Ergänzung des im „Bauingenieur“, 1925, Heft 21, Seite 664—666, erschienenen Aufsatzes „Über den Bau des neuen Tunnels unter dem Hudsonfluß zwischen New York und Jersey (Vehicular Tunnel)“ wird im nachfolgenden über eine neuartige Ent- und Belüftungsanlage berichtet, die bei diesem Tunnel ausgeführt werden soll.

Da man bislang keinerlei Erfahrung in der Ent- und Belüftung langer Tunnelstrecken, die dauernd von einer sehr großen Zahl von Autos befahren werden, besaß, hat das „U. S. Bureau of Mines“ eingehende Versuche ausgeführt, um die Verunreinigung der Luft durch Autoabgase festzustellen. Die Auswertung dieser Versuche führte zu einer neuartigen Ent- und Belüftungsanlage, die im nachfolgenden näher erläutert werden soll.

Die früher gebauten Tunnel gleicher Art, wie die Blackwell- und Rotherhithtunnel in London, sowie der Elbtunnel

angetriebene Fächerventilatoren aufgestellt, die die frische Luft in den Tunnel hineinblasen bzw. die verbrauchte Luft absaugen. Der Vorgang der Ent- und Belüftung wird im Schachtquerschnitt (Abb. 2) anschaulich gezeigt.

Da der Tunnel fast nur für den Verkehr von Autos bestimmt ist, waren für die Festlegung der Ent- und Belüftungseinrichtung folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Beschaffenheit und Menge der Autoabgase,
2. Menge reiner Luft, die zugeführt werden muß, um die Abgase zu beseitigen,
3. Bauart der Ent- und Belüftungsvorrichtung.

Die vom „U. S. Bureau of Mines“ angestellten Untersuchungen ergaben, daß die Abgase der Autos eine sehr erhebliche Menge von Kohlenoxyd (CO) enthalten, das giftig ist und selbst in kleinen Mengen Schädigungen des menschlichen Organismus herbeiführt. Alsdann wurde diejenige Menge frischer Luft ermittelt, die die Wirkung des Kohlenoxyds aufzuheben vermag.

Um die Versuche der späteren Wirklichkeit möglichst genau anzupassen, wurde ein Modell-

tunnelstück gebaut, in das ein Auto hineinge-

fahren wurde, dessen Motor nach erfolgter Abdichtung des Tunnelstücks eine bestimmte Zeitspanne mit offenem Auspuff arbeitete. Nach Ablauf dieser Zeit nahm man, ohne das Tunnelstück zu öffnen, Luftproben an verschiedenen Stellen des Querschnitts. Es zeigte sich, wie zu erwarten war, daß sich das Kohlenoxyd am Boden des Tunnels ansammelte. Man blies frische Luft abwechselnd an der Decke und am Boden des Versuchstunnels ein, wobei man jeweils an der der Luftzuführung entgegengesetzten Seite des Tunnels

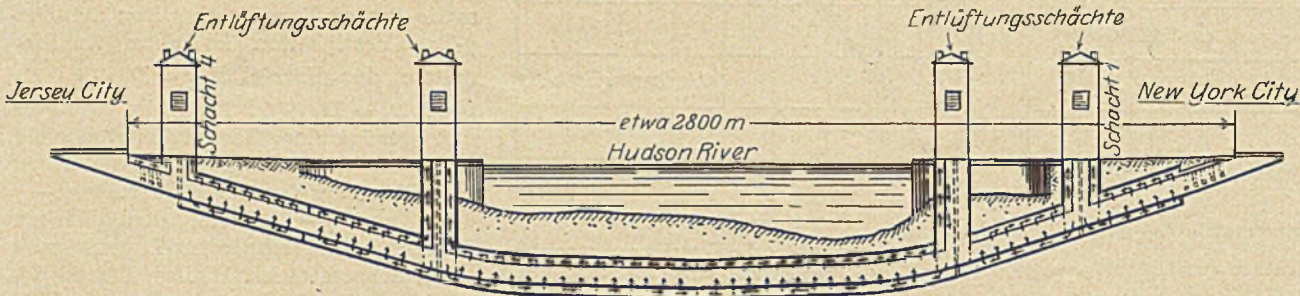


Abb. 1. Schematischer Längsschnitt durch den Tunnel.

in Hamburg, sind zu einer Zeit entstanden, in der das Auto nicht die Bedeutung für den Straßenverkehr hatte, wie es heute der Fall ist. Diese Tunnel sind zudem erheblich kürzer als der

etwa 2800 m lange „Holland - Tunnel“. Die natürliche Entlüftung durch die Tunnelmunde wurde bei ihnen als ausreichend erachtet. Der „Holland - Tunnel“ wird infolge des außerordentlich großen Verkehrsbedürfnisses zwischen New York und New Jersey, und weil die vorhandenen Fährschiffverbindungen über den Hudsonfluß völlig unzulänglich und unzeitgemäß sind, voraussichtlich sehr bald seine berechnete Höchstleistung von

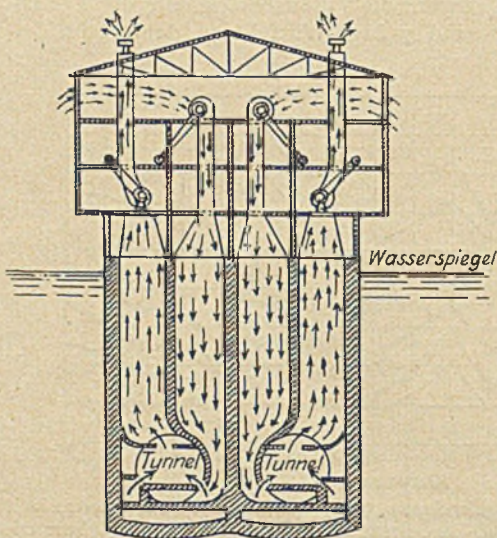


Abb. 2. Querschnitt durch einen Schacht.

etwa 1800 Autos in der Stunde erreichen. Eine ausreichende Ent- und Belüftungsanlage größtmöglicher Betriebssicherheit ist daher notwendig.

Für den Hollandtunnel sind vier Schächte vorgesehen, die der Zuführung frischer Luft und der Abführung verbrauchter Luft dienen sollen (s. Abb. 1). Jeder Schacht hat acht schornsteinähnliche Abteilungen (s. Abb. 2 und 3), von denen je zwei für die Luftzuführung und für den Luftabzug jedes der beiden einander parallel laufenden Tunnelrohre bestimmt sind. Im oberen Stockwerk der Entlüftungsschächte sind elektrisch

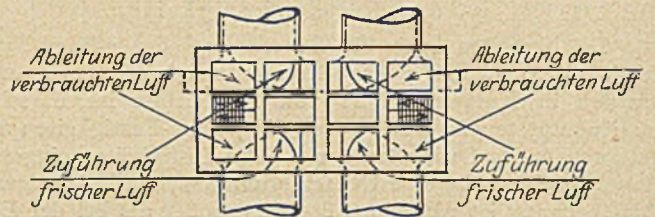


Abb. 3. Aufsicht auf einen Schacht.

für Abzug sorgte. Das Ergebnis dieser Untersuchungen zeigte, daß die rascheste Erneuerung der Luft eintrat, wenn der Abzug an der Decke und die Frischluftzuführung am Tunnelboden lagen. Schließlich wurde durch die Versuche noch festgestellt, daß in dem Tunnel unter Zugrundelegung des Größtverkehrs die Luft im Laufe einer Stunde 42 mal erneuert werden muß, um gesundheitlich einwandfreie Verhältnisse zu schaffen.

Nach den neuesten Bauberichten ist der „Hollandtunnel“ soweit fertiggestellt, daß er im Spätherbst 1926 dem öffentlichen Verkehr freigegeben werden kann. Es fehlen nur noch einige Ergänzungsarbeiten an den Tunnelmunden und die Befestigung der Fahrbahnen. Für den Tunnelbau sind etwa 500 000 m³ Erd- und Felsbewegung ausgeführt sowie etwa 150 000 t Eisen und etwa 130 000 m³ Beton eingebaut worden. Nach dem letzten Revisionsanschlag betragen die Baukosten 49 Mill. \$.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wirtschaftlicher Bauvorgang für Eisenbetonbehälter.

Für das neue Wasserwerk von Kansas-City (Missouri) waren auf einer Fläche von 5,6 ha herzustellen vier runde Behälter von 60 m

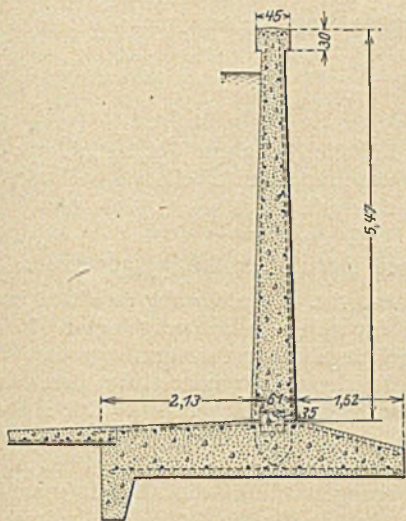


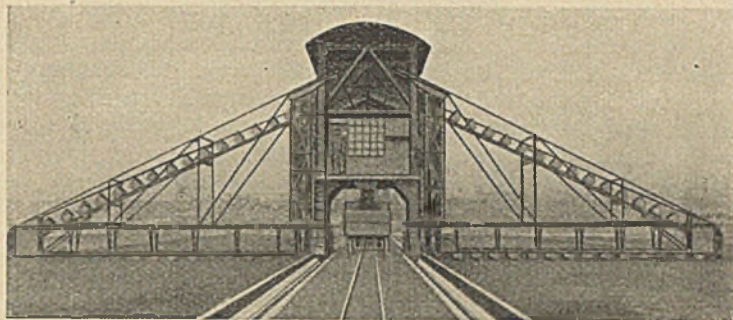
Abb. 1.

und zwei von 2 m Durchmesser (Abb. 1), drei rechteckige Behälter von 100x94 m und zwei von 110x77 m, alle 5,5 m hoch, mit zusammen rd 26 000 m³ Eisenbeton. Bei dieser Betonmenge wären Gießtürme oder Kabelkrane zu teuer geworden, die Behälter sind deshalb von einer Betonmischanlage mit zwei Mischmaschinen mittels Bauzügen und Drehkranen auf Raupenschleppern (Abb. 2) gegossen worden. Bei den großen runden Behältern lief das Baugleis innen entlang, bei den kleinen bestrich der Drehkran von der Mitte aus den ganzen Umfang, die Schalung wurde aus 6 m langen Tafeln für je 30 m Wandlänge vom Drehkran versetzt. Bei den rechteckigen Behältern waren die Abschnitte 22 m lang und

zubauen, so tritt damit auch die Frage einer rationellen Entleerung der Becken und des Verladens der gewonnenen Schlammmassen mittels geeigneter maschineller Anlagen in den Vordergrund.

Durch eingehendes Studium dieses Problems und an Hand ausgedehnter Versuche ist es der Firma Jacob Hilgers in Rheinbrohl gelungen, eine Schlammaushebe- und Verlademaschine zu bauen, die, wie die Abbildung veranschaulicht, die verlangten Aufgaben löst.

Die Maschine ist derart gebaut, daß gleichzeitig aus zwei gegenüberliegenden Schlammbeeten das darin abgesetzte Material mittels



der an dem mittleren Portal nach beiden Seiten hin angeordneten Ausleger herausgehoben werden kann.

Je nach der Tiefe der Schlammbecken können die Ausleger, in vertikaler Richtung am Mittelportal verschiebbar, höher oder tiefer eingestellt werden, und zwar jeder Ausleger unabhängig von dem andern.

Die Schürfbecher, welche den Schlamm aus den einzelnen Becken herausholen, haben eine auf Grund von Versuchen festgelegte eigenartige Form, um den zähen Schlamm mit Sicherheit aufzugreifen und ihn in den Sammelbunker zu entleeren, der sich im oberen Teile des mittleren Portals befindet.

Sobald Schlamm aus dem Bunker entnommen werden soll, wird das hierfür in Frage kommende Transportgerät unter die Auslauföffnung des Bunkers gefahren, der Verschußschieber geöffnet und das Material nach Belieben herausgelassen.

Der ganze Schlammleerungs- und -verladeapparat läßt sich sowohl in der Längsrichtung als auch quer verfahren, so daß also eine beliebig große Zahl von hintereinanderliegenden Schlammbeeten entleert werden kann.

Der Schlammauslader wurde auf Anregung von Oberbaurat Sohler vom Tiefbauamt der Stadt Stuttgart entworfen und erstmalig auch für die Reinigung der Kläranlage der Stadt Stuttgart geliefert; hier arbeitet er zur vollen Zufriedenheit der vorgenannten Behörde.

Die Maschine fördert in der Stunde, wenn beide Ausleger arbeiten, rd. 50 m³ Schlamm in den Sammelbunker, wobei der Kraftverbrauch ein sehr geringer ist.

Für die Bedienung des Apparates ist nur ein Arbeiter notwendig, der auch das Verladen des Schlammes besorgt.

Der Schlammverlader findet auch bei Sickerbeckenanlagen zur mechanischen Ausräumung des sich in den Becken absetzenden Kohlen-schlammes Verwendung.

M. F.

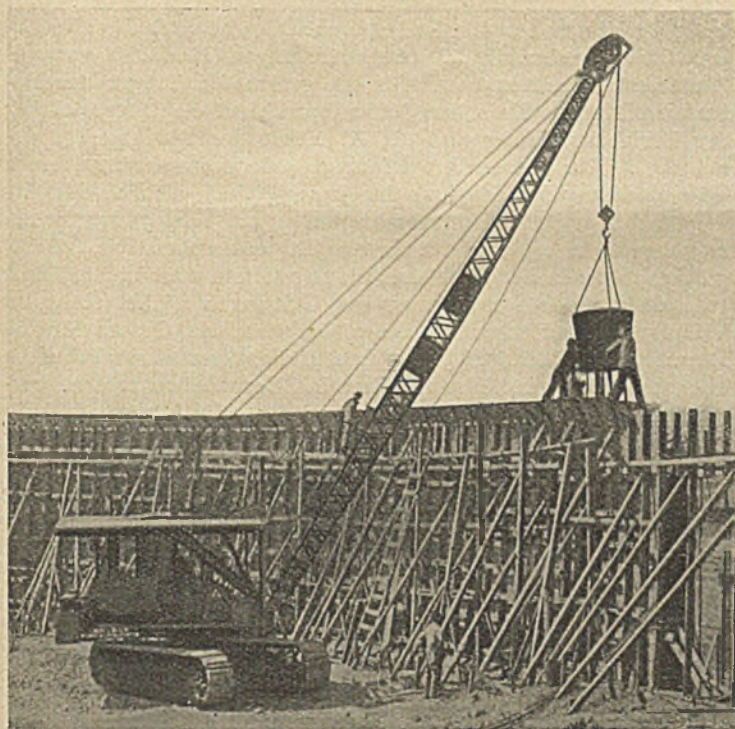


Abb. 2.

die Schalung wurde im ganzen von den Baulokomotiven weitergeschleppt. Die Baugeräte haben rd. ein Drittel derjenigen für Kabelkranbetrieb gekostet. (Nach Engineering News-Record vom 20. Mai 1926, S. 808—810 mit 5 Abb.)

Maschinelle Schlammverladung für Kläranlagen.

Zur Zeit wird bei den meisten vorhandenen Kläranlagen der ausgefaulte Schlamm auf besonderen Schlamm-trockenplätzen — Sickerbecken — an der Luft getrocknet. Dieser getrocknete Schlamm wird in der Regel von Hand verladen und dann als Düngemittel an die Landwirtschaft verkauft.

Da nun die Städte immer mehr dazu übergehen, große Kläranlagen für ihre Abwässer zu schaffen oder vorhandene Anlagen aus-

Versuche mit hochwertigem Beton.

Auf die Erwiderung des Herrn Dipl.-Ing. Merkle in Heft 24, Seite 484, habe ich zu bemerken, daß ich in keinem Satz meiner Abhandlung in Heft 35/1925 das Verhältnis Laststufe des ersten sichtbaren Risses: rechnermäßiger Nutzlast mit Rissesicherheit bezeichnet habe. Ich habe auch nicht behauptet, daß der hochwertige Beton eine geringere Rissesicherheit hat als der normale Portlandzementbeton. Ich warnte nur vor frühzeitiger Belastung von Bauwerken aus hochwertigem Portlandzementbeton mit der vollen rechnermäßigen Nutzlast, nicht etwa im Interesse der Bruchsicherheit, sondern im Interesse der Rissesicherheit.

Die neuen Eisenbetonvorschriften 1925 schreiben in § 12, Ziffer 4, vor: „Wird hochwertiger Zement verwendet, so können die Probelastungen je nach der Spannweite bereits nach 21 bis 28 Tagen vorgenommen werden.“ Ferner in § 12, Ziffer 6: „Bei Probelastungen von Brückenbauten und anderen Bauwerken, bei denen sichtbare Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, sind höchstens die wirklichen, der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten aufzubringen.“

Ich gebe zu, daß beim Bauwerk im großen die Laststufe der ersten sichtbaren Risse sich nicht in so niedrigen Grenzen bewegen wird wie bei den Laboratoriumsversuchen mit Balken ohne Querbewehrung, trotzdem aber erscheint mir eine Warnung vor frühzeitiger

Belastung mit der vollen rechnungsmäßigen Nutzlast unter der vorgeschriebenen Zeit von 21 bis 28 Tagen angebracht, und empfehle ich, daß besonders bei Eisenbahnbrücken der größere Zeitraum von 28 Tagen gewählt wird.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß in der Zeitschrift „Bautechnik“, Heft 9, vom 26. 2. 1926, der bekannte Eisenbetonforscher und Eisenbahnfachmann Oberbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle in seinem Aufsatz: „Die neuen Eisenbetonbestimmungen für die Berechnung von Straßen- und Bahnbrücken“ zu ähnlichen Schlüssen kommt, wie ich sie aus meinen Versuchen gezogen habe. Es heißt dort auf Seite 110: „Vor frühzeitiger Inbetriebnahme und voller Belastung der aus hochwertigem Zement hergestellten Brückenbauwerke muß

weniger wegen der Bruchgefahr als im Interesse der Rissesicherheit gewarnt werden. Bei stahlbewehrten Balken treten Risse schon unter wesentlich niedrigeren Belastungsstufen auf als bei den mit Handeisen bewehrten Balken. Wegen des geringeren Gleitwiderstandes der Stahlbewehrung ist die Hafrißgefahr größer als bei der Flußeisenbewehrung.“

Damit glaube ich die Erörterungen über meine Versuchsergebnisse vorläufig als erledigt betrachten zu können und möchte sie erst dann wieder fortsetzen, wenn von anderer Seite Berichte über ähnliche Versuche veröffentlicht sein werden.

Leipzig, 20. Juni 1926.

Dr. Skall.

Hiermit schließt die Schriftleitung die Aussprache.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Anträge zum Ausbau der Erwerbslosenfürsorge:

Die sozialdemokratische Reichstagsfraktion hat im Sozialpolitischen Ausschuß des Reichstages beantragt, daß ein Unterausschuß eingesetzt wird, der unverzüglich eine Neuregelung der Erwerbslosenfürsorge unter Berücksichtigung folgender Fragen vorbereiten soll:

1. wesentliche Erhöhung der Unterstützungssätze;
2. Aufhebung der Bedürftigkeitsprüfung;
3. Verlängerung der Unterstützungsdauer;
4. Beseitigung der Pflichtarbeit;
5. Schutz der älteren Arbeiter und Angestellten.

Weiter ist beabsichtigt, dem Reichstag den Entwurf eines Notgesetzes, das den Achtstundentag sicherstellt, vorzulegen. Durch dieses Gesetz soll jede Überarbeit über 8 Stunden hinaus verboten und damit die Beschäftigung einer größeren Zahl von Arbeitskräften erreicht werden.

Der Antrag fordert derartige Beschleunigung der Arbeiten des Unterausschusses, daß dem Plenum des Reichstages bereits beim Zusammentritt am 3. November d. J. eine Vorlage unterbreitet werden kann.

Im Sozialpolitischen Ausschuß haben sich der Reichsarbeitsminister, der Reichsfinanzminister und der Reichswirtschaftsminister gegen die Erhöhung der Unterstützung, gegen die Aufhebung der Bedürftigkeitsprüfung und gegen die Verlängerung der Unterstützungsdauer ausgesprochen. Den langfristigen Erwerbslosen soll vielmehr dadurch geholfen werden, daß sie zu Notstandsarbeiten überwiesen werden, um dort Gelegenheit zu haben, erneut den Anspruch auf Arbeitslosenunterstützung zu erwerben.

Die ablehnende Haltung der drei Reichsminister gegen die sozialdemokratischen Vorschläge kann nicht damit abgetan werden, daß man der Regierung Verständnislosigkeit für die soziale Not vorwirft. Der wahre Grund für den Widerstand, den die Regierung gegen eine weitere Belastung der Reichsfinanzen durch reine Erwerbslosenunterstützung leistet, dürfte vielmehr darin zu suchen sein, daß die finanzielle Leistungsfähigkeit des Reiches bis aufs Äußerste angespannt ist. Wie im sozialpolitischen Ausschuß vom Reichsfinanzminister ausgeführt wurde, muß das Reich jede Mehrausgabe unterlassen, wenn ein Defizit vermieden werden soll. Allein für die Unterstützung der Erwerbslosen sind in den letzten Monaten vom Reich aufgewendet worden:

April	28,7 Mill.
Mai	23,8 „
Juni	23,6 „
Juli	26,6 „
August	21,2 „

Gleich hohe Aufwendungen haben die Länder gehabt, ein entsprechender Anteil — ein Neuntel — entfiel auf die Gemeinden. Die etatsmäßigen Mittel des Reiches für diese Zwecke sind erschöpft. Die Annahme der sozialdemokratischen Anträge ist nur möglich, wenn der Reichsetat überschritten und eine Verschuldung des Reiches in Kauf genommen wird.

Die gespannte Finanzlage macht sich bereits auch hinsichtlich der Finanzierung des Arbeitsbeschaffungsprogramms fühlbar. Auch hier scheitert das Ingangkommen geplanter größerer Arbeiten an der Schwierigkeit der Finanzierung. Es

leuchtet ohne weiteres ein, daß die Annahme der sozialdemokratischen Anträge die Verwirklichung des Arbeitsbeschaffungsprogramms unmöglich machen muß.

Zum Gesetzentwurf eines Berufsausbildungsgesetzes.

Im September dieses Jahres ist in Anlehnung an einen im Jahre 1923 vom Reichsarbeitsministerium vorgelegten Referentenentwurf der „Entwurf eines Berufsausbildungsgesetzes“ in gemeinsamer Fassung des Reichsarbeitsministeriums und des Reichswirtschaftsministeriums fertiggestellt worden. Der Entwurf ist insofern zu begrüßen, als er das Ziel hat, die seit Jahren zwischen der Industrie und dem Handwerk schwebenden unproduktiven Auseinandersetzungen über die Lehrlingsausbildung dadurch beizulegen, daß er für die Industrielehrlinge, für die eine gesetzliche Regelung bisher fehlte, einen geordneten Lehrgang und eine Abschlußprüfung in ähnlicher Weise vorsieht, wie dies für die Handwerkslehrlinge in der Gewerbeordnung bereits bisher der Fall ist. Mit Recht hält der Gesetzentwurf die gesetzlichen Berufsvertretungen (Handelskammern, Handwerkskammern usw.) für die geeigneten Träger der Berufsausbildung. Sie sollen dementsprechend die Überwachung der Berufsausbildung und die Abnahme der Prüfungen übernehmen. Der Gesetzentwurf neigt jedoch insofern zu einer Überspannung des Schutzes der Jugendlichen, als sich das Gesetz nicht nur auf Lehrlinge, sondern auf alle Jugendlichen zwischen dem 14. und 18. Lebensjahr erstrecken soll, gleichgültig, ob sie in der Berufsausbildung stehen oder nicht. Eine so weit gehende Ausdehnung des Geltungsbereiches steht im Widerspruch mit dem Sinn des Gesetzes, als Gesetz für die Berufsausbildung. Junge Leute, die, ohne einen Beruf zu erlernen, als jugendliche Arbeiter ins Berufsleben treten, verzichten damit auf eine Berufsausbildung. Sie können deshalb nicht unter Bestimmungen fallen, welche die Berufsausbildung zum Gegenstand haben. Auch in manchen anderen Einzelpunkten bedarf der Entwurf noch der eingehenden Beratung mit den daran interessierten Wirtschaftskreisen. Mit dem Grundgedanken des Gesetzes kann man sich jedoch schon jetzt einverstanden erklären.

Bau von Stahlhäusern in England. Gegen die Errichtung von Stahlhäusern war seitens des organisierten englischen Baugewerbes, insbesondere des Handwerks, heftiger Widerstand geleistet worden. Darauf ließ die Regierung auf Kosten des Staates 2000 Stahlhäuser errichten, um auf diese Weise die Bautätigkeit in Gang zu bringen. Nach einem jetzt vorliegenden Bericht haben die Bauverbände ihren Widerstand aufgegeben, nachdem in die Bauverträge die Bestimmung aufgenommen wurde, daß 10% der zur Herstellung von Stahlhäusern notwendigen Arbeiten von bauhandwerksmäßig ausgebildeten Arbeitern ausgeführt werden sollen. Nach dem Bericht schreitet die Durchführung des Bauprogramms rasch voran. Es sollen künftig in jedem Jahr 1000 Stahlhäuser errichtet werden. Zwischen dem Staat und den mit der Ausführung beauftragten Unternehmern ist vereinbart, daß bei Unterschreitung dieses Mindestsatzes für jedes fehlende Haus eine Vertragsstrafe von 40 £ zu entrichten ist, was etwa 12% der Baukosten eines Hauses ausmachen soll.

Asphaltose.

Die Schwierigkeiten und dauernden Aufwendungen an Geld und Arbeit, die aus der Neigung des Eisens, sich an feuchter Luft in Rost umzusetzen, entstehen, sind bekannt. Selbst die unter Beachtung aller notwendigen Erfordernisse aufgebrauchten Rostschutz-

farbhäute mit Firnis als Bindemittel sind und bleiben von relativ geringem Widerstand schon allein gegen die Einwirkung von Wasser, besonders aber gegen wässrige Auflösungen von Säuren und Alkalien aller Art. Mit der Wassereinwirkung ist fast bei allen Eisenkonstruktionen zu rechnen, vornehmlich leiden darunter die Eisenteile, auf denen infolge ihrer Lage das Wasser nicht sogleich abfließen kann. Hierdurch wird die Deckschicht erweicht, wasserdurchlässig und quillt auf, andererseits zerreißt sie beim Auftrocknen. Tritt nun noch die Wirkung z. B. der aus den Rauchgasen stammenden, leicht in Wasser sich lösenden schwefligen Säure, der Kohlensäure, des Schwefelwasserstoffes oder des Ammoniaks, der Alkalien und der Säure der Flugasche hinzu, so ist die Widerstandskraft völlig unzulänglich. Das ist nicht verwunderlich, denn der Firnis, der ja als kittendes Element der Träger des Zusammenhaltes ist, wird durch Säuren und Alkalien selbst ganz schwacher Lösung chemisch zersetzt. Außerdem wird der andere Hauptbestandteil, der Farbkörper — Bleiweiß, Zinkoxyd usw. — chemisch gleichfalls völlig verändert, so z. B. durch Schwefelwasserstoff, durch mineralische oder organische Säuren, Soda, Ammoniak, Licht und Luft usw.

Die geschilderten Zerstörungsbedingungen finden sich bei der Mehrzahl aller zu schützenden Eisenbauwerke.

Nun gibt es von der Natur gebildete Stoffe, die weder vom Wasser noch von Säuren, Alkalien oder Salzen chemisch irgendwie verändert oder angegriffen werden und auch den Angriffen der Atmosphäre seit Jahrhunderten unverändert standgehalten haben, das sind die Asphalte.

Seit längerer Zeit kommt ein Anstrich unter der Handelsmarke „Asphaltose“ auf den Markt, der aus reinem Naturasphalt hergestellt wird, wobei auf sorgfältigste Auswahl der geeigneten Asphaltarten Bedacht genommen und dem Asphalt durch ein besonderes Verfahren die Eigenschaft verliehen wird, im Sommer und Winter ohne irgendwelche schädliche Veränderungen fest und unveränderlich zäh auf dem Untergrund zu haften.

Die Vorteile des neuen Anstriches gegenüber Leinölfirnisfarben usw. sind: Völlige chemische Indifferenz gegen Luft, Licht, Feuchtigkeit, Gase und Flüssigkeiten, Säuren, Alkalien und Salze aller Art, gegen Soda, Seifen, Ätzelungen, Zuckerlösungen, Spiritus höchster Konzentration, schweflige Säuren, Schwefelwasserstoff, Ammoniak, Wasser und alle wässrigen Lösungen von Säuren, Alkalien usw. Und zwar können Wasser und wässrige Lösungen z. B. von Säuren oder

Alkalien aller Art, auch Alkohol jahrelang einwirken, ohne den Anstrich irgendwie zu verändern oder selbst vom Anstrich verändert oder nachteilig beeinflusst zu werden.

Somit ergibt sich ein sehr weites Anwendungsgebiet für diesen Anstrich. Er kommt nicht nur vornehmlich für den Berg-, Hütten- und Salinenbetrieb und die chemische Industrie in Frage, sondern auch für Brücken, Hoch- und Untergrundbahnen, Eisenkonstruktionen aller Art, besonders solche, die der Einwirkung von Wasser und Säuren usw. ausgesetzt sind, wie z. B. Trinkwasserbehälter, wo er im besonderen noch den Vorzug besitzt, keinerlei Geschmacksstoffe an das Wasser abzugeben.

„Asphaltose“-Anstriche bedeuten um so mehr einen Fortschritt auf dem Gebiet der Schutzmittel, als jeglicher Mennigeanstrich und sonstiger Voranstrich sich erübrigt.

Jahresversammlung des Normenausschusses der Deutschen Industrie.

Im Rahmen seiner Herbstsitzungsreihe veranstaltet der Normenausschuß der Deutschen Industrie am Sonnabend, dem 6. November, vormittags 10 Uhr, im Großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, seine Jahresversammlung.

Auf der Tagesordnung stehen neben der Ansprache des Vorsitzenden, Herrn Baurat Neuhaus, drei Vorträge, die sämtlich das Thema „Die Normung im täglichen Leben“ behandeln. Es werden sprechen Herr Prof. Gropius, Direktor des Bauhauses in Dessau über „Normung und Wohnungsnot“, Frau Dr. Marie-Elisabeth Lüders, M. d. R., über „Normung und Hauswirtschaft“ und Herr Prof. Dr. Hoffmann, Direktor des Hauptgesundheitsamtes der Stadt Berlin über „Normung und Krankenpflege“.

M. E. D. 9 Bukarest.

Es ist geplant, zur Feier des zehnjährigen Gründungstages der M. E. D. 9, Bukarest, Ende November oder Anfang Dezember 1926 einen „M. E. D. 9-Tag“ in Berlin (zwangslose Zusammenkunft) zu veranstalten. Alle ehemaligen Angehörigen der M. E. D. 9 und ihrer Formationen, die Interesse an dieser Idee und die Absicht haben, sich an der Zusammenkunft zu beteiligen, werden gebeten, ihre sowie bekannte Anschriften anderer Herren an Oberstleutnant a. D. Möslinger, München, Hohenzollernplatz 1, II, einzusenden.

PATENTBERICHT.

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

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 23. September 1926.

- Kl. 19 a, Gr. 2. R 62 904. Max Rüping, München, Bayerstr. 47. Ausfütterung von Holzschwellen an den Schienenaufstellstellen. 19. XII. 24.
- Kl. 20 a, Gr. 14. C 37 630. Josef Cervenka, Ossek bei Dux, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Ingrisch, Pat.-Anw., Barmen. Anordnung von Tragrollen für die Seile, insbes. bei Bogenstationen von Seil- und anderen Bahnen. 24. XII. 25.
- Kl. 20 a, Gr. 14. H 106 078. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Straße 7F. Schrägaufzug mit seilfreien und weichenlosen Fahrgleisen. 3. IV. 26.
- Kl. 20 a, Gr. 14. H 106 079. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Straße 7F. Schrägaufzug mit Zwischenwagen. 3. IV. 26.
- Kl. 20 h, Gr. 6. H 100 416. Viktor Halstrick, Herne i. Westf., Strünkeder Straße. Vorrichtung zum Aufgleisen von Förderwagen. 4. II. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 7. P 40 063. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Beschleunigungsantrieb für Eisenbahnwagen; Zus. z. Pat. 418 223. 31. X. 24.
- Kl. 35 b, Gr. 1. A 45 249. ATG., Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Verschiebbare Wand zur Freigabe der Durchfahrt von Kranen. 16. VI. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 1. M 90 101. Maschinenbau A.-G. Tigler, Duisburg-Meiderich. Kurvenfahrwerk für Verladebrücken o. dgl. 11. VI. 25.
- Kl. 37 e, Gr. 11. F 53 005. Jean Daniel Gustave Fontaine, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Karl Walther, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schildartige Wandverschalung. 30. XI. 22. Frankreich 23. XII. 21 u. 24. X. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 1. S 73 577. „Soliditit“ Societa Anonima Italiana, Rom; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hi sch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Verbesserung von Zement. 3. III. 26. Italien 3. III. 25.
- Kl. 84 c, Gr. 2. D 46 331. Roger Daubin u. Georges Boutet, Argenteuil, Frankreich; Vertr.: P. Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Vortreiber und Vorrichtung zum Herstellen von Betonwänden im Erdreich. 10. X. 24. Frankreich 12. X. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 23. September 1926.

- Kl. 19 a, Gr. 28. 435 159. Firma „Eintracht“ Braunkohlenwerke und Brikettfabriken A.-G., Welzow, N.-L. Auf dem Gleise fahrbare Schwellen-Verschiebemaschine. 4. V. 24. M 84 828.
- Kl. 20 a, Gr. 6. 435 268. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bahn zur Massenbeförderung von Personen. 30. IX. 24. K 91 147.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 435 021. Fa. Otto Preßler, Dr. Heinrich Geffcken, Stallbaumstr. 9, u. Dr. Hans Richter, Wiederitzscher Straße 3, Leipzig. Scheinwerfer für Signalzwecke, insbes. für Eisenbahnsignallampen. 10. V. 25. G 64 279.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 435 309. General Railway Signal Company, Rochester, New York, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Vorrichtung zur Einstellung der Lichtquelle bei Lampen mit Kondensatorlinse, insbes. für Eisenbahnsignale. 25. XII. 25. G 66 117.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 435 022. Wilhelm Brönstrup, Norderney, Poststr. 1. Vorrichtung zur Sicherung von Eisenbahnfahrzeugen gegen das Überfahren von Haltesignalen. 17. II. 25. B 118 198.
- Kl. 42 c, Gr. 9. 435 228. Mart Sander, Hapsal, Estland; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Feldmeßgerät mit Zeichenvorrichtung. 1. IV. 23. S 62 564.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 435 065. Heinrich Ruef, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Mischmaschine mit zweiteiliger Mischtrommel. 19. IV. 25. R 64 035. Schweiz 14. III. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 435 066. Emil Sprenger, Goldach, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zur Herstellung von Mischungen, insbes. Betonmischungen. 25. II. 22. S 59 002.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 435 128. Kurt Arthur Rammer, Mügeln, Bez. Leipzig. Mischmaschine für Beton, Mörtel u. dgl. 17. I. 24. R 60 108. Schweiz 24. I. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 435 193. Heinrich Hirzel G. m. b. H., Leipzig-Plagwitz. Zweiteilige Mischtrommel, deren Teile zwecks Öffnens und Schließens axial gegeneinander verschiebbar sind. 2. III. 25. H 100 838.
- Kl. 80 a, Gr. 34. 435 070. Hans Siegwart, Luzern, Schweiz; Vertr.: O. Zoepke, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren und Maschine zur Herstellung von Betonröhren u. dgl. durch schraubenförmiges Aufwickeln eines Betonstreifens auf einen Formkern. 28. IV. 23. S 62 760. Schweiz 21. IV. 23.

- Kl. 80 a, Gr. 34 435 195. Johan van Item, Bremen, Ellhornstr. 26. Einrichtung zur Nachbehandlung frisch gepreßter oder gestampfter Schlackensteine. 23. VI. 23. J 23 807.
- Kl. 80 a, Gr. 48. 435 071. Hans Beierbach, Mannheim, Schwetzingen Straße 53. Vorrichtung zur Herstellung von eisenbewehrten Betonplatten zu mehreren übereinander. 30. I. 23. B 108 165.
- Kl. 80 a, Gr. 48. 435 197. Friedrich Schlagintweit, Karlsruhe i. B., Hertzstr. 2. Formvorrichtung zur Herstellung von Eisenbetonträgern. 14. VIII. 24. Sch 71 257.
- Kl. 80 a, Gr. 49. 435 072. Emile Victor Preuss, Ixelles-Bruxelles, Belgien; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W9. Verf. z. Mischen, Festrütteln u. Stampfen von Betonmörtel u. dgl. in einer Form. 28. VI. 22. P 44 481. Belgien 28. VI. 21.
- Kl. 80 a, Gr. 56. 435 073. Firma Moir-Buchanan Centrifugal Processes, Ltd., u. Kenneth Dundas, Glasgow, Schottland; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schleuderformmaschine zur Herstellung von Röhren, Säulen und anderen hohlen Werkstücken. 5. X. 24. M 86 607. Großbritannien 8. III. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 91. 435 203. Martin Venrath, Köln-Nippes, Simon-Meister-Str. 23. Klappkübel mit Bodenhaken. 25. XII. 24. V 19 802.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 435 296. Maschinenbau-Akt.-Ges. vormals Starke & Hoffmann, Hirschberg i. Schl. Walzenwehr für veränderlichen Stau. 13. XII. 23. B 112 008.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbibliothek für Bauingenieure. Herausgegeben von Robert Otzen. IV. Teil. Konstruktiver Ingenieurbau, II. Band. Der Holzbau. Grundlagen der Berechnung und Ausbildung von Holzkonstruktionen des Hoch- und Ingenieurbaus von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, berat. Ingenieur in Berlin. Mit 533 Textabbildungen. X u. 422 S. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis geb. RM. 45.—

In der uns vorliegenden Bearbeitung behandelt einer der führenden Ingenieure im Gebiete des Holzbaus, von dem das bekannte Werk „Hölzerne Dachkonstruktionen“ (Verlag Ernst & Sohn) stammt, den neuzeitlichen Holzbau in seiner ganzen Bedeutung und seinem vollen Umfange, mit Recht sich hierbei allerdings auf sein vorgenanntes Werk beziehend und daher die Dachkonstruktionen kürzer, aber dabei durchaus ausreichend besprechend. Letzteres ist um so eher möglich, als die Einzelheiten der Fachwerkausbildung in Holz bei den hierher gehörenden, verschieden gestalteten Bauten nicht allzu große Abweichungen aufweisen. Die Gestechnische Bearbeitung gliedert sich in die Hauptabschnitte:

1. Das Holz als Baustoff, anatomischer Aufbau, Wachstum, physikalische und technische Eigenschaften, Zerstörungen des Holzes, seine Konservierung, die Grundlagen der Festigkeitsberechnung und Roharten des Holzes.

2. Die Holzverbindungen, Verbindungsmittel, Stoßverbindungen, Knotenpunktverbindungen durch zimmermannmäßige Aneinanderarbeitung, neuartige Knotenpunktausbildungen durch besondere dübelartig wirkende Einlagen.

3. Die Tragwerke im allgemeinen, der verzahnte und verdübelte Träger, der unterspannte, gespreizte und versteifte Balken, das Hängewerk, das Sprengwerk, das vereinigte Hänge- und Sprengwerk, der Howesche Träger, der Bohlenbogen und neuere, ingenieurmäßig durchgebildete Tragwerke.

4. Dachkonstruktionen, Belastung, Sparren, Pfetten, Binder, das Zollbau-Lamellendach.

5. Hallenbauten und Tribünen, Speicherbauten, Turmbauten.

6. Brücken: Fahrbahn, Hauptträger (Balken- und Bogenbrücken aller Art in Vollwand- und Fachwerkform), hölzerne Pfeiler und Gerüstbrücken.

7. Baugerüste im Hochbau und im Brückenbau.

Schon die obige kurze Inhaltsangabe läßt einmal im Aufbau des Werkes, dann in ihrer Gesamtheit erkennen, daß es sich im vorliegenden Falle um ein großzügig angelegtes, auf wissenschaftlich-pädagogischer Höhe stehendes, das gesamte Gebiet umfassendes Werk handelt. Besonders wertvoll sind die den einzelnen theoretischen Erörterungen sich stets anschließenden Zahlenbeispiele, die allen Lesern sehr willkommen sein werden und sie in ihnen z. T. ferner liegende Gebiete aufs beste einführen. Hierzu kommen die hervorragend wiedergegebenen Abbildungen, namentlich auch der wichtigeren Einzelheiten der zahlreichen neuzeitlichen und in der Regel „Muster“-Ausführungen. Alles in allem stellt das Gestechnische Werk sich als das Buch dar, welches nach dem Stande der derzeitigen Literatur im Gebiete des Holzbaues als bestes zum Selbststudium und zur Benutzung in der Praxis uneingeschränkt dem akademischen Bauingenieur empfohlen werden kann.

M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 1. September wurde die Baustelle für die Untertunnelung des Landwehrkanals am Kottbuser Tor besichtigt. Die im Bau befindliche Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln unterfährt hier im Zuge des Kottbuser Damms und der Kottbuser Straße oberhalb der Kottbuser Brücke den Landwehrkanal. Mit der Ausführung dieser Bauarbeiten wurde von der Nordsüdbahn A.-G. die Siemens-Bauunion betraut. Der Bauleiter dieser Firma, Herr Dipl.-Ing. Bautze, hielt bei der Besichtigung den einleitenden Vortrag und leitete die Führung. Die Ausführung erfolgte abweichend von dem bisher in Berlin angewandten Bauverfahren in einem einzigen Bauabschnitt in offener Bauweise. Der Landwehrkanal ist zu diesem Zweck durch zwei Fangedämme, die ihrerseits durch eiserne Larsenspundwände eingefast sind, abgedämmt worden. In der zwischen den Fangedämmen entstandenen Kanalbaugrube ist der Untertunnel unter Absenkung des Grundwasserspiegels in trockener Baugrube errichtet worden. Die Ausführung der Arbeiten nach diesem an sich einfachsten Bauverfahren bedingte jedoch die Überwindung von zwei Hauptschwierigkeiten. Die eine lag darin, unter möglichster Rücksichtnahme auf die Schiffsverkehrsinteressen die erforderliche Sperrung des Kanals auf eine Mindestfrist zu beschränken, und zwar wurde seitens der Aufsichtsbehörden, nämlich der Reichswasserstraßenverwaltung und des Berliner Polizeipräsidiums, die Baugenehmigung von der Innehaltung einer Frist von vier Monaten abhängig gemacht, innerhalb der die bausausführende Firma den Einbau des Kanaltunnels bewerkstelligen sollte. Die zweite Schwierigkeit lag darin, auch während der Sperrung des Landwehrkanals nicht nur für eine ausreichende Spülung des Kanals, sondern auch für eine gesicherte Abführung des vom Landwehrkanal zur Entlastung des Hauptspreelaufes mitgeführten Wassers Sorge zu tragen.

Dem Verlangen der Wasserbaubehörde, den Landwehrkanal möglichst ausreichend zu spülen und den diesem zugeordneten Teil der gesamten Spreewassermenge sicher abzuführen, wurde hier durch

Anlage einer Heberleitung genügt. Es waren durchschnittlich 5 cbm/sec zu fördern.

Abweichend von der bei der Untertunnelung des Landwehrkanals an der Belle-Alliance-Brücke im Zuge der Nordsüdbahn angewandten Baumethode, wo zur Abführung des Wassers im zweiten Bauabschnitt eine mit Dichtung ausgekleidete Rinne diente, welche die hölzernen und eisernen Spundwände durchdrang, hatte im vorliegenden Fall die Firma ein neuartiges Verfahren vorgeschlagen, und zwar das Kanalwasser mittels einer Heberanlage über die Baustelle herüber zu hebern. Bei dem hierfür allein zur Verfügung stehenden Stau von 10 cm mußte die Heberleitung zur Abführung von 5 cbm/sec Durchflußwasser auf zwei Rohre von 1,50 m und fünf Rohre von 80 cm lichtigem Durchmesser dimensioniert werden. Während der in einem großen Teil des diesjährigen Sommers anhaltenden Hochwasserperiode hat die Heberanlage auch bei einem Stau von zirka 25 cm mit ungefähr 8 cbm/sec gearbeitet. Zur Ansaugung der Heberleitungen und zur gelegentlichen Auffrischung des Vakuums in den Heberrohren während der Betriebszeit diente eine mit zwei Wasserringelmopumpen ausgerüstete Vakuumzentrale, an die ferner auch die Grundwasserhaltungen mittels Fernleitung angeschlossen waren. Es sind auf diese Art mit einem geringsten Kraftaufwand von wenigen KW-Stunden während der gesamten Bauzeit nicht weniger als 50 Mill. cbm über die Baustelle herübergehebert worden.

Am Besichtigungstage waren die Bauarbeiten für den Tunnel fast beendet. Die von den Behörden gestellte Frist von vier Monaten war schon unterschritten worden.

Jahrbuch der D. G. f. B.

Die Arbeiten an dem Jahrbuch haben sich unvorhergesehenweise etwas verzögert, so daß die Versendung erst am 2. November 1926 erfolgen wird. Wir bitten daher unsere Mitglieder, erst auf Eingang des Buches in der Zeit vom 5. bis 15. November zu rechnen.