

VERSTÄRKUNG DER WIDERLAGER EINER BAHNBRÜCKE DURCH ELASTISCHE AUSSTEIFUNG.

Von Regierungsbaumeister Diplomingenieur J. Faerber, Stuttgart.

Die etwa 12 m hohen Widerlager einer eisernen Bahnbrücke zeigten Jahre hindurch eine ständige Bewegung, und zwar ergaben die sehr sorgfältig durchgeführten Beobachtungen eine Drehung um die vorderste Fundamentkante und eine geringe Gleitung der Fundamentsohle. Der eiserne Überbau stieß schließlich an das Kammermauerwerk an, so daß dieses vom Widerlagerkörper sich trennte und nach hinten abgeschoben wurde. Die Neuherstellung des Kammermauerwerks hatte keinen Erfolg, da die Bewegungen sich fortsetzten und schließlich auch die neu hergestellte Kammer zerstört wurde. Die Vorwärtsbewegung des Widerlagers hatte damals etwa 15 cm betragen und zeigte deutlich eine gewisse Beschleunigung¹, so daß für den Bestand des Bauwerks und die Betriebssicherheit der Bahnstrecke ernste Bedenken entstanden. In diesem Stadium wurde eine Reihe von Firmen aufgefordert, Abhilfsvorschläge zu machen, wobei als erschwerende Bedingung hinzukam, daß keinerlei Behinderung oder Einschränkung des Verkehrs auf der lebhaft befahrenen Strecke eintreten durfte. Der Verfasser hat dabei einen Entwurf ausgearbeitet, der sicherlich allgemeines Interesse verdient und, zumal er sich

während des vollen Betriebs sicher hätte leichtsinnig genannt werden müssen.

Es waren daher nur folgende Lösungsmöglichkeiten² in Erwägung zu ziehen:

1. Eine starre Aussteifung, entweder durch Heranziehung der Fahrbahnträger oder durch einen (bzw. mehrere) neu einzuziehenden Aussteifungsbalken oder Rahmen.
2. Eine elastische Aussteifung, deren Art und Wirkung weiter unten erläutert wird.

Zu 1. Zunächst hatte der bestehende eiserne Überbau schon eine gewisse aussteifende Wirkung, die jedoch durch die Größe der Reibung der verhältnismäßig leichten Tragkonstruktion auf den Auflagerplatten begrenzt wurde und praktisch um so weniger in Betracht kam, als bei jedem Durchfahren eines Zuges trotz des erhöhten Normaldrucks die Reibung

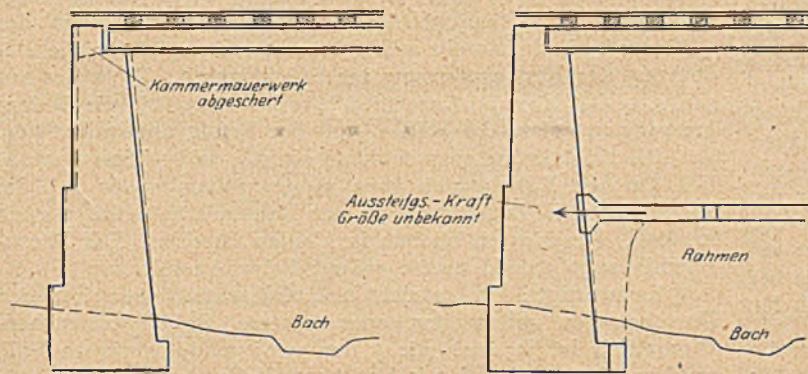


Abb. 1. Zustand vor der Ausbesserung.

Abb. 2. Starre Aussteifung.

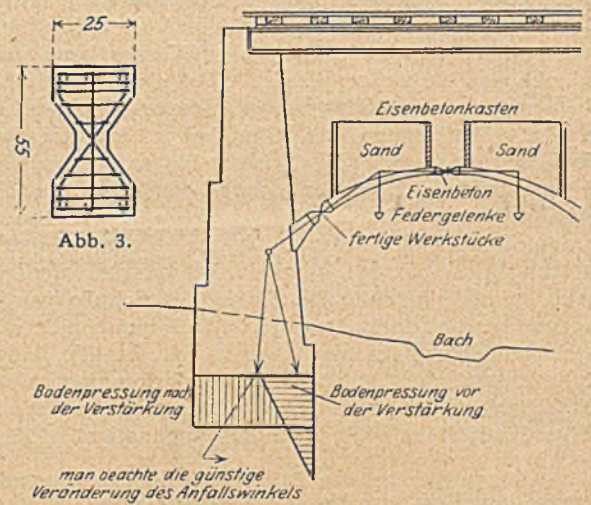


Abb. 4. Elastische Aussteifung.

bei und nach der Ausführung vollständig bewährte, nachstehend beschrieben werden soll.

Eine statische Untersuchung des Widerlagers ergab zunächst, daß selbst bei sehr günstigen Annahmen bezüglich des Erddrucks und der spezifischen Gewichte von Erde und Mauerwerk die Schlußkraft in der Bodenfuge sehr nahe an der Vorderkante lag und dort eine unzulässig hohe Bodenpressung hervorrufen mußte, trotzdem die Sohlenbreite bei anderer Lage der Schlußkraft reichlich groß gewesen wäre. Die Abhilfe mußte also im wesentlichen dadurch gesucht werden, daß diese Lage der Schlußkraft verändert wurde, denn eine Unterfangung der Widerlager, d. h. eine Änderung der Lage der Fundamentfuge, verbot sich hier wegen des sehr schlechten Untergrunds, der aus feinem, lehmigem, stark wassergesättigtem Sand bestand. Die notwendige Wasserhaltung hätte, abgesehen von den Kosten, Bewegungen im Untergrund hervorrufen können oder müssen, so daß jedenfalls eine große Gefahr mit dieser Ausführungsart verbunden gewesen wäre, deren Durchführung

¹ Die Bewegungen wurden regelmäßig gemessen und graphisch aufgetragen.

infolge der Erschütterungen fast bis auf Null sinkt. Es blieb aber zunächst zu erwägen, ob nicht durch geeignete konstruktive Mittel die Fahrbahnträger zur Aussteifung herangezogen werden könnten. Ähnliche Vorschläge sind auch hier und anderwärts schon gemacht worden. Abgesehen von den notwendigen teuren und während des lebhaften Verkehrs schwer durchzuführenden Verstärkungen an den Trägern erheben sich prinzipielle Bedenken gegen diese wie gegen jede starre Aussteifung, besonders wenn sie nachträglich angebracht werden soll. Außer der erwähnten Aussteifung durch die Fahrbahnträger standen Vorschläge zur Wahl, die durch Einziehen von Eisenbetonbalken oder auch Rahmen den gewünschten Erfolg bringen sollten. Diese sollten etwa in Höhe des Mauerschwerpunkts — um ein „Ausrutschen“ der Mauer zu vermeiden — eine Aussteifungskraft eintragen und so die Lage der Schlußkraft verbessern. Bei verhältnismäßig geringen Kosten und ohne jede Störung des Be-

² Jede Verstärkung der Widerlagerkörper selbst war unmöglich ohne Eingriffe in den Bahnkörper, wodurch die Bedingung der Vermeidung von Betriebsstörungen verletzt worden wäre.

trieb³ schien eine günstige Lösung gefunden. Dem stand aber folgendes gewichtige Bedenken gegenüber. Unter dem Einfluß von Temperaturerniedrigung (und des Schwindvorganges) mußte sich der Balken oder Rahmenriegel verkürzen. Die Mauer würde dieser Zusammenziehung folgen und bei dem Größtmaß der Steifenverkürzung zum Stillstand kommen. Bei jeder Temperaturerhöhung nun, die nach dem eintrat, mußte die Steife infolge ihrer Ausdehnung die Mauer entweder vor sich herschieben — man beachte natürlich, daß es sich um kleinste Bewegungen handelt — oder durch die entstehende Druckkraft elastisch verkürzt event. in den weicheren Mauerkörper eingedrückt werden. Das erstere gegen den passiven Erddruck ist fast unmöglich und ruft jedenfalls wie das letztere sehr hohe Spannungen in den Steifen hervor, und zwar, wie eine leichte Überlegung zeigt, unabhängig von deren Querschnitt. Um sie bei einem Abstand der beiden Widerlager von etwa 12 m knicksicher zu gestalten, wären die Querschnitte, die noch die durch das Eigengewicht hervorgerufenen Biegemomente aufzunehmen haben, sehr groß zu wählen, und trotzdem würden die sonst als üblich und zulässig angesehenen Spannungen wesentlich überschritten werden können. Jedenfalls sind sie unkontrollierbar und unregulierbar; nur ihr möglicher und darum in Rechnung zu stellender Höchstwert ist berechenbar. Für den Widerlagerkörper selbst würde die entstehende große Druckkraft eine Gefährdung bedeuten haben, während sie für den Zweck der Regulierung der Schlußkraft ganz unnötig groß gewesen wäre.

Zu 2. Es blieb also nur noch die vom Verfasser vorgeschlagene elastische Aussteifung. Die starren Steifen waren durch einen elastischen Körper, der aber doch sicher die notwendige Regulierungskraft auf die Widerlager übertrug, zu ersetzen. Als solch ein elastischer Körper kam nur ein Dreigelenkbogen in Frage, dessen „Federkraft“ durch geeignete Belastung sichergestellt und auch genauestens berechnet werden konnte. Das Wesen der „elastischen Aussteifung“ bestand also darin, daß der Schub eines Bogens, ebenfalls etwa im Schwerpunkt der Mauer angreifend, als Aussteifungskraft benutzt wurde. Der Bogen wurde in Eisenbeton ausgeführt und erhielt Eisenbetonfedergelenke, die bei den kleinen Abmessungen als fertige Werkstücke versetzt werden konnten (Abb. 3). Die erwünschte Größe des Schubs wurde dadurch geregelt, daß auf dem Bogen Eisenbetonkästen erstellt und mit Sand gefüllt wurden, und zwar soweit, bis die Widerlager zur Ruhe kamen. Aus Abb. 4 ist diese Wirkungsweise näher zu ersehen. Die Größe der Kästen wurde so bemessen, daß sie bei voller Sandfüllung auch unter den ungünstigsten Annahmen für

³ Namentlich bei den Balken. Die Rahmenkonstruktionen, die vermeiden wollten, der Mauer ein ungünstigerweise an der Vorderkante liegendes Zusatzgewicht zu geben, hätten durch ihre unmittelbar vor der bestehenden Fundamentkante erfolgende Gründung dieselben Bedenken wie die gegen eine Unterfangung der Widerlager genannten hervorgerufen.

den Erddruck noch ausgereicht hätten. Sie wurden aber zunächst nur bis zur Hälfte und später bis zu etwa zwei Dritteln gefüllt, worauf die Widerlager vollständig zur Ruhe gekommen waren. Da bei Temperaturänderungen oder unter dem Einfluß des Schwindens keine Änderung des Bogenschubs eintritt, so können auch keine unerwünschten und unkontrollierbaren Spannungen auftreten. Durch Änderung der Füllhöhe kann man im übrigen

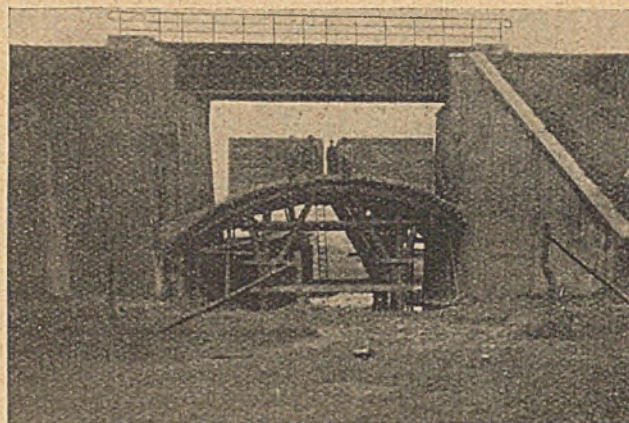


Abb. 5. Das fertige Bauwerk kurz vor dem Ausschalen.

ohne wesentliche Kosten aufs beste einregulieren. Bei der Bauherrschaft war ein gewisses Bedenken zu überwinden, weil es zunächst nicht einleuchtend war, daß eine Verbesserung der Verhältnisse eintreten sollte, wenn das nicht geringe Gewicht des Bogens und der sandgefüllten Kästen dem Mauergewicht noch hinzugefügt wurde, da doch schon vorher die zulässige Bodenpressung offensichtlich überschritten war. Allein der vorliegende Fall war ein sehr lehrreiches Beispiel für die Bedeutung der Kantenpressung bei Stützmauern. Trotz des zugefügten Gewichts verringerte sich rechnermäßig die Bodenpressung auf etwa die Hälfte, und der Erfolg blieb nicht aus.

Die Ausführung war denkbar einfach und selbstverständlich für den Bahnbetrieb ganz unbemerkbar, außer daß die Materialzüge in Zugsphasen an der Baustelle entladen werden mußten. Die Kosten blieben in kleinen Grenzen. Die Photographie zeigt das Bauwerk während der Ausführung.

Es erübrigt sich, die nicht uninteressanten, aber einfachen Berechnungen mitzuteilen oder weitere Details zu geben. Wesentlich ist ja auch nicht der vorliegende konkrete Fall, sondern die Idee der elastischen Aussteifung, deren Anwendung vielleicht da und dort, selbst bei Neuausführungen, Vorteile bringen wird, wenn auch aus schönheitlichen Gründen nur selten die gezeigte unverhüllte Form angewendet werden kann.

EIN NEUES VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DER DURCHLAUFENDEN BALKEN.

Von Dipl.-Ing. Th. Beliakow, Prof. an der Technischen Hochschule zu Charkow, U. S. S. R.

Der vorliegende kurze Aufsatz enthält einen Versuch zur Berechnung der durchlaufenden Balken unter ausschließlicher Verwendung des Mohrschen Satzes und der Ritterschen Festpunkte in einer äußerst einfachen Art durchzuführen. Das Verfahren weicht vollständig von den bisher bekannten ab, ohne etwas an der wissenschaftlichen Strenge einzubüßen. Es soll als Einleitung zu einem Umbau der gebräuchlichen Berechnungsverfahren von Rahmenkonstruktionen dienen.

Als Grundbegriff gilt die Auffassung der Momentenflächen als Belastungen eines freiaufliegenden Balkens, indem alle Beziehungen der gemeinen Statik zu diesen „Momentenflächenbelastungen“ Gebrauch finden. Statt der Drehwinkel treten alsdann die Querkräfte, oder bez. Auflagerdrücke und

statt der Verschiebungen die statischen Momente für die Momentenflächenbeanspruchung in die Rechnung. Auf diese Weise bekommt die Frage eine rein statische Bearbeitung.

Wir wollen weiter überall, wo es sich um Momentenflächenbeanspruchung handeln wird, die Benennungen mit den Buchstaben „MF“ abkürzen, z. B.:

„MF-Belastung“, „MF-Querkraft“, „MF-Auflagerdruck“.

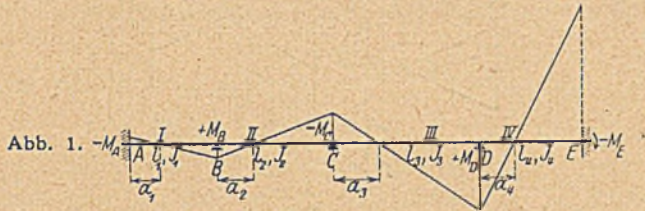
I. Die Ermittlung der Festpunkte.

a) Analytisch. Es soll der allgemeine Fall eines durchlaufenden Balkens mit festeingespannten Endauflagern betrachtet werden. Die Felderzahl sei beliebig, die Felderweiten verschieden. Die Mittelaufleger sind gelenkig, und es ist an

denselben weder eine Abhebung oder Senkung noch eine Verschiebung in der Achsenrichtung ausgeschlossen. Der Balken habe innerhalb jeder Öffnung ein konstantes, jedoch von Öffnung zu Öffnung sprungweise veränderliches, Trägheitsmoment.

Wir setzen als bekannt voraus, daß in jeder unbelasteten Öffnung die Momentenlinie geradlinig durch den entsprechenden Festpunkt verläuft; sind also die Momente an den Auflagern eines unbelasteten Balkenfeldes bekannt, so erhält man die Lage des entsprechenden Festpunktes in einfacher Weise.

Es sei, wie in Abb. 1, ein durchlaufender Balken über vier Öffnungen am rechten Endauflager mit einem Moment M_E



beansprucht. Die eingezeichnete Momentenlinie geht durch die linken Festpunkte. Mit den eingetragenen Bezeichnungen ist:

$$a_1 : (l_1 - a_1) = M_A : M_B; \quad a_2 : (l_2 - a_2) = M_B : M_C$$

$$a_3 : (l_3 - a_3) = M_C : M_D; \quad a_4 : (l_4 - a_4) = M_D : M_E$$

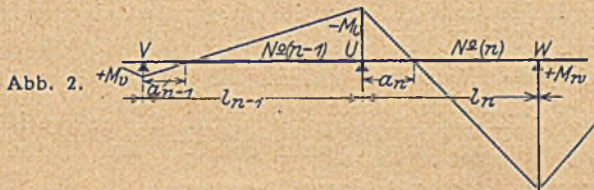
und daraus:

$$a_1 = \frac{M_A l_1}{M_A + M_B}; \quad a_2 = \frac{M_B l_2}{M_B + M_C}$$

$$a_3 = \frac{M_C l_3}{M_C + M_D}; \quad a_4 = \frac{M_D l_4}{M_D + M_E}$$

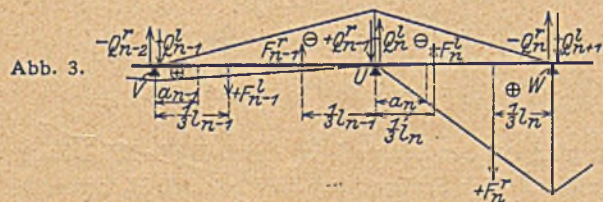
In ähnlicher Weise erhält man für zwei nacheinander folgende Öffnungen Nr. (n-1) und (n) (Abb. 2):

$$(1) \quad a_{n-1} = \frac{M_V l_{n-1}}{M_V + M_U}; \quad a_n = \frac{M_U l_n}{M_U + M_W}$$



Das sind die Abstände für die linken Festpunkte; in gleicher Weise erhält man die Abstände für die rechten Festpunkte, wenn man den Balken am linken Ende mit einem Momente M_A belastet.

In jeder Öffnung bildet die Momentenfläche ein überschlagenes Viereck, das als Zusammensetzung aus einem positiven und einem negativen Dreieck betrachtet werden kann. In der Abb. 3 ist die Zerlegung der Momentenflächen in



diese Dreiecke für zwei Öffnungen veranschaulicht. Jedes Momentendreieck bildet im Sinne des Mohrschen Satzes eine MF-Belastung.

Es sind also:

in der Balkenöffnung Nr. (n-1) die MF-Belastungen:

$$(2) \quad F_{n-1}^I = + \frac{M_V l_{n-1}}{2 E J_{n-1}} = + \frac{1}{2} M_V G_{n-1}$$

$$(3) \quad F_{n-1}^R = - \frac{M_U l_{n-1}}{2 E J_{n-1}} = - \frac{1}{2} M_U G_{n-1}$$

in der Balkenöffnung Nr. (n):

$$(4) \quad F_n^I = - \frac{1}{2} \cdot \frac{M_U l_n}{E J_n} = - \frac{1}{2} M_U G_n$$

$$(5) \quad F_n^R = + \frac{1}{2} \cdot \frac{M_W l_n}{E J_n} = + \frac{1}{2} M_W G_n$$

Hierin bedeuten:

$$G_{n-1} = \frac{l_{n-1}}{E J_{n-1}}; \quad G_n = \frac{l_n}{E J_n}$$

Wird jedes Balkenfeld mit je zwei MF-Belastungen als ein frei auflagernder Balken aufgefaßt, so kann man die MF-Auflagerreaktionen in üblicher Weise wie folgt bestimmen.

Die Momentengleichung für das Zentrum V lautet:

$$- Q_{n-1}^R l_{n-1} + F_{n-1}^R \frac{2}{3} l_{n-1} - F_{n-1}^I \frac{1}{3} l_{n-1} = 0$$

Setzt man in die Gleichung statt F deren Werte nach (2) und (3) ein, so erhält man die rechte MF-Auflagerreaktion der Öffnung Nr. (n-1):

$$(6) \quad Q_{n-1}^R = \frac{1}{6} G_{n-1} (2 M_U - M_V)$$

Aus der Abb. 2 ist die Beziehung herauszulesen:

$$(7) \quad M_V = M_U \frac{a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}}$$

Setzt man diesen Wert in (6) ein, so erhält man:

$$(8) \quad Q_{n-1}^R = + \frac{1}{6} G_{n-1} M_U \left(2 - \frac{a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}} \right)$$

Da der Balken über die Mittelstützpunkte ununterbrochen verläuft, so sind die Drehwinkel (auch deren Tangenten) für die beiden am Auflager zusammentreffenden Enden der benachbarten Balkenfelder einander gleich. Nach dem Mohrschen Satze bedeutet dies, daß die MF-Querkräfte direkt am Auflager rechts und links ebenfalls gleich sind. Mit den Bezeichnungen in der Abb. 4 ist also

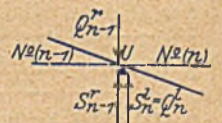


Abb. 4.

$$S_{n-1}^R = S_n^I,$$

da aber für das rechte Auflager eines Balkens die Beziehung

$$S_{n-1}^R = - Q_{n-1}^R$$

und für das linke Auflager

$$S_n^I = + Q_n^I$$

gelten, so erhält man schließlich:

$$(9) \quad Q_n^I = - Q_{n-1}^R$$

Mit den Bezeichnungen in der Abb. 2 ist folgende Beziehung erhältlich:

$$(10) \quad M_W = M_U \frac{l_n - a_n}{a_n}$$

Die Mometengleichung für das Zentrum W ist:

$$(10) \quad -Q_n^1 l_n - F_n^1 \cdot \frac{2}{3} l_n + F_n^r \cdot \frac{1}{3} l_n = 0.$$

In Verbindung mit den Ausdrücken (9), (8), (4) und (10) erhalten wir nach einer kurzen Umrechnung den allgemeinen Ausdruck für den linken Festpunktabstand in der Öffnung Nr. (n):

$$(11) \quad a_n = \frac{G_n l_n}{2 G_{n-1} + 3 G_n - \frac{G_{n-1} a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}}}$$

Setzt man in diesen Ausdruck die Werte l_n, G_n, a_{n-1} , bei $n = 1, 2, 3$ usw., so bestimmt man die Lage der linken Festpunkte in den Öffnungen Nr. 1, 2, 3 u. f.

$$a_1 = \frac{l_1}{3}$$

$$a_2 = \frac{2 G_2 l_2}{3 G_1 + 6 G_2}$$

Die Ausdrücke für die weiteren Öffnungen werden verwickelter, und es wäre zweckmäßiger, die Festpunktabstände a_3, a_4 u. f. direkt in Zahlenrechnung zu ermitteln oder zu einem äußerst einfachen Zeichenverfahren, das weiter angegeben wird, zu greifen.

Der Fall eines frei, aber unverschieblich gestützten, durchlaufenden Balkens läßt sich auch mit Hilfe des Ausdruckes (11) berechnen, es soll nur a_1 gleich Null eingesetzt werden.

Dann ist:

$$a_2 = \frac{G_2 l_2}{2 G_1 + 3 G_2}$$

Zur Ermittlung der rechten Festpunkte ist keine andere Untersuchung vorzunehmen, es soll nur im Ausdrucke (11) (n) mit (n-1) und (n-1) mit (n) vertauscht und der Vorgang in der umgekehrten Richtung (von rechts nach links) durchgeführt werden; dann nimmt der Ausdruck (11) folgende Form an:

$$(12) \quad b_{n-1} = \frac{G_{n-1} l_{n-1}}{2 G_n + 3 G_{n-1} - \frac{G_n b_n}{l_n - b_n}}$$

b) Graphisch. Das graphische Verfahren beruht auf folgender wichtigen Eigenschaft der Festpunkte:

„Durch einen linken Festpunkt geht die Mittelkraft der beiden linksseitigen MF-Kräfte: der MF-Auflagerreaktion Q^1 und MF-Belastung F^1 , durch einen rechten Festpunkt die Mittelkraft von Q^r und F^r .“

Die MF-Auflagerreaktion Q_n^1 greift am Stützpunkt U an, die MF-Belastung F_n^1 im Abstände $\frac{1}{3} l_n$ von U (Abb. 5). Beide MF-Kräfte sind parallel und gleichgerichtet; darum teilt der Angriffspunkt deren Mittelkraft ihren Abstand umgekehrt proportional den Kräftegrößen.

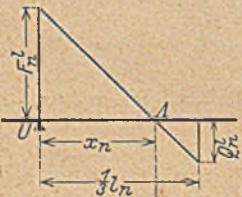


Abb. 5. proportionale den Kräftegrößen.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 5 hat man:

$$X_n : (\frac{1}{3} l_n - X_n) = F_n^1 : Q_n^1.$$



In Verbindung mit den Ausdrücken (9), (8) und (4) erhält man:

$$X_n = \frac{G_n l_n}{2 G_{n-1} + 3 G_n - \frac{G_{n-1} a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}}} = a_n$$

Damit ist der obenerwähnte Satz bewiesen. Er wird zur Ermittlung der Festpunkte benutzt, indem man auf der Senk-

rechten durch U einen Abschnitt gleich F_n^1 und auf der Senkrechten im Abstände $\frac{1}{3} l_n$ von U einen Abschnitt gleich Q_n^1 aufträgt (Abb. 6). Verbindet man die Endpunkte der Abschnitte kreuzweise, so erhält man deren Schnittpunkt X, der mit dem Festpunkte Q_n in einer Senkrechten liegt.

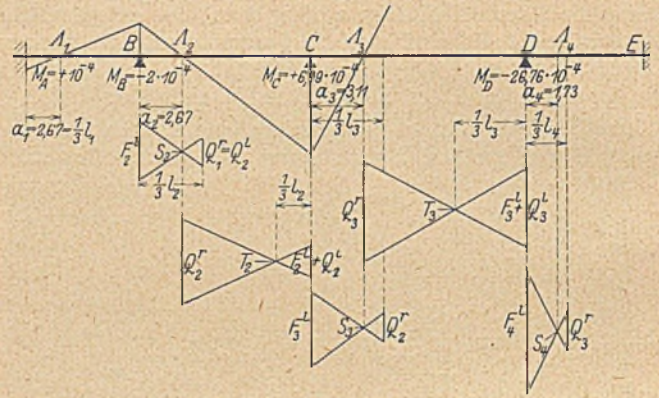


Abb. 7.

Zur Erläuterung des graphischen Verfahrens im ganzen wird hier die Ermittlung der Festpunkte an einem Balken auf fünf Stützen angegeben (Abb. 7).

Die Stützweiten sind:

$$l_1 = 8,0 \text{ m}; l_2 = 12,0 \text{ m}; l_3 = 15 \text{ m}; l_4 = 8,0 \text{ m}.$$

Die Trägheitsmomente innerhalb jeder Öffnung sind konstant und ändern sich sprunghaft von Öffnung zu Öffnung:

$$J_1 = J_4 = 500\,000 \text{ cm}^4, \\ J_2 = 1,5 J_1 = 750\,000 \text{ cm}^4, \\ J_3 = 2 J_1 = 1\,000\,000 \text{ cm}^4.$$

Das Elastizitätsmaß E kommt in allen Werten G vor und kann daher weggelassen werden, also:

$$G_1 = \frac{l_1}{E J_1} = 16 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-3}; \quad G_2 = \frac{l_2}{E J_2} = 16 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-3} \\ G_3 = \frac{l_3}{E J_3} = 15 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-3}; \quad G_4 = \frac{l_4}{E J_4} = 16 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-3}.$$

Da der Balken an den äußeren Auflagern fest eingespannt ist, so wird der linke Festpunkt in der ersten Öffnung vom Auflager A auf $\frac{l_1}{3} = 2,67 \text{ m}$ weit entfernt; er fällt mit dem Angriffspunkt der MF-Belastung F_1^1 zusammen. Die andere MF-Belastung hat ihren Angriffspunkt ebenfalls im Abstände $\frac{l_1}{3}$, aber vom anderen Auflager B gemessen.

Wird das Moment M_A beliebig, z. B. gleich $+ 10^4 \text{ cm}^3$ angenommen, so ist $M_B = -2 M_A = -2 \cdot 10^4 \text{ cm}^3$.

Benutzt man die Ausdrücke (2) und (3), so hat man:

$$F_1^1 = + \frac{1}{2} M_A G_1 = + 8$$

$$F_1^r = - \frac{1}{2} M_B G_1 = - 16$$

und ohne weiteres:

$$Q_1^r = + 8 = - Q_2^1.$$

In der zweiten Öffnung ist:

$$F_2^1 = - \frac{1}{2} M_B G_2 = - 16.$$

Trägt man auf der Senkrechten durch B die MF-Belastung $F_2^1 = 16$ und auf der Senkrechten im Abstände $\frac{1}{3} l_2$ von B die MF-Reaktion $Q_2^1 = 8$ auf und verbindet kreuzweise deren Endpunkte, so wird durch den Schnittpunkt S_2 die Lage der Senkrechten festgestellt, welche durch den linken Festpunkt Q_2 der zweiten Öffnung geht.

Nach direkter Messung erhält man $a_2 = 2,67$ m.

Jetzt kann die MF-Reaktion Q_2^1 bestimmt werden; dazu trägt man auf der Senkrechten durch das Auflager C die Resultierende von $F_2^1 + Q_2^1$ auf und verbindet deren Ende mit einem beliebigen Punkte T_2 auf der Senkrechten im Abstände $\frac{1}{3} l_2$ von C. Die Schnittpunkte der verlängerten Verbindungsgeraden mit der Senkrechten durch den Festpunkt Q_2 bestimmen die MF-Reaktion Q_2^r . Es ist nämlich:

$$Q_2^r = -31,95 = -Q_3^1.$$

Die Momentengerade, in der zweiten Öffnung eingezeichnet, geht durch den Festpunkt und bestimmt an den Senkrechten durch B und C die Momente M_B und M_C ; daraus erhält man:

$$M_C = +6,99 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$$

und die MF-Belastung

$$F_3^1 = +\frac{1}{2} M_C G_3 = +52,42.$$

Hiermit wird das bekannte Verfahren an der linken Seite der dritten Öffnung mit F_3^1 und Q_3^1 wiederholt. Es ergibt sich:

$$a_3 = 3,11 \text{ m.}$$

Dann hat man:

$$Q_3^r = +110,26 = -Q_4^1$$

$$M_D = -26,76 \cdot 10^4 \text{ cm}^2.$$

Der Momentenwert M_D ist hier analytisch bestimmt, da er über die Grenzen der Zeichnung reicht.

Damit bestimmt sich:

$$F_4^1 = -\frac{1}{2} M_D G_4 = -214,08$$

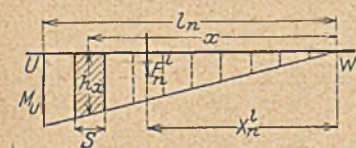
und mit den Werten F_4^1 und Q_4^1 erhält man den letzten Festpunkt Q_4 : $a_4 = 1,73$ m. Da die Werte F_4^1 und Q_4^1 im Vergleich mit $\frac{1}{3} l_4$ groß sind, so bilden die Verbindungslinien einen zu spitzen Winkel und dadurch büßt die Genauigkeit ein. Um diesem Mangel abzuweichen, tragen wir die Werte F_4^1 und Q_4^1 in einem verkleinerten Maßstabe auf.

Vollkommen ähnlich gestaltet sich die Ermittlung der rechten Festpunkte, nur soll man rechts beginnen und von Öffnung zu Öffnung nach links vorgehen.

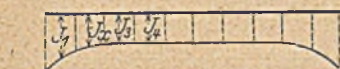
Der im vorstehenden entwickelte Vorgang gilt vollständig für den Fall eines Balkens mit innerhalb jeder Öffnung unveränderlichen Trägheitsmomenten. Das Verfahren taugt aber ebenfalls für den Fall eines veränderlichen Trägheitsmomentes, es sollen nur folgende Abänderungen eingeführt werden.

Während im ersten Falle die MF-Belastungen einfache Dreiecke mit einem Inhalte $F = \frac{Ml}{2EJ}$ bilden, sind es im zweiten besondere Gebilde, deren Gestalt kann in einfacher Weise ermittelt werden.

In Abb. 8 ist das Momentendreieck eingezeichnet, die Abb. 9 stellt die Änderung der Trägheitsmomente längs der Öffnung dar.



Die Stützenweite l_n teilen wir in m gleiche Teile in der Weise, daß innerhalb jeder Teilungsstrecke das Trägheitsmoment unverändertlich angenommen werden kann. Zugleich wird auch das Momentendreieck in m Streifen



der Breite s eingeteilt. Bezeichnet man mit h_x die Mittelhöhen dieser Streifen und mit x deren Abstände von der rechten Stütze W , so ist offenbar $s \cdot h_x$ der Inhalt eines Streifens.

Dieser Streifen ist in der Abb. 8 durch Schraffur hervorgehoben worden. Es ist klar, daß

$$h_x = M_U \frac{x}{l_n}.$$

Bezeichnet man den Inhalt des schraffierten Streifens mit f , so erhält man:

$$f = s h_x = M_U \frac{l_n}{m} \cdot \frac{x}{l_n} = \frac{M_U x}{m}.$$

Der Ausdruck $\frac{F}{E J_x} = \frac{M_U x}{m E J_x}$ bedeutet eine MF-Belastung, die dem schraffierten Streifen des Momentendreieckes entspricht. Es läßt sich für jeden Streifen ein ähnlicher Ausdruck schreiben. Addiert man alle m Ausdrücke, so ergibt sich die MF-Belastung für die ganze Öffnung. Bezeichnet man diese MF-Belastung mit F_n^1 , so erhält man:

$$(13) \quad F_n^1 = \sum_0^{l_n} \frac{M_U x}{m E J_x} = \frac{M_U}{m E} \sum_0^{l_n} \frac{x}{J_x}.$$

Jetzt bestimmt man den Angriffspunkt für die MF-Belastung F_n^1 , er ist zugleich der Mittelpunkt für die Kräfte $\frac{M_U x}{m E J_x}$. Dazu schreiben wir die Momentengleichung mit dem Zentrum in W :

$$\sum_0^{l_n} \frac{M_U x^2}{m E J_x} - F_n^1 X_n^1 = 0.$$

In dieser Gleichung bedeutet X_n^1 den Abstand des gesuchten Angriffspunktes von der Stütze W .

Setzen wir in diese Gleichung den Wert F_n^1 aus (13) ein, so erhält man:

$$(14) \quad X_n^1 = \frac{\sum_0^{l_n} \frac{x^2}{J_x}}{\sum_0^{l_n} \frac{x}{J_x}}.$$

Dieser Ausdruck ist in die entsprechenden Momentengleichungen statt $\frac{2}{3} l_n$ einzutragen.

In ähnlicher Weise erhält man die zweite MF-Belastung:

$$(15) \quad F_n^r = \sum_0^{l_n} \frac{M_W x_1}{m E J_{x_1}} = \frac{M_W}{m E} \sum_0^{l_n} \frac{x_1}{J_{x_1}}$$

$$(16) \quad X_n^r = \frac{\sum_0^{l_n} \frac{x_1^2}{J_{x_1}}}{\sum_0^{l_n} \frac{x_1}{J_{x_1}}}.$$

In den Ausdrücken (15) und (16) sind die Abszissen x_1 und der Abstand X_n^r von der Stütze U zu messen.

Ohne in weitere Betrachtungen einzugehen, wollen wir nur die Gleichung (10) in der Gestalt vorführen, wie sie im Falle des veränderlichen Trägheitsmomentes aussieht:

$$(17) \quad -Q_n^1 l_n - F_n^1 X_n^1 + F_n^r (l_n - X_n^r) = 0.$$

Die MF-Auflagerreaktion ist auf Grund der entsprechenden F und X der vorstehenden Öffnungen zu ermitteln. Die Beziehung zwischen den Momenten M_U und M_W in den Ausdrücken (13) und (15) entspricht dem Ausdrucke (10).

In ähnlicher Weise erhält man aus der Gleichung (17) die Ausdrücke für den Festpunktabstand a_n .

Indem man links beginnt und von Öffnung zu Öffnung nach rechts vorrückt, erhält man alle linken Festpunktabstände, und in entgegengesetzter Richtung handelnd die rechten Festpunktabstände.

Bemerkung. Die Ermittlung der Ausdrücke für F und X hat eine gewisse Ähnlichkeit mit den Vorführungen von Dr.-Ing. E. Suter in seinem ausgezeichneten Werke: „Die Methode der Festpunkte“ S. 42 u. ff.: Verfahren zur Ermittlung der Drittellinien; weitere Durchführungen in unserem Aufsätze und in dem des Dr. Suter sind vollkommen verschieden.

Die analytische Ermittlung der Festpunkte fällt etwas verwickelt aus, es wird einfacher, die Aufgabe zahlenmäßig zu behandeln oder zum graphischen Verfahren zu greifen. Dabei beachte man, daß in der Abb. 5 statt $\frac{1}{3} l_n$ ein Abschnitt gleich $l_n - X_n^1$ nach (14) von U an aufgetragen werden soll und bei der Ermittlung von b_n in entsprechender Weise von W der Abschnitt gleich $l_n - X_n^r$ nach (16).

II. Die Ermittlung der Schlußlinie.

a) Analytisch. Mit der Ermittlung der Schlußlinie wird eigentlich die Lösung der Balkenaufgabe erledigt: ist die Lage der Schlußlinie in einer belasteten Öffnung bekannt, so kann die Momentenlinie für den ganzen Balken eingezeichnet werden — auf Grund der vorermittelten Festpunkte. Bei den üblichen Verfahren gebraucht man zum Aufbau der Schlußlinie die bekannten Kreuzlinien, deren Schnittpunkte mit den Festpunktsenkrechten in den Schlußlinien liegen. Es sollen aber vorerst die Kreuzlinienabschnitte ermittelt werden, und das ist wohl eine ziemlich weitläufige Arbeit.

Die Verwendung der vorentwickelten Eigenschaft der Festpunkte gewährt uns die Möglichkeit der Ermittlung der Auflagermomente, womit die Aufgabe der Schlußlinie eine äußerst einfache analytische sowie graphische Lösung erhält.

Es sei in der Abb. 10 die Balkenöffnung Nr. (n) als ein freiaufhängender Träger aufgefaßt. Die der äußeren Belastung entsprechende Momentenfläche, durch $E J_n$ dividiert, sei mit F_n und die Abstände des Momentenflächenschwerpunktes von U und W mit c_n und d_n bezeichnet.

Außer der MF-Belastung F wird das Balkenfeld Nr. (n) noch von den MF-Belastungen F_n^1 und F_n^r beansprucht — infolge des Einflusses der Nachbaröffnungen. Es ist klar, daß

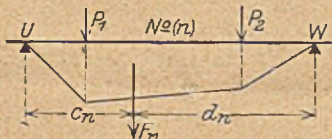


Abb. 10.

$$F_n^1 = -\frac{1}{2} M_U G_n$$

$$F_n^r = -\frac{1}{2} M_W G_n$$

Außerdem sind an den Auflagern U und W noch die MF-Auflagerreaktionen:

$$Q_n^l = -Q_{n-1}^r = -\frac{1}{6} G_{n-1} M_U \left(2 - \frac{a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}} \right);$$

$$Q_n^r = -Q_{n+1}^l = -\frac{1}{6} G_{n+1} M_W \left(2 - \frac{b_{n+1}}{l_{n+1} - b_{n+1}} \right).$$

Im ganzen wirken auf dem Balkenfelde No. (n) fünf MF-Kräfte:

F_n die äußere MF-Belastung,

F_n^1 } die MF-Belastung — von den Stützenmomenten,
 F_n^r }

Q_n^l } die MF-Auflagerreaktionen.
 Q_n^r }

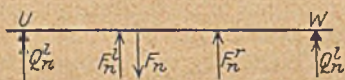


Abb. 11.

Von allen diesen Kräften hat nur F positive Richtung, die übrigen negative; Abb. 11 zeigt das Schema ihrer Wirkungsweise.

Dieses Kräftegebilde soll Gleichgewicht halten. Nur die MF-Belastung F allein ist bekannt.

Es werden die beiden an der linken Seite der Öffnung wirkenden MF-Kräfte Q_n^l und F_n^1 zu einer Mittelkraft R_n^l zusammengesetzt. Diese Mittelkraft geht gemäß den vorigen Erörterungen durch den linken Festpunkt. Beide MF-Kräfte

sind parallel und wirken in einer und derselben Richtung, darum ist:

$$(18) R_n^l = -Q_n^l - F_n^1 = -\frac{1}{6} G_{n-1} M_U \left(2 - \frac{a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}} \right) - \frac{1}{2} M_U G_n$$

In der gleichen Weise ist an der rechten Seite:

$$(19) R_n^r = -Q_n^r - F_n^r = -\frac{1}{6} G_{n+1} M_W \left(2 - \frac{b_{n+1}}{l_{n+1} - b_{n+1}} \right) - \frac{1}{2} M_W G_n$$

Jetzt wird die MF-Belastung F_n in zwei parallele Seitenkräfte f_n^l und f_n^r zerlegt in der Weise, daß f_n^l durch den linken Festpunkt und f_n^r durch den rechten Festpunkt gerichtet sind.

Für diese Seitenkräfte erhält man sehr einfach deren Ausdrücke:

$$(20) \begin{cases} f_n^l = \frac{F_n (d_n - b_n)}{l_n - (a_n + b_n)} \\ f_n^r = \frac{F_n (c_n - a_n)}{l_n - (a_n + b_n)} \end{cases}$$

Schließlich hat man statt der Gruppe von fünf MF-Kräften vier Kräfte, die paarweise (R_n^l und f_n^l ; R_n^r und f_n^r) durch die zwei Festpunkte gerichtet sind und entgegengesetzt wirken (Abb. 12). Da diese vier Kräfte im Gleichgewichte sind, so werden sie offenbar paarweise einander gleich:

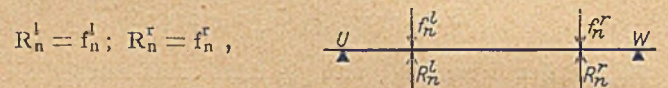


Abb. 12.

oder:

$$(21) \begin{cases} \frac{1}{6} M_U \left[G_{n-1} \left(2 - \frac{a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}} \right) + 3 G_n \right] = \frac{F_n (d_n - b_n)}{l_n - (a_n + b_n)} \\ \frac{1}{6} M_W \left[G_{n+1} \left(2 - \frac{b_{n+1}}{l_{n+1} - b_{n+1}} \right) + 3 G_n \right] = \frac{F_n (c_n - a_n)}{l_n - (a_n + b_n)} \end{cases}$$

Vermittelst des Ausdruckes (11) ist:

$$(22) G_{n-1} \left(2 - \frac{a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}} \right) + 3 G_n = \frac{G_n l_n}{a_n}$$

und vermittelst (12), das aber für die Öffnungen Nr. (n) und (n + 1) geschrieben wird, hat man:

$$(23) G_{n+1} \left(2 - \frac{b_{n+1}}{l_{n+1} - b_{n+1}} \right) + 3 G_n = \frac{G_n l_n}{b_n}$$

Die linken Teile der Gleichungen (21) lassen sich mit Hilfe der Gl. (22) und (23) vereinfachen, und schließlich ermittelt man die Auflagermomente:

$$(24) \begin{cases} M_U = \frac{6 F_n a_n (d_n - b_n)}{G_n l_n [l_n - (a_n + b_n)]} \\ M_W = \frac{6 F_n b_n (c_n - a_n)}{G_n l_n [l_n - (a_n + b_n)]} \end{cases}$$

Mit diesen Auflagermomenten erhält man ganz einfach die Schlußlinie; in Verbindung mit der Momentenlinie für den freiaufhängenden Balken bildet die Schlußlinie das wirkliche Momentendiagramm für die belastete Öffnung des durchlaufenden Balkens. In den übrigen unbelasteten Öffnungen ist die Momentenlinie durch die Festpunkte vollkommen bestimmt.

b) Graphisch. In der Abb. 13 ist UW die belastete Öffnung Nr. (n) eines durchlaufenden Balkens mit der einge-

zeichneten Momentenfläche für den frei aufliegenden Fall; es sind weiter:

- F_n die MF-Belastung,
- c_n der Abstand F_n von U,
- d_n der Abstand F_n von W,
- a_n der Abstand des linken Festpunktes von U,
- b_n der Abstand des rechten Festpunktes von W,
- Q_n^l die linke MF-Auflagerreaktion der Öffnung Nr. (n),
- Q_n^r die rechte MF-Auflagerreaktion der Öffnung Nr. (n),
- F_n^l die linke MF-Belastung durch das Auflagermoment M_U ,
- F_n^r die rechte MF-Belastung durch das Auflagermoment M_W .

Man soll die MF-Belastung F_n in die beiden Seitenkräfte f_n^l und f_n^r zerlegen. Dazu ziehen wir in der Abb. 13 eine waagrechte Gerade und verbinden deren Schnittpunkte mit den

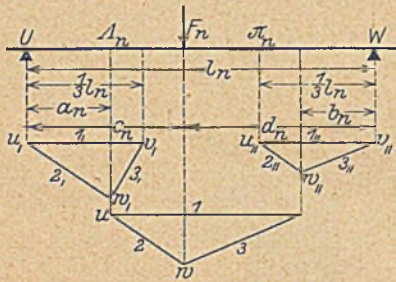


Abb. 13.

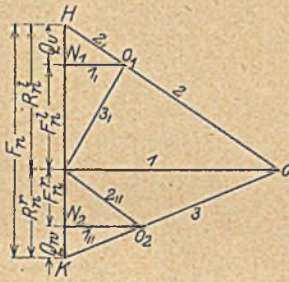


Abb. 14.

Senkrechten durch die Festpunkte — die Punkte u und v mit einem beliebigen Punkt w auf der Richtung von F_n . Jetzt tragen wir auf einer senkrechten Geraden (Abb. 14) einen Abschnitt HK auf, der in einem beliebigen Maßstabe die MF-Belastung F_n darstellt. Durch die Punkte H und K ziehen wir parallel zu uw und vw die Geraden HO und KO, deren Schnittpunkt O den Pol eines Kräfteplanes darstellt und das Dreieck u w v, das entsprechende Seileck für den Fall, wo die Mittelkraft mit der Richtung der MF-Belastung zusammenfällt und die Seitenkräfte durch entsprechende Festpunkte gehen. Zieht man durch den Pol O einen Strahl r parallel zu der Seileckseite uv, so schneidet er den Abschnitt HK in zwei Teile KN und NH, es sind offenbar die Seitenkräfte f_n^l und f_n^r , welche laut der Abb. 12 den Mittelkräften R_n^l und R_n^r gleich sind und in entgegengesetzter Richtung wirken. Jede von den zwei MF-Kräften $R_n^l = f_n^l$ und $R_n^r = f_n^r$ sollen in die Seitenkräfte: Q_n^l und F_n^l an der linken Balkenseite und entsprechend Q_n^r und F_n^r , an der rechten zerlegt werden. Dazu bilden wir, wie vorher, die Seilecke: u, w, v, und u_1, w_1, v_1 , und die entsprechenden Kräftepläne, indem die Abschnitte NH und KN die Mittelkräfte R_n^l und R_n^r darstellen und die Punkte O_1 und O_2 die entsprechenden Pole. Zur Vereinfachung der Zeichnung wählt man die Punkte w, und w_1 , in der Weise, daß die Seileckseiten: u, w, dem Strahle 2 und v_1, w_1 , dem Strahle 3 parallel sind. Den Pol O_1 erhält man, indem durch N eine Gerade parallel zur Seileckseite w, v, bis zum Schnittpunkt mit dem Strahle 2 gezogen wird; in ähnlicher Weise wird der Pol O_2 ermittelt.

Zieht man durch O_1 und O_2 die Geraden O_1N_1 und O_2N_2 parallel zu den Seileckseiten u, v, und u_1, v_1 , so bestimmen offenbar die Schnittpunkte N_1 und N_2 die Abschnitte $N_2N = F_n^r$ und $NN_1 = F_n^l$ im Maßstabe des Abschnittes HK.

Da F_n^l gleich $\frac{1}{2} M_U G_n$ ist, so erhält man das Auflagermoment M_U , indem man den Abschnitt NN_1 durch $\frac{1}{2} G_n$ teilt; das Auflagermoment M_W erhält man in ähnlicher Weise.

Hiermit ist die Ermittlung der Lage einer Schlußlinie im belasteten Felde eines durchlaufenden Balkens abgeschlossen. Es soll noch in wenigen Worten der Fall eines längs der Öffnung veränderlichen Trägheitsmomentes behandelt werden.

Die Festpunkte sollen in der Weise, wie es vorher seinerzeit beschrieben wurde, ermittelt werden. Die MF-Belastung

F_n und die Lage ihres Mittelpunktes, also die Abstände c_n und d_n , werden folgendermaßen ermittelt (Abb. 15).

Es wird die Stützweite l_n in m gleiche Teile geteilt, dabei wird die Momentenfläche auch in m Streifen von der Breite s eingeteilt.

Die mittleren Höhen der Streifen h_x bedeuten die entsprechenden Momente M_x , also: $h_x = M_x$.

Die Flächeninhalte der Streifen:

$$f_x = s h_x = M_x s.$$

Daraus folgt:

$$(25) \quad F_n = \sum_0^{l_n} \frac{M_x s}{E J_x} = \frac{s}{E} \sum_0^{l_n} \frac{M_x}{J_x} = \frac{l_n}{m E} \sum_0^{l_n} \frac{M_x}{J_x}.$$

Der Angriffspunkt dieser MF-Belastung ist zugleich der Mittelpunkt für die Kräfte $\frac{l_n M_x}{m E J_x}$.

Die Momentengleichung mit dem Zentrum in W:

$$\frac{l_n}{m E} \sum_0^{l_n} \frac{M_x x}{J_x} - F_n X_n = 0;$$

daraus:

$$(26) \quad X_n = \frac{l_n}{m E} \sum_0^{l_n} \frac{M_x x}{J_x} : \frac{l_n}{m E} \sum_0^{l_n} \frac{M_x}{J_x} = \sum_0^{l_n} \frac{M_x x}{J_x} : \sum_0^{l_n} \frac{M_x}{J_x}.$$

Die Abszissen x und X_n in den Ausdrücken (25) und (26) werden von dem Auflager W gemessen.

Es ist klar, daß im Fall des veränderlichen Trägheitsmomentes sollen in die Ausdrücke (24): die entsprechenden Festpunktabstände, als F_n — der Wert aus (25), statt d_n — der Wert X_n aus (26) und statt c_n — der Wert $l_n - X_n$ eingesetzt werden.

Bei der graphischen Lösung handelt man mit diesen Werten; der Angriffspunkt der MF-Belastung F_n ist mit dem Abstände X_n von dem rechten Auflager W — Ausdruck (26) — zu bestimmen, und die Angriffspunkte der MF-Belastungen F_n^l und F_n^r sind nicht als Drittpunkte, sondern nach (14) und (16) zu bestimmen.

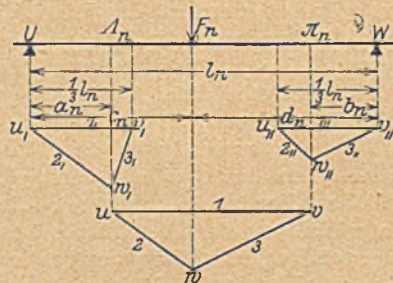


Abb. 16.

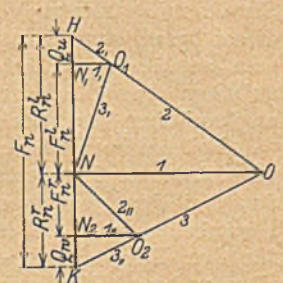


Abb. 17.

Die Abb. (16) und (17) stellen vollkommen die Ermittlung der MF-Belastungen F_n^l und F_n^r dar. Setzt man diese Werte in die Ausdrücke (13) und (15) ein, so erhält man daraus:

$$(27) \quad M_U = \frac{m E F_n^l}{\sum_0^{l_n} \frac{x}{J_x}}; \quad (28) \quad M_W = \frac{m E F_n^r}{\sum_0^{l_n} \frac{x_1}{J_{x_1}}}.$$

Die Nenner $\sum_0^{l_n} \frac{x}{J_x}$ und $\sum_0^{l_n} \frac{x_1}{J_{x_1}}$ sind bei der vorstehenden Ermittlung von X_n^l und X_n^r bestimmt worden, sind also bekannt.

DER BAU DES WANAQUE STAUDAMMES BEI PATERSON, NEW JERSEY, U. S. A.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. H. Griesel, Berlin.

In den letzten Jahren ist im nördlichen Teil von New Jersey die Stauanlage „Wanaque Dam“, die als Erweiterung der Wasserversorgung der Städte Newark, Paterson, Passaic usw. dient, gebaut worden; hierbei wurden unter anderen Bauverfahren auch über 4 km Transportbänder für die Materialtransporte zur Herstellung der Dammanlagen verwendet.

Das Staubecken, das rd. 10 km lang und 1,6 km breit ist, hat ein Aufspeicherungsvermögen von 28 000 000 000 Gallonen (= 106 Mill. m³), so daß es die angeschlossenen Städte und Ortschaften mit 100 000 000 Gallon (= 378 500 m³) Wasser täglich versorgen kann. Seine künstliche Absperrung erfolgt durch den Wanaque-Damm als Hauptdamm von rd. 500 m Länge im Tale des Wanaqueflusses, der der Anlage ihren Namen gegeben hat, und durch 5 anschließende kleinere Seitendämme.

Die Herstellung der Staudämme erforderte etwa 60 000 m³ Beton, über 780 000 m³ Bodenanschlüßungen und mehr als 30 000 m³ Felsausbruch.

Während an den Seitenhängen des Wanaque-Tales der Fels (Gneis) offen zutage trat, war er in der Talmitte von einer etwa 30 m starken Geschiebeschicht, in der sich ein starker Grundwasserstrom bewegte, überlagert. Als Dammkonstruktion wurde ein Erdwall mit Betonkern gewählt. Geeigneter Boden für die Dammabdichtung war nur weit verstreut in dünnen Lagerungen (30—60 cm Stärke) bis auf 2,4 km Entfernung von der Einbaustelle erreichbar.

Innerhalb des Staudammes durften bei den Arbeitsausführungen laut Bauvertrag keine Tiere verwendet werden; bei der Beförderung des Anschüttdodens von den Gewinnungsstellen außerhalb des Stauraumes bis zum Hauptdamm mußte der Wanaquefluß, infolge einer großen Schleife, die er hier nimmt, zweimal überschritten, sowie eine Eisenbahn und eine Straße mit starkem Verkehr gekreuzt werden. In Hinsicht dieser besonderen Transportverhältnisse hatte die Baubehörde dem ausführenden Unternehmer bei der Ausschreibung der Arbeiten und Lieferungen die weitgehendste Verwendung mechanischer Transportmittel anempföhlen.

Bei den vergleichenden Kostenuntersuchungen über die verschiedenen Transportmöglichkeiten hatte es sich gezeigt, daß bei den gegebenen örtlichen Bauverhältnissen für die Heranbringung des Betonmaterials und des Anschüttdodens für den Hauptdamm die Verwendung des Transportbandes allen anderen Fördermitteln vorzuziehen war. Muldenkipper- und Lokomotivbetrieb auf Schmalspurgleisen kam nur in beschränktem Maße zur Anwendung und teilweise als Zubringer zu dem Haupttransportband im Stauraum.

1. Die Gründung des Betonkerns im Wanaque-Damm.

Die Gründung des Betonkerns, die in offener Baugrube zwischen Lackawanna-Spundwandweisen erfolgte, wurde in einem besonderen Bauvertrag, bevor die anderen Bauarbeiten zur Vergebung kamen, durchgeführt. Man stellte zunächst im Zuge des herzustellenden Betonkerns einen breiten offenen Einschnitt mit beiderseitigen Böschungen bis zum Grundwasserspiegel her, um mit kürzeren Spundwandbohlen auszukommen und ein gutes Planum für die Abdichtungs- und Rammarbeiten zu erhalten (Abb. 1). Die Rammarbeiten er-

folgten mit zwei Rammen, sie wurden ungefähr an der tiefsten Stelle des Felsens begonnen und zu beiden Seiten der herzustellenden Baugrube gleichmäßig in einer Richtung vorgetrieben. Zum Setzen und zur Führung der Spundbohlen benutzte man ein starkes hölzernes Führungsgerüst, das eine Wand von etwa 50 Spundwandbohlen beiderseits der herzustellenden Baugrube aufnehmen konnte. Zuerst setzte man die Spundbohlen ein und ramnte sie so tief, daß ein dichtes Fach hergestellt und

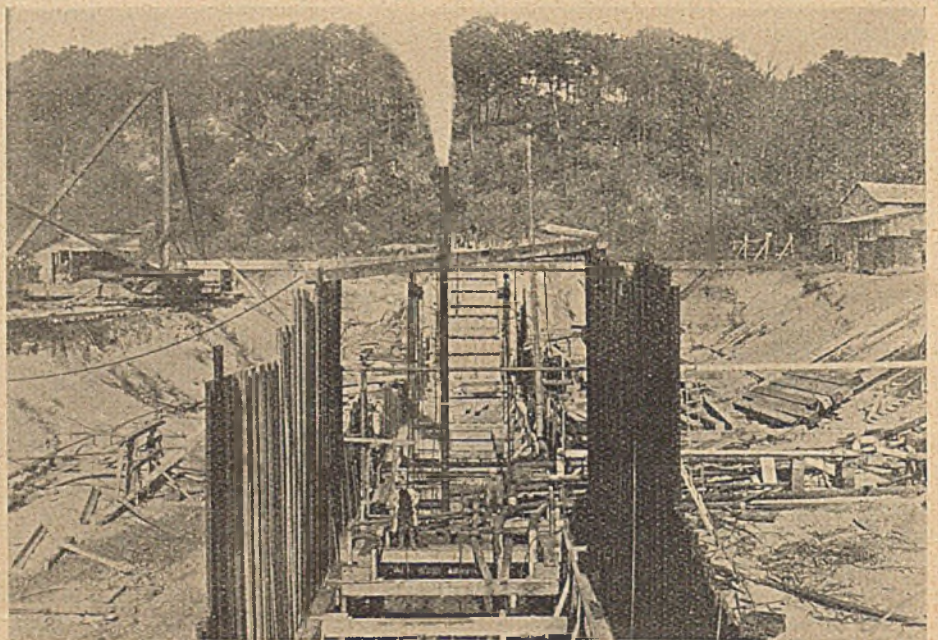


Abb. 1. Herstellung der Baugrube für den Betonkern.

eine gerade Führung der Spundwand gewährleistet war. Die größte Sorgfalt wurde dem Setzen der ersten Spundbohle zugewendet, da diese als Führung der nächsten Bohlen diente. Nachdem so die beiden ersten Fache gebildet waren, wurde mit dem Tieferrammen der drei mittelsten Bohlen auf jeder Seite begonnen; hierbei galt als Regel, daß keine Bohle tiefer als etwa 1,20 m gegenüber der Nachbarbohle heruntergetrieben wurde. Man setzte dieses Verfahren so lange fort, bis die mittelste Spundbohle vollständig in den Boden eingerammt war, so daß die anderen Spundbohlen von dieser Mittelbohle zu beiden Seiten treppenförmig bis zu der Endbohle des Faches anstiegen. Hierauf war das Führungsgerüst um eine Fachwerkbreite weiter gerückt worden, und das Setzen und Rammen des nächsten Faches begann in der gleichen Weise. Da die Spundbohlen nicht in der erforderlichen Länge zur Verfügung standen, mußten beim Tieferrammen des ersten Faches die erforderlichen neuen Längen auf dieses aufgesetzt werden, was mittels Verlaschung durch Kopfstoß geschah, für die Verlaschung hatten die Spundbohlen vor dem Rammen entsprechende Löcher für die Laschenbolzen erhalten. Durch dieses Rammverfahren erreichte die mittelste Spundbohle des ersten Faches, nachdem das dritte Fach in der Rammrichtung gesetzt war, eine Tiefe von etwa 25 m und damit den festen Felsen. Beim weiteren Fortschreiten dieses fachwerkartigen Rammens wurden so die weiter anschließenden Spundbohlen durch Aufsetzen einer neuen Länge bis in den Felsen getrieben. Die erforderliche Länge stellte man durch Sondiereisen fest, bevor man die aufzusetzende Bohle zuschnitt, da die Felslinie zwischen den hergestellten Bohrlöchern nicht gradlinig verlief. Die so hergestellte größte Bohlenlänge soll 26 m betragen haben.

Zum Rammen wurde die gewöhnliche amerikanische Bau-ramme benutzt, die auf Holzschwellen mittels eiserner oder hölzerner Walzen bewegt wird. Die Höhe des Rammgerüsts betrug 23 m und wurde durch eine aufgesetzte Verlängerung bis auf 28 m vergrößert (s. Abb. 2), um so genügenden Raum für die Aufrichtung und das Setzen der langen Spundbohlen zu erhalten. Als Rammbar benutzte man die üblichen amerikanischen Dampfhammer.

Nachdem auf der einen Seite, der Nordhälfte des Hauptdammes, die Spundwände beiderseits der herzustellenden Baugrube geschlagen waren, wurden die Rammarbeiten auf der anderen Seite, der Südhälfte, fortgesetzt und mit der Ausbaggerung der Baugrube zwischen den geschlagenen Spundwänden mittels eines Greifbaggers (clamshell bucket) abschnittsweise begonnen. Die Aussteifung der Baugrube erfolgte durch Holzsteifen. In größerer Tiefe mußten in die talauf-

behelfsmäßige Grundwasserabsenkung durch Sickerlöcher entstand später ein größerer Geländeeinbruch.

2. Die Fertigstellung des Betonkerns.

Die konstruktive Durchbildung des Haupterdammes zeigt Abb. 2. Nachdem der Betonkern gemäß des ersten Bauvertrages bis über den Grundwasserspiegel fertiggestellt war, wurde mit dem Hauptbauabschnitt, dem Bau der Dämme usw. begonnen. Man errichtete zunächst in der Längsachse des Betonkerns auf der ganzen Länge des Dammes als Hilfskonstruktion eine leichte eiserne Fachwerksbrücke aus Parallelträgern (Abb. 3), deren oberste Trägerebene gleichzeitig als Laufbahn für die Transportbänder W_8 — W_9 und G — H (s. Abb. 5) diente. Weiter diente diese Brücke für die Aufhängung und das Fortbewegen der Einschalungsformen für den Betonkern, der Betongießanlagen und der Rinnen für die Anschüttung der Böschungen

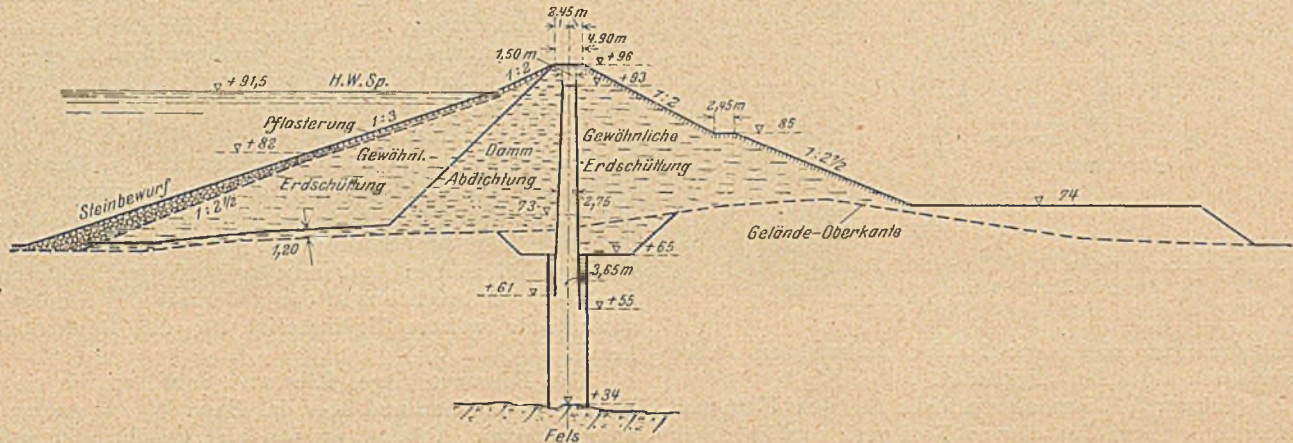


Abb. 2. Die konstruktive Durchbildung des Hauptdammes.

wärts stehende Spundwand Löcher eingeschnitten werden, um durch Sickerrohre den starken Grundwasserdruck herabzumindern und damit die Gefahren des Eindrückens der Spundwand zu verhüten; denn man hatte nur eine offene Wasserhaltung in der Baugrube vorgesehen, ferner mußten besondere Vorkehrungen für die Wasserhaltung beim Betonieren an den tiefsten Stellen der Baugrube durch Anlegen von Sickerbrunnen getroffen werden, um einen guten und dichten Anschluß des Betonkerns auf dem dichten Felsen zu erreichen. Durch diese

von Band G — H aus; ihre Stützen galten als Eisenbewehrung des Kernes.

Wie in Nordamerika üblich, wurde zum Betonieren nur Gußbeton verwendet; demgemäß mußten die Einschaltungen sorgfältig hergestellt werden. Für die Einschaltung des Betonkerns benutzte man zwei Einschaltungsformen, eine leichtere aus Holz für das Betonieren der schwächeren Kernteile, wie sie auf Abb. 7 zu ersehen ist, und eine schwerere in Eisenfachwerk, Abb. 4. Die leichteren Einschaltungstafeln bestanden aus Holz-

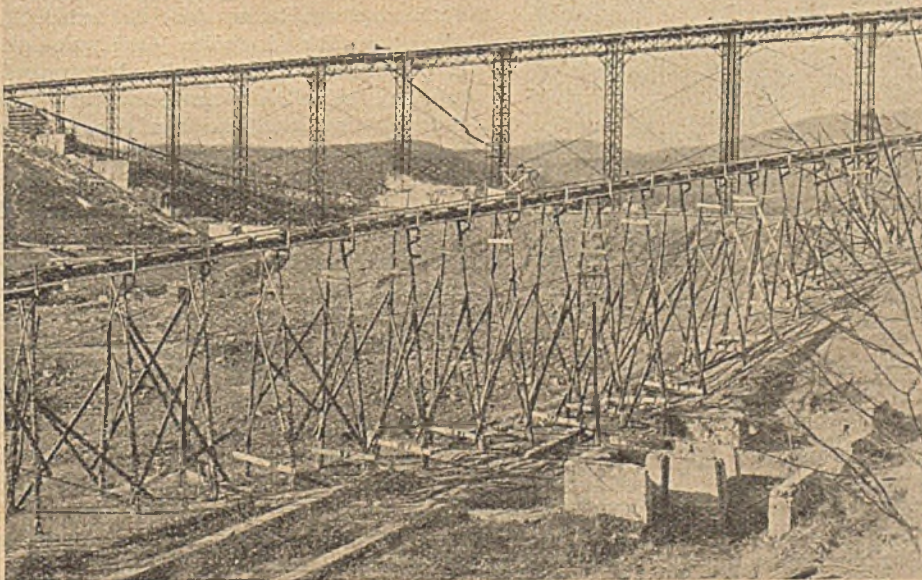


Abb. 3. Fertiggestelltes Betonkernfundament mit der Fachwerksbrücke. Im Vordergrund das Transportband P.

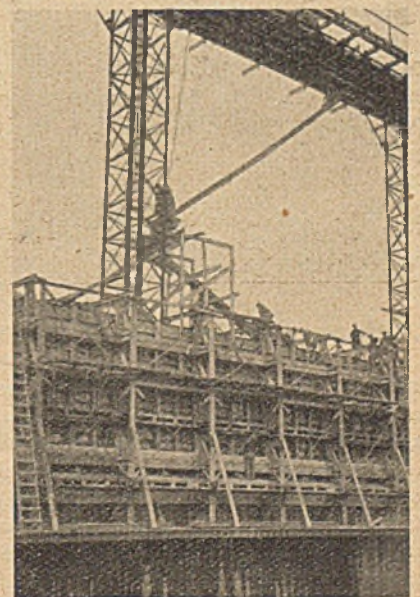


Abb. 4. Die eiserne Schalung.

fachwerk, das innen eine dichte Holzverschalung trug. Die sich gegenüberliegenden beiden Schalungstafeln wurden durch Spanschrauben genau eingestellt, so daß beim Betonieren

eingbracht, damit keine Entmischung eintrat und an der Schalung gut eingestochen, wodurch die Außenflächen des Betons ein sehr gutes und dichtes Aussehen erhielten. Freibleibende Sichtflächen wurden, wie bei den meisten amerikanischen Betonbauten, nur abgeschliffen, wodurch eine gute und gefällige Wirkung erzielt wird.

Die Einschalung der Gewölbeleibung der beiden Entnahme- bzw. Entleerungsstollen bestand aus einem auf Schienen fahrbaren eisernen Schalungsgerüst, das eine Holzschalung trug. Für das Gießen hatte man noch einen besonderen Gießturm aufgestellt (s. Abb. 7). Hierzu wurde der Beton von dem Band W_8 — W_9 durch eine Rinne nach dem Fuß des Gießturmes geleitet und durch den Betonkübel des Gießturmes nach der Gießrinne gehoben. Diese Stollen dienten während des Dammbaus zur Durchleitung des Wanaqueflusses.

3. Die Transportbandanlage des Hauptdammes.

Die Anordnung der Bandanlage für die Herstellung des Wanaque-Dammes ist in Abb. 5 schematisch dargestellt; die eingetragenen Zahlen geben die Breite und ungefähre Länge der einzelnen Bänder an.

Auf dem Band A—B—C—D—E—F, das Abb. 6 im Gelände zeigt, wurden einmal die Betonzuschläge, Kies und Sand, die über das Band W_1 nach der Aufbereitungsanlage weitergingen, herangebracht und andererseits das Anschüttmaterial, das innerhalb des Stauraumes gewonnen wurde, über das Band G—H zu den Einbaustellen befördert. Mit dem Band M—N—O—P brachte man das außerhalb des Staubeckens zu gewinnende weitere Erdmaterial für die Dammbabdichtung heran.

Die Betonzuschläge, Kies und Sand, so wie sie bei der Baggerung anfielen und über das Band W_1 zur Aufbereitungsanlage kamen (Abb. 7), wurden hier gesiebt und aufbereitet und dann durch die Bänder W_2 und W_3 auf die Lagerplätze, in grobe und feine Zuschläge getrennt, gebracht. Unter den Lagerplätzen in einem Kanal lief das Band W_4 , um von hier den Sand und Kies gesondert über das Band W_5 nach der Betonmischanlage zu fördern. Für die Heranbringung des Zements vom Zementschuppen diente das Band W_6 — W_7 .

Über der Betonmischmaschine befanden sich zwei Silos, das eine für Sand, das andere für Kies, in die das Band W_4 — W_5 abwechselnd förderten; diesem konnte bei der Kiesbeförderung entsprechend dem Mischungsverhältnis der Betonzuschläge eine ungefähr doppelte Geschwindigkeit erteilt werden. Zwischen dem Betonmischer und den beiden Silos war ein trichterförmiger Kasten eingefügt, in den der Kies und Sand in dem vorgeschriebenen Verhältnis aus dem Kies- bzw. Sandsilo abgeschleust wurde; hier erfolgte auch die Zusetzung des Zementes von Band W_7 aus. Von dem trichterförmigen Kasten gelangte der trockene, ungemischte Sand, Kies und Zement nach der Mischtrommel, worin die Mischzeit nicht unter 1 Minute bei

15—20 Umdrehungen pro Minute betragen durfte. Die Betonmischmaschine entleerte in eine Schleuse über dem Band W_8 , von welcher der fertige Beton auf das Band gleichmäßig abgelassen und durch das Band W_8 — W_9 , auf dem eine fahrbare Abstreichvorrichtung lief, nach den Einbringungsstellen gebracht wurde. Das Band W_8 — W_9 hatte man einbaubar verlegt, so daß der fertige Beton während des Bandtransportes im Winter auch gegen Kälte geschützt werden konnte.

In dem Baggereinschnitt (Abb. 6) waren die Bänder A—B für die seitliche Verschiebung noch auf besonderen Rollenrahmen, die auf senkrecht zur Bandachse verlegten Schienen

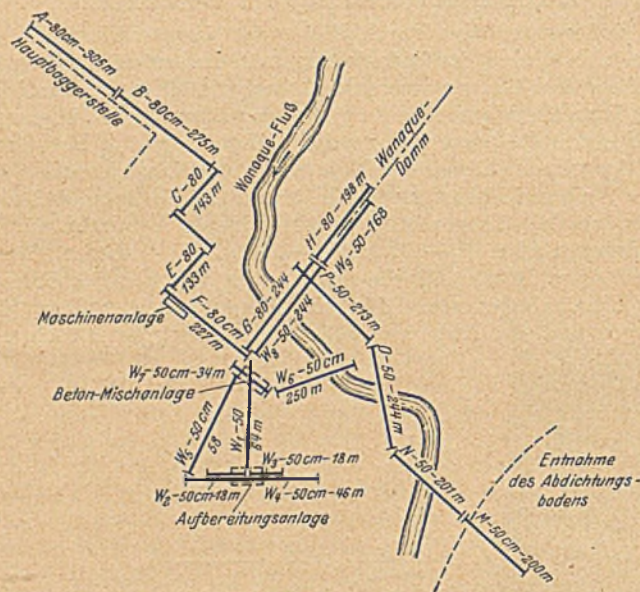


Abb. 5. Die schematische Darstellung der Transportanlage des Staudammes.

keine Veränderungen eintraten; in der senkrechten Achse wurden sie durch Konsolen abgestützt.

Bei den schweren Einschalungstafeln für den Hauptteil des Betonkerns bestand das eiserne Fachwerk aus kräftigen

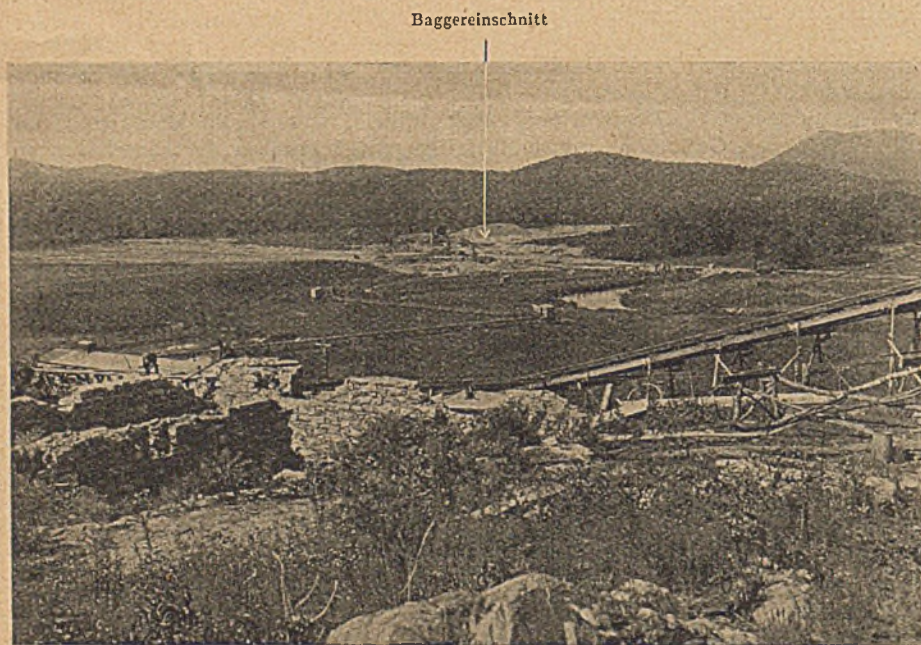


Abb. 6. Die Anordnung des Transportbandes im Stauraum.

senkrechten und leichteren wagerechten Fachwerkträgern, deren Felder noch durch diagonale Zugstangen verspannt waren, und die auf das Eisenfachwerk aufgelegte Schalung aus Holz. Die sich gegenüberstehenden Schalungstafeln wurden ebenfalls durch kräftige Spanschrauben zusammengehalten und eingestellt; sie ruhten in der senkrechten Achse auf Rollen, die auf einer Längsschiene liefen, um die Schalung in der wagerechten Richtung leicht verschieben zu können. Die Längsschienen lagerten auf kräftigen Konsolen, die in den Spanschraubenlöchern, die man später auszementierte, aufgehängt waren. Der Gußbeton wurde sorgfältig in die Schalung

liefen, gelagert, um diese Bänder dem Löffelbagger leicht nachrücken zu können. Der Bagger arbeitete zunächst in einen Schüttrichter, von dem das Baggergut auf das Transportband gleichmäßig abließ.

Das auf dem Band M—N—O—P herangebrachte Anschüttmaterial wurde durch einen Schürfer mit Motorantrieb

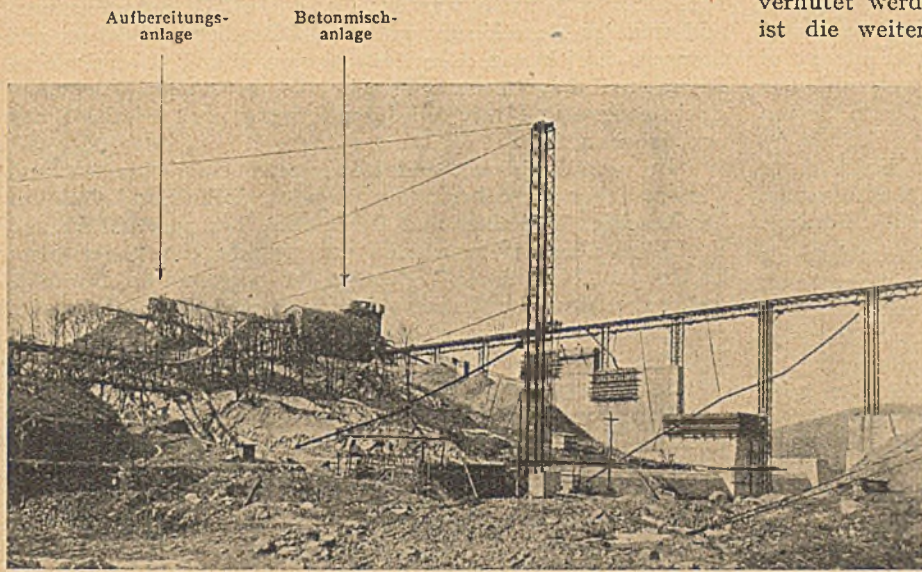


Abb. 7. Die Herstellung des südlichen Teiles des Betonkernes mit dem Entnahme- bzw. Entleerungs-Stollen.

(Abb. 8) gelöst und sogleich mit dem Transportband des Schürfers in eiserne vierrädrige Karren mit Bodenentleerung übergeladen. Für den laufenden Betrieb des Schürfers benötigte man drei Karrenzüge mit je drei Karren, die ein Raupenschlepper zog; die Karrenzüge wurden bei der Beladung in gleicher Geschwindigkeit, mit welcher der Schürfer fuhr, gezogen und dann auf einer Rampe über dem Ende des Bandes M entleert. Für die gleichmäßige Belastung des Bandes M hatte man ein kurzes Verteilungsband vorgesehen. Der Gerüstbau des Bandes P ist im Vordergrund auf Abb. 3 ersichtlich; er bestand, wie auch bei den anderen Bändern, vorzugsweise aus unbearbeiteten und auf der Baustelle gewonnenen Hölzern.

Alle Bänder waren auf dreiteiligen Rollen gelagert und wurden durch Elektromotore angetrieben, das Band W₆ hatte eine Höchststeigung von etwa 44% und die anderen eine solche von 20—25%.

Der Vorteil der Transportbandanlage bestand darin, daß sie sich bei den gegebenen Transportverhältnissen dem Gelände gut und leicht anpassen ließ, sowie bei der Eisenbahn- und Wegekreuzung nur geringen Raum beanspruchte; die Überbrückung des Wanaqueflusses konnte durch eine einfache und leichte Hängewerkskonstruktion bewerkstelligt werden. Aus der Richtung der Graden kann man mit dem Band jedoch nur durch Unterbrechungen abweigen (s. Abb. 6); sonst ist ein Fallen und Ansteigen je nach den Geländebeziehungen bis zu gewissen Grenzneigungen ohne weiteres möglich. Die Anlage war sehr leistungsfähig und hat sich auch bei Regenwetter gut bewährt.

4. Die Ausführung der Dammschüttungen.

Auf der Wasserseite wurde zunächst gegen den Betonkern eine wasserundurchlässige Erdschüttung als Abdichtung her-

gestellt (s. Abb. 2); sie reicht von der Innenkante der Dammkronen unter einem Böschungswinkel von 45° bis zum gewachsenen Boden und setzt sich von hier in einer Stärke von 1,2 m bis zum Böschungsfuß des Erddammes im Stauraum fort, wodurch ein Durchsickern des Wassers nach dem Betonkern verhindert und ein Auftrieb im Damm nach Möglichkeit verhütet werden soll. Auf dieser wasserdichten Anschüttung ist die weitere Dammschüttung aus gewöhnlichem Boden-

material ausgeführt. Die Böschung des Erddammes im Stauraum hat von der Innenkante der Dammkronen bis oberhalb der Wasserspiegellinie eine Neigung von 1:2 und dann bis zum gewachsenen Boden im Staubecken eine solche von 1:3. Die Kronenbreite des Damms, die 4,50 m über dem höchsten Stauspiegel liegt, beträgt 4,90 m. Die Böschung der dem Stauraum abgekehrten Dammseite verläuft von der Dammkronen in einer Neigung von 1:2 bis auf etwa die halbe Höhe des Damms herab, wo eine 2,45 m breite Berme angesetzt ist und von hier mit einer Neigung von 1:2½. Die vor dem Damm angelegte große Berme soll die Filter-(Belüftungs)-Anlage aufnehmen.

Die wasserundurchlässige Anschüttung im inneren Dammkern bestand aus tonhaltigem Lehm und wurde, wie bereits erwähnt, größtenteils auf dem Band M—N—O—P herangebracht. Auf den Entnahmestellen hatte man vor der Abschürfung dieses

Materials das Überliegende mit Grasnarbe, Buschwerk, Wurzeln und sonstigen verwesbaren Bestandteilen sorgfältig abgetragen und erhielt dadurch ein einwandfreies Einbaumaterial. Durch die Abschürfung und während des Transportes nach dem Damm blieb das Material gut aufgelockert, so daß keine besondere

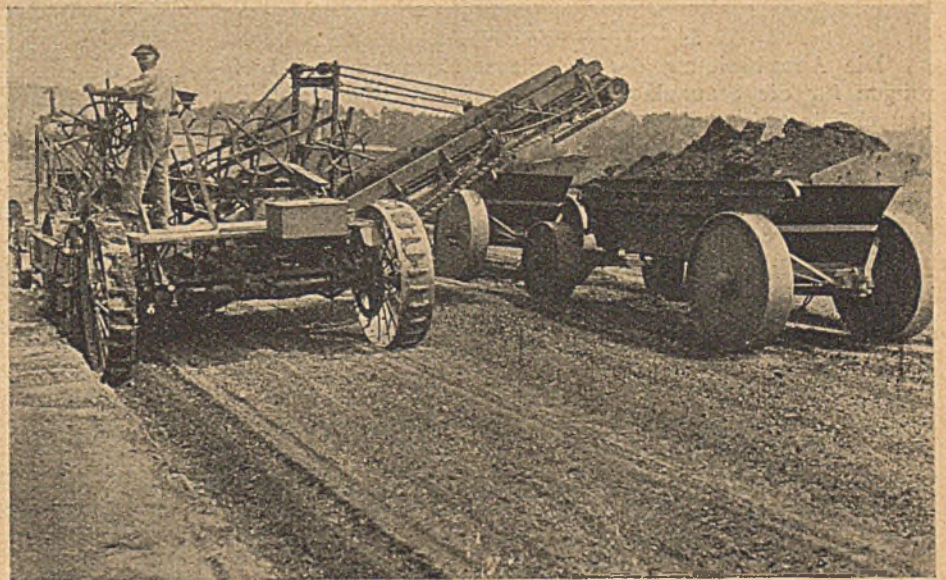


Abb. 8. Der Schürfer mit Selbstverladung in die eisernen Karren mit Bodenentleerung.

Aufbereitung mehr erforderlich war. Am Ende des Bandes P gelangte es durch eine hölzerne Kastenrinne in ein doppel-schleusiges Silo, aus dem es in Lastkraftwagen verladen und hinter dem Erddamm verfahren wurde. Das Ausplanieren in dünnen Lagen erfolgte durch Einebner (Graders). Fehlte dem Boden die genügende Feuchtigkeit, um beim Walzen eine kompakte Masse zu gewährleisten, so wurde er vor dem Walzen gut angefeuchtet. Für die Festwalzung benutzte man zwei 10-Tonnenwalzen, deren vordere Walze geriffelt war. Die einzelnen

Lagen dürften nach dem Festwalzen keine größere Stärke als 10 cm aufweisen.

Die weitere Anschüttung des Erddammes sowohl innerhalb des Staubeckens als auch des abgekehrten Teiles erfolgte mit gewöhnlichem Bodenmaterial, das ein dichtes Festwalzen ermöglichte; hierbei wurde beachtet, daß grobes Steinmaterial im Damm gut verteilt war und in Erde gut eingebettet lagerte, um Hohlräumen und Senkungen im Damm vorzubeugen, und daß die festgewalzten Lagen keine größere Stärke als 15 m aufwiesen. Für das Nachsetzen erhielt das Dammprofil eine entsprechende Überhöhung, so daß nach endgültigem Setzen das vorgeschriebene Profil gewährleistet blieb.

Das Einschleppwasser für den Bau des Erddammes wurde mittels Zentrifugalpumpen dem Wanaquefluß entnommen und durch eine Druckleitung zur Verwendungsstelle befördert.

Die Befestigung der Böschung im Staubecken erfolgte bis 9 m unter dem Stauwasserspiegel durch grobe Steinschüttung, hieran schloß sich gutgesetzte Steinpackung an und innerhalb der Wellenwirkung, d. h. einige Meter unter und über der Wasserspiegellinie wurde die Böschung gut abgeplästert. Die dem Staubecken abgekehrte Böschungsseite, die eine gute Drainage erhielt, wurde mit Mutterboden in einer Stärke von durchschnittlich 30 cm angedeckt, gut angewalzt und dann für eine gute Grasnarbe Sorge getragen.

Die übrigen fünf kleinen Dämme, von denen zwei als reine Betonstützmauern ausgeführt wurden, boten in der Bauausführung nichts weiter bemerkenswertes. Zwischen diesen trat an verschiedenen Stellen der Fels zutage, dessen Abdichtung durch Einpressen von Zementmilch erfolgte, soweit Spalten in seinem Innern festgestellt worden waren.

Das Staubecken erhielt ein neben dem Damm gelegenes Überflutwehr mit kaskadenförmigem Absturz nach dem Unterlauf des Wanaqueflusses.

Für die Fortleitung des Wassers zu den Verteilungsnetzen schloß sich an die Entnahmestollen am Dammfuß ein 260 m langer Eisenbetonkanal an, der in den „Wanaque-Tunnel“ für die Weiterleitung einmündet.

5. Der Bauvertrag.

Die Ausschreibung der Arbeitsausführungen und Lieferungen für die Stauanlage erfolgte auf Grund des von der Baubehörde aufgestellten Kostenanschlages. Hierin waren die Gesamtkosten der Anlage in

1. direkte Baukosten und
 2. indirekte Baukosten
- unterteilt worden.

Die direkten Baukosten umfaßten alle Lieferungen und Leistungen für die Herstellung der einzelnen Bauwerke — soweit nicht Ausnahmen vorgesehen waren — nach den er-

mittelten Massen. Den eingesetzten Einheitspreisen lagen die Marktpreise 30 Tage vor der Ausschreibung und die in einer beigelegten Tabelle aufgeführten Arbeitslöhne zugrunde.

Die direkten Baukosten enthielten: die hierher gehörenden Frachtkosten, Kosten für Reisen der Angestellten und Arbeiter, die im notwendigen Interesse der Bauausführung und des Fortschrittes gemacht wurden; Feuer-, Unfall-, Schadenersatz- und sonstige Versicherungsprämien, öffentliche Abgaben und Steuern, Errichtung oder Mietung von Büro-, Unterkunfts-, Speise- und Lagerräumen, sowie die sonstigen Baustelleneinrichtungen und ihre Wiederentfernung nach Fertigstellung der Arbeiten usw.

In den direkten Baukosten waren eingeschlossen und wurden daher nicht besonders vergütet: Löhne und Gehälter für Arbeiter, Techniker und Ingenieure, Transportkosten und Vorhalten aller Baumaschinen und -geräte einschl. etwaiger Linzengebühren, sowie Lieferung der notwendigen Betriebsstoffe und des Kraftbedarfs, Bürokosten, Transportkosten der Arbeiter und Angestellten von und nach der Baustelle, Beiträge für die öffentliche Haftpflicht- und die Arbeiterschadensversicherungen, Fracht für die Baustoffe usw.

Von den indirekten Baukosten, deren Entstehung und wirklich gezahlte Beträge im einzelnen nachzuweisen waren, erhielt der Unternehmer einen von der Baubehörde festgesetzten Satz von 4%.

In seinem Angebot hatte der Unternehmer nur den Prozentsatz einzusetzen, den er von dem Betrage der direkten Baukosten forderte. Im Bauvertrage war vorgesehen, daß die wirklich geleisteten Mengen und Lieferungen vor der Rechnungslegung des Unternehmers festgestellt wurden, ferner, daß die Einheitspreise und Löhne, falls sie während der Vertragsdauer durch die Konjunktur eine Änderung erfahren sollten, berichtigt werden konnten. Weiter konnte der Prozentsatz dieses Unternehmergewinns herab- oder heraufgesetzt werden, je nachdem er die Einheitspreise über- bzw. unterschritt.

Die Baubehörde hatte bei diesem Selbstkostenbauvertrag mit Gewinnbeteiligung des Unternehmers weitgehendste Kontrollrechte und Einwirkungen in bezug auf die Ausführung der Arbeiten und Lieferungen, sowie auf die Kostenbildung.

Die Baustelleneinrichtungen, insbesondere die Unterkunfts- und Speiseräume, sowie die sanitären Einrichtungen waren mustergültig.

Während seines dreijährigen Aufenthaltes in den Vereinigten Staaten wurde dem Verfasser auf allen Baustellen, Büros usw. das größte Entgegenkommen gezeigt und in allem bereitwilligst — auch in den Einzelheiten — Auskunft erteilt und von allen Stellen jede Unterstützung für das Sammeln weiterer Kenntnisse und Erfahrungen auf das freundlichste gewährt, wofür an dieser Stelle der besondere Dank nochmals ausgesprochen sei.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Errichtung einer 77 m hohen Gewölbereihentalsperre in Arizona.

(Nach „Engineering-News-Record“ 1928.)

Berichtet von Dr.-Ing. F. Tölke, Karlsruhe i. B.

Im September vorigen Jahres wurde in der Nähe der Stadt Phoenix in Arizona (U. S. A.) die ca. 650 m lange und im Maximum 77 m hohe Lake Pleasant-Gewölbereihensperrmauer fertiggestellt, durch welche ein zunächst nur Bewässerungszwecken dienendes Staubecken von ca. 213 Mill. cbm Inhalt und 52 m größtmöglicher Stauhöhe über Unterwasser entstanden ist. Der Agula Fria River, in dessen Verlauf die Sperre liegt, zeigt ganz gewaltige Schwankungen in der Durchflußmenge, die bisher zwischen 42 Sekundenlitern und 2,8 Mill. Sekundenlitern gemessen sind. Während der Bauzeit traten zwei große Flutperioden auf, im Februar 1927 die größte mit 1,7 Mill. und im Sommer vorher noch eine mit 1,0 Mill. Sekundenlitern, die von einschneidendem Einfluß auf das Bauprogramm waren. Um diese großen Wassermengen nach Fertigstellung der Sperre abführen zu können, benutzte man einen natürlichen Sattel ungefähr 300 m vom Westende der Mauer, um einen etwa 230 m langen Durchlaß in aufgelöster Eisen-

betonkonstruktion vorzusehen, in den 29 verschließbare Tore von 5 m Höhe und 7½ m Länge eingebaut wurden. Neben diesem Durchlaß, mit dem man mehr als 150% der größten bisher gemessenen Durchflußmenge zu bewältigen vermag, sind für den normalen Abfluß etwa im Sperrenmitte noch drei verschließbare Auslässe über dem Unterwasserspiegel angeordnet. Die konstruktive Durchbildung der Sperrmauer zeigen Abb. 1 bis 3.

In Abb. 1 ist ein Schnitt durch die Mitte eines Gewölbes, in Abb. 2 ein Horizontalschnitt und in Abb. 3 eine Ansicht von Unterwasserseite zur Darstellung gebracht worden. Als Gewölbeform wählte man die eines Korbbogens, bei dem die inneren Radien auf die ganze Höhe konstant gehalten, während die äußeren nach unten zu größer wurden. Oben sind die Gewölbe durch eine Zwickelmauer verbunden (Abb. 3), welche gleichzeitig den Laufsteg trägt. Bemerkenswert ist auch die gemeinsame Bodenplatte, welche sämtliche Stützen und Bögen miteinander verbindet und in hohem Maße verteilend und ausgleichend wirkt. Für die Stützen finden wir mit Rücksicht auf die gewaltige Höhe von 77 m einen doppelwandigen Querschnitt, dessen massive und nach oben sich verjüngende Wände mittels durchgehender Vertikalrippen, zwischen denen noch quadratische Stege liegen, verbunden

sind. Damit aus den so entstehenden Kästen das Sickerwasser heraus kann, befinden sich in jedem Kasten unmittelbar über der Bodenplatte 4 Wasserlöcher von 30 cm Durchmesser.

Die Ausführung der Gewölbe erfolgte in Eisenbeton mit einer

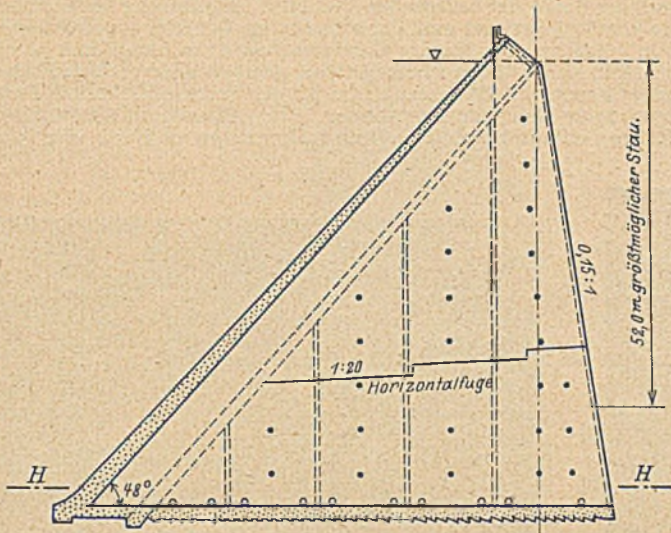


Abb. 1.

verhältnismäßig schweren Bewehrung von 0,3%. Unter Berücksichtigung der Temperatureinflüsse ergaben sich die maximalen Druckspannungen bei gefüllter Sperre an der inneren Leibung der Widerlager zu 47 kg/cm², die maximalen Zugspannungen bei leerem Becken zu 14 kg/cm². Die größten Druckspannungen in den Stützen erreichten 31 kg/cm² an der Unterwasser- und 7 kg/cm² an der Oberwasserseite. Sämtlicher Beton wurde gegossen; dabei versuchte man es zuweilen mit einer Rinnenneigung von 1:2, die sich aber doch nicht so recht bewährte. Zur Sicherheit wurde unter den tief heruntergeführten Mauerpartien an der Ostseite eine ausgedehnte Drainage des Fundamentfelsens vorgesehen. Obwohl das Lecken nur gering war, wurde doch unter 33 m Stauspiegel mit Hilfe von Preßluft Zementbrei maschinell eingespritzt. Die horizontalen Fugen wurden so hergestellt, daß der alte Beton verzahnt und vor dem Betonieren eine Zementmilch aufgebracht wurde (Verzahnung vergl. Abb. 1).

Beim Bauvorgang mußte, wie oben bereits erwähnt, mit dem Eintreten mächtiger Hochwasser gerechnet werden. Daher wurde im Frühling 1926 an der seichten Westseite, unter ständiger Trockenhaltung der Baustelle durch Pumpen, bis auf den guten Felsen ausgehoben und bis zur Flußsohle betoniert, während man gleichzeitig für die östliche und mittlere Baustelle vom Ostufer einen Flügel-damm bis um die mittleren Pfeiler herumführte. An den besonders gefährdeten Stellen wurde eine Spundwand gerammt, wohingegen man sich im

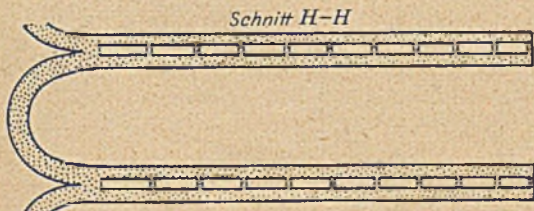


Abb. 2.

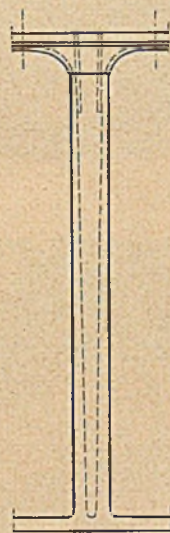


Abb. 3.

übrigen mit Aufschüttung von grobem Kies und Sandsäcken begnügte. In Verbindung mit einer gut arbeitenden Flußkontrolle reichten diese Maßnahmen völlig aus, um das Hochwasser über die inzwischen bis zur Flußsohle fertig betonierte Westseite zu leiten.

Weit schwieriger war die Fundierung der mittleren Pfeiler, da man unvorhergesehenerweise den guten Gründungsfelsen erst in erheblich größerer Tiefe fand. Dazu kam, daß die Oberstromseite, der

geringeren Gründungstiefe wegen, von 15 m unter Unterwasserspiegel, zuerst in Angriff genommen und teilweise schon betoniert war. Es zeigte sich, daß der Pfeiler 7 an der Unterwasserseite 13 m tiefer hinuntergeführt werden mußte, was einen recht abschüssigen Pfeiler zur Folge gehabt hätte. Da die Verhältnisse bei den beiden Nachbarpfeilern 6 und 8 erheblich günstiger lagen, ließ die Bauleitung kurz entschlossen die bereits fertigen Gewölbeteile wieder abbrechen, um die untere Partie zwischen den Pfeilern 6 und 8 durch einen einzigen vertikal gestellten Bogen zu überbrücken. Von einigen kleinen Überraschungen abgesehen verlief der übrige Teil des Baues programmäßig und ohne Zwischenfälle.

Schwimmsandstollenbau.

Eine 1200 m lange Strecke eines Hauptabwasserkanals von 3,5 und 3 m Lichtweite in Cleveland (Ohio) ist im Stollenbau unter Druckluft hergestellt worden, weil, neben anderen Schwierigkeiten, die für den Bau in offenem Einschnitt erforderliche Straßensperrung unzulässig war. Die Besonderheit des Baues war die Verwendung einer 6 m langen Vorschiebschwelle aus zwei zusammengeschraubten 30 cm hohen I-Trägern, mit zwei genau eingepaßten 7,5 cm starken Bohlen dazwischen, in der Mittellinie des Stollens und die Absteifung der Auszimmerung gegen diese Schwelle (Abb. 1 u. 2). Der Luftüberdruck genügte mit 0,55 bis 0,7 kg/cm². Nach Fertigstellung der 33 cm starken Ziegelausmauerung in der letzten Strecke wurde im Scheitel ein 3 bis 3,6 m langer Gang, der Tagesleistung entsprechend, vorgetrieben und durch zusammengepaßte, gegen die Seitenwände abgestützte Bohlen im First verkleidet, in der neuen Stollenbrust ein 90 cm tiefes Loch vorgetrieben und darin das vordere Ende der Vorschiebschwelle in der richtigen Lage festgekeilt, während das hintere Ende noch 1,5 m im ausgemauerten Stollen blieb und dort durch Holzstapel und eine Schraubenwinde befestigt wurde (Abb. 1). Dann

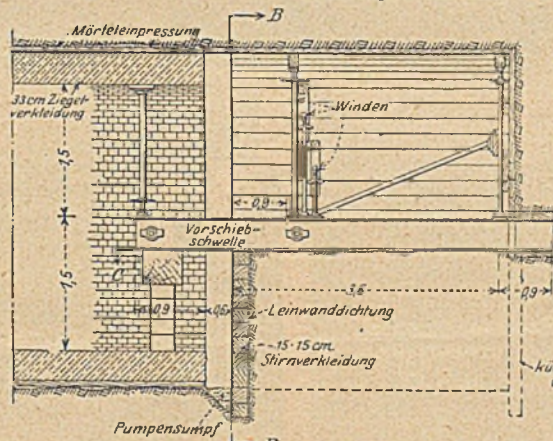


Abb. 1.

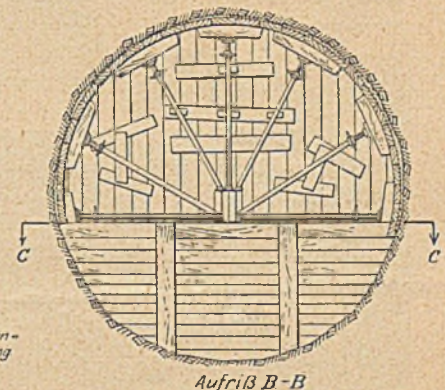


Abb. 2.

wurde die Ausweitung beiderseits nach unten fortgesetzt, die Stirn mit Bohlen versetzt, die in der unteren Hälfte noch eine Leinwanddichtung gegen das Durchrieseln von Sand erhielten, und die Bohlenverkleidung der Wände und der Stirn gegen die Vorschiebschwelle mit Schraubenwinden abgestützt. Zur Abminderung der Luftverluste beim Bau und der Wassereinsickerung im fertigen Stollen ist die Ziegelauskleidung mit eingepreßtem Zementmörtel von zwei 5 cm weiten Röhren aus in kurzen Abständen hinterfüllt worden. (Nach S. H. Murdock, Ingenieur der Bauabteilung in Cleveland, in Engineering-News-Record 1928, S. 550—553, mit 5 Zeichn. und 1 Lichtbild.) N.

Betonieren der Toltec-Sperrmauer in Neu-Mexico.

Beim Bau der Toltec-Betonsperrmauer, die eine bogenförmige Schwergewichtsmauer von rd. 150 m Kronenlänge und rd. 24 m größter Höhe ist und 66 Mill. m³ zur Bewässerung anstaut, hat der Mangel an feinen Zuschlagstoffen zu dem groben Kalksteinschotter und die wechselnde Wasseraufsaugung durch den Kalksteinschotter Schwierigkeiten gemacht. Nach vielen Versuchen hat sich eine Splittbeimengung von 15% als günstig für Verarbeitbarkeit, Dichtigkeit und Undurchlässigkeit ohne Benachteiligung der Festigkeit ergeben und ein Zusatz von 15% feinem Flußsand als vorteilhaft für die Rinnenförderung und den Einbau. Die für die Einbaustelle jeweilig erforderliche Mischung ist durch sorgfältige Überwachung der Mischarbeit und Fernsprechverbindung zwischen Einbau- und Mischstelle erreicht worden. Die Winterarbeit wurde durch Verwendung von kochendem Wasser (durch Abdampfer erhitzt), Heizung der Mischtrommel mit einer großen Gasolinflackel und Verlängerung der Mischzeit ermöglicht, ohne daß Schotter und Sand erwärmt wurden. Bei Beginn der Arbeit wurde das Wasser in der vollgefüllten Mischtrommel zum Kochen gebracht und dann in die Gießrinne abgelassen. Der Beton verließ die Mischtrommel mit 45° C und hatte beim Einbau noch 30° C. Außer 10 cm starken Holzschalungen kamen noch Leinwanddecken über dem frischen Beton zur Verwendung, was auch bei längerer Arbeitsunterbrechung im strengen Winter nur geringe Frostschäden ergab. Eine wasserführende Felsschicht in 1,5 m Tiefe unter der

Gründung wurde durch Einpressung von dünnem Zementmörtel in 2,5 m tiefe Löcher, die 1,5 m Abstand voneinander hatten, mit Druckluft von 10,5 kg/cm² Pressung erfolgreich gedichtet. (Nach A. F. Schramm, Zivilingenieur in Roswell (Neumexico), in *Engineering-Record* 1928, S. 631—633 mit 2 Lichtbildern und 1 Zahlen-tafel.)

Der Eisenbeton in Italien.

Aus Anlaß ihres 25jährigen Bestehens veröffentlicht die Zeitschrift *Il Cemento armato* in Mailand (38 Seiten und 2 farbige Tafeln) Abbildungen und Beschreibungen der hervorragendsten Eisenbetonbauten in Italien, von denen wir nachstehend eine kleine Auswahl der bemerkenswertesten bringen:

Abb. 1. Montierungs-saal für Motoren, 20 m weit, 140 m lang, 15 m hoch. Abb. 2. Arbeits-hallen für Flugzeuge, 20 m weit. Erste Ausführung eines gemauerten Dachs in Italien. Abb. 3. Fisch-halle von 16 m Weite und 19 m Höhe. Rahmen-werk gänzlich aus Eisenbeton. Abb. 4. Hallen für Marmorbearbeitung, Gesamtgrundfläche 1128 m²,

Steinkohlen-Destillieranlage zur Gewinnung von Koks für ein Eisenwerk, Leuchtgas und Nebenerzeugnissen. Abb. 8. Verlade-brücke am Meeresufer, 102 m lang, 11,5 m breit. Verlängerung der Diagonalen des Grundträgers bis zu Ankerblöcken am Ufer zur Aufnahme der Stöße der anliegenden Dampfcr. Aussteifung der Ständerpaare durch Querriegel und einen Laufsteg, Gründung auf Gruppen von je 3 Pfählen der Bauart Considère von 17 m Länge und 56 cm Stärke mit einem übergeschobenen und unter Wasser vollbetonierten Eisenbetonmantel. Hängeeisenbahn an der Verladebrücke mit Fortsetzung nach dem Lande. Abb. 9. Erste Eisenbeton-Bogenbrücke in Italien, erbaut 1902. Straßenbrücke mit 51 m Weite und 15 m

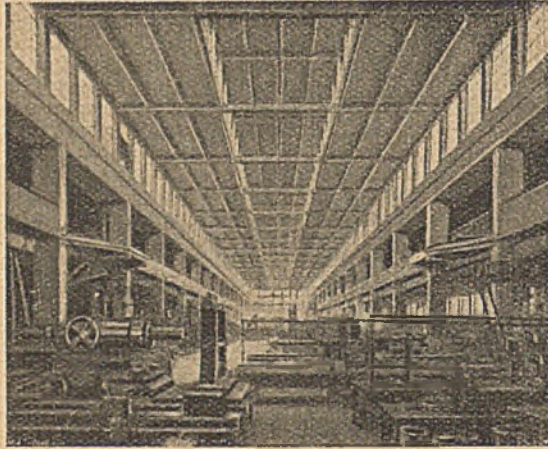


Abb. 1.



Abb. 2.



Abb. 3.



Abb. 5.

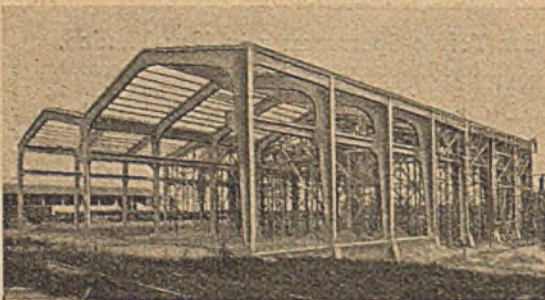


Abb. 4.

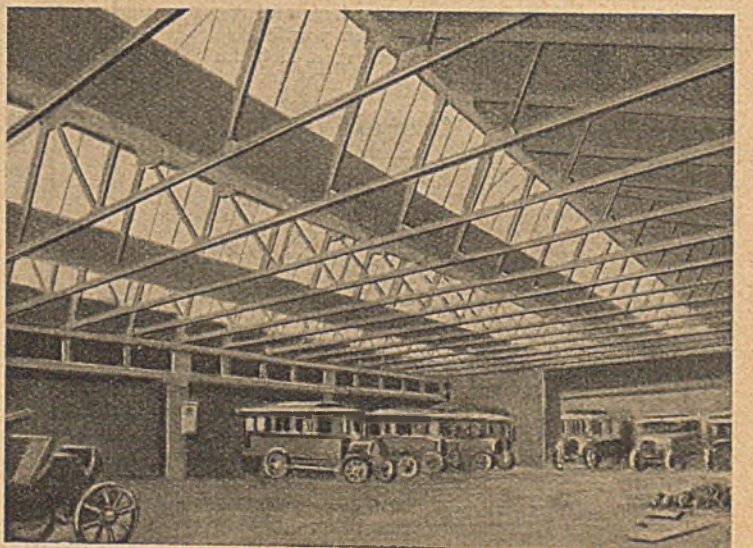


Abb. 6.

Höhe im Scheitel 9 m. Beispiel für die leichte Schaffung großer Räume durch statisch unbestimmte Rahmen und für die Auflagerung der Kranlaufträger auf Kragarme der Stützen. Abb. 5. Straßenbahn-Wagenhalle und -Werkstatt, zunächst 12000, nach vollem Ausbau 25000 m² groß. Größte Höhe 12 m. Überall große Glasflächen. Abb. 6. Kraftwagenhalle von 1200 m² Grundfläche mit mehrfachen Sagedächern. Ein Drittel der Breite von rd. 30 m ist für Büroräume, zwei Drittel für die Wagenhalle verwendet. Abb. 7.

Pfeilhöhe. Abb. 10. Straßen-Bogenbrücke mit drei Gelenken von 62 m Lichtweite und 14,15 m Pfeilhöhe, 40 m über der Talsohle hoch. Breite 6,5 m, Bogenstärke im Scheitel 1,0, an den Widerlagern 1,3, in der Mitte der Bogenhälften 1,65 m. Bogen ohne Bewehrung, Fahrbahntafel und Traggpfeiler bewehrt. Gelenke gebildet aus gekreuzten quadratischen Stahlstangen von 30 mm Stärke. Eisenmenge der Bewehrung 22 300 kg (93 kg/m^3). Abb. 11.

Straßen-Bogenbrücke, im Grundriß in einer Krümmung, 70 m über der Sohle eines Wildbachs, erbaut 1922/23. Lichtweite des eingespannten Bogens 66 m, Pfeilhöhe 26 m. Die beiden Bogenrippen und die prismatischen Säulen für die Fahrbahn liegen in Ebenen mit 3,3% Neigung gegen die Lotrechte, so daß der Rippenabstand im Scheitel 4,94, an den Kämpfern 6,94 m ist. Die Rippen nehmen an Höhe und Breite nach den Kämpfern zu. Die Fahrbahn hat 6 m Breite und

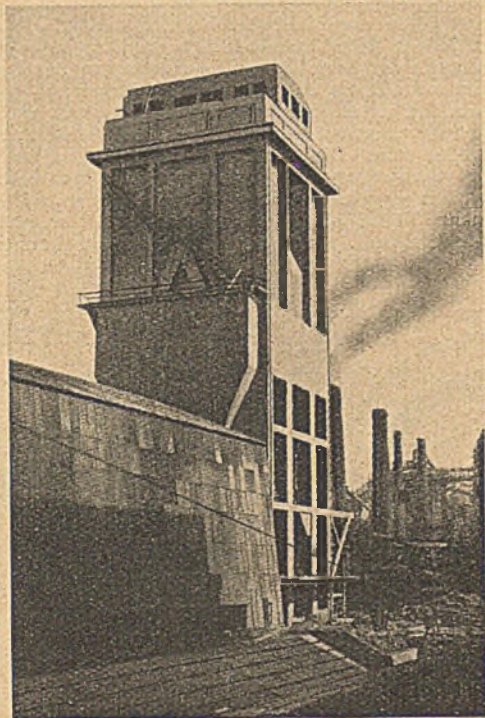


Abb. 7.

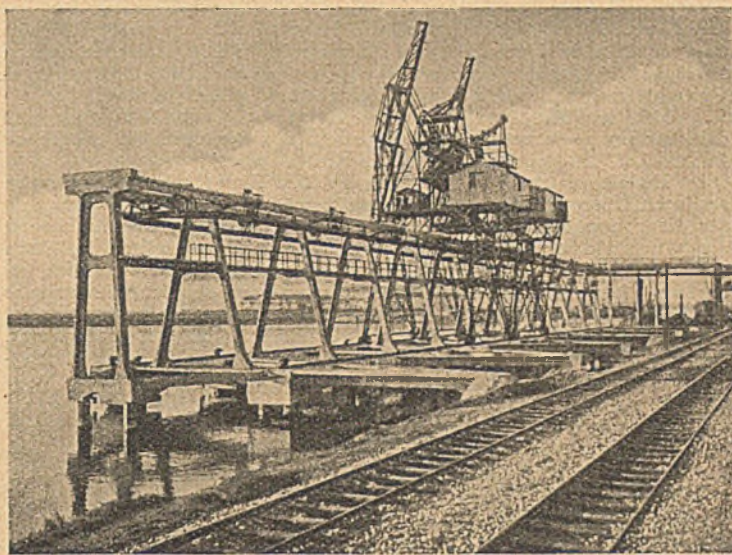


Abb. 8.

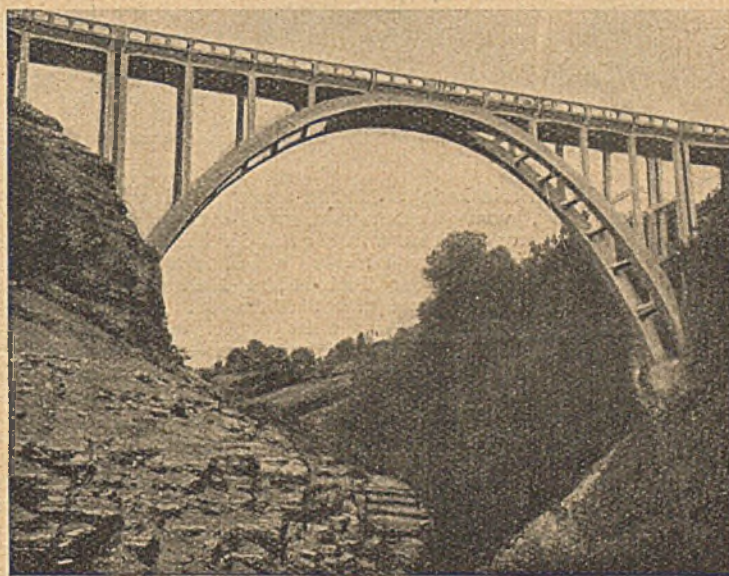


Abb. 11.

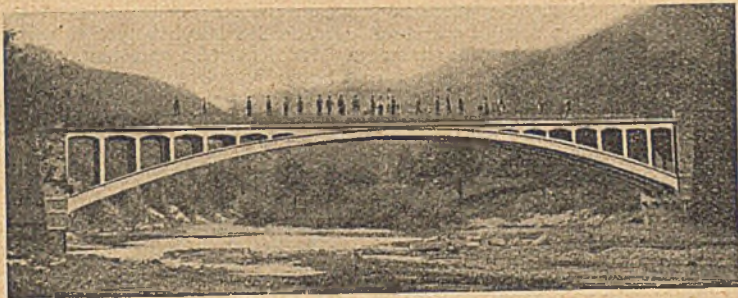


Abb. 9.



Abb. 10.



Abb. 12.

hat eine mittlere Öffnung von 56,2 und zwei seitliche von je 46,2 m Lichtweite. Die geringe zulässige Bodenpressung von $2,8 \text{ kg/cm}^2$ erforderte kostspielige Gründungen. (Nach II Cemento armato 1928, S. 51—86 und 2 Taf. mit zus. 90 Lichtbild.) N.

beiderseits 0,75 m breite auskragende Fußwege. Über den Kämpfern hat die Fahrbahn Dehnungsfugen mit Verzahnung. Der Beton hatte 200 kg Zement auf 1 m^3 in den Gründungen, 350 kg in den Bogenrippen und 300 kg im übrigen. Der Berechnung ist zugrunde gelegt worden eine gleichmäßige Belastung von 400 kg/m^2 , eine Straßenwalze von 20 t mit Lastkraftwagen von 5 t dahinter. Die größten Beanspruchungen errechneten sich mit 42 kg/cm^2 Druck für den Beton und $92,3 \text{ kg}$ Zug für das Eisen. Abb. 12. Die Straßenbrücke mit 6 m Fahrbahnbreite und beiderseits 1 m breiten Fußwegen

Der Beton-Mischfaktor.

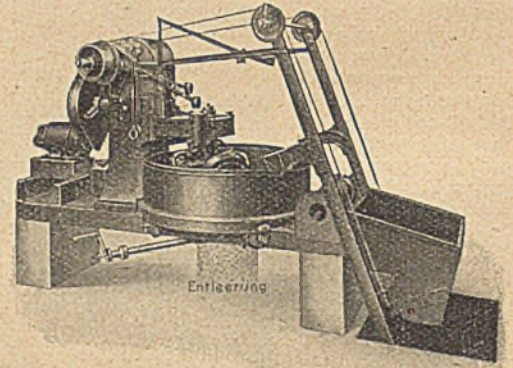
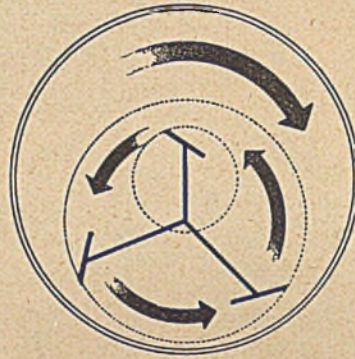
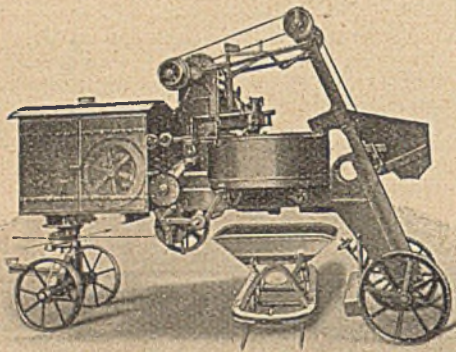
Erscheint es schon bei den meisten handelsüblichen Fertigerzeugnissen des täglichen Bedarfes meist außerordentlich schwierig, einheitliche Gütebestimmungen aufzustellen, die eine bestimmte Begrenzung der einzelnen Qualitäten gestatten, so ist dies bei dem in der Zusammensetzung und Herstellung so überaus verschiedenen Beton ganz unmöglich. Je nach dem Verwendungszweck sind die gestellten Anforderungen grundverschieden. Man muß daher bei der

Bewertung eines Betons von der Tauglichkeit und Eignung für den jeweiligen Zweck ausgehen und die Eigenschaften in jeder Hinsicht zu verbessern suchen. So kann Hauptwert auf hohe Druckfestigkeit, auf geringe Abschleifung, auf weitgehende Porosität und geringes Gewicht, auf bestimmte Biegefestigkeit usw. gelegt werden.

Bei der Mischung von Beton ist die Grundbedingung eine denkbar innige Vermengung der einzelnen Bestandteile in möglichst kurzer Zeit und unter geringstem Kraftaufwand.

Ist also intensivste Vermengung der Einzelteile, welche einen restlosen Überzug der Zuschläge mit Zement sichert, Grundbedingung für die rationelle Bereitung eines guten Betons, so kann diese auch als Grundlage für die Gütebeurteilung desselben in Form eines Mischfaktors angesehen werden. Hierbei legt man den als am wichtigsten empfundenen Punkt der Eigenschaften, die erzielte Druckfestigkeit eines Betons, zugrunde. Die Druckfestigkeit ist aber nicht allein, wie man früher allgemein anzunehmen geneigt war, von der Menge des verwendeten Zementes (der auch in seinen Festig-

so bekommt man zahlenmäßige Vergleichswerte, die als Gradmesser für die Güte einer Mischung angesprochen werden können. Erzielt man z. B. bei einem Zementverbrauch von 270 kg/cbm eine Festigkeit von 260 kg/qcm, so würde die Verhältniszahl ($260/270 =$) 0,9 betragen, erzielt man mit derselben Zementmenge eine Druckfestigkeit von 370 kg/qcm, so wäre die Verhältniszahl (der Faktor) 1,3. Der hier gefundene Mehrwert bei der zweiten Mischung kann durch verschiedene Umstände bedingt sein, so z. B. durch die Zusammensetzung der Zuschläge. Die Menge des Sandes beispielsweise ist von Einfluß auf die zu erzielende Festigkeit; je größer dieselbe bei Kiesand ist, um so geringer wird die Festigkeit bzw. um so größer wird der Zementverbrauch. Bei Quetschsand muß der Anteil an feinen Teilen größer sein. Die Festigkeit eines Betons ändert sich nur erheblich bei Steigerung der Zuschläge, wenn der Mörtel ausreicht, um die groben Zuschlagstücke zu umschließen. Schotterbeton gebraucht mehr Mörtel als Kiesbeton, da Schotter mehr Hohlräume enthält wie Kiessand. Außer diesen allgemeinbekannten Gesichtspunkten ist



keiten verschieden sein kann) abhängig, sondern auch von der Kornzusammensetzung, vom Wasserzusatz, von der Behandlung und Lagerung, ganz besonders aber von der Art der Mischung. Wie sehr die Art des Mischvorganges von Einfluß auf die Druckfestigkeit sein kann, haben kürzlich an der Technischen Hochschule Stuttgart vorgenommene Versuche gezeigt, bei denen bei gleichem Mischverhältnis und gleicher Behandlungsweise Vergleiche zwischen Handmischung und Maschinenmischung vorgenommen wurden. Für letztere diente das System der Gegenstrom-Schnellmischung von Gustav Eirich-Hardheim (Nordbaden), welches infolge der unbeeinflussten zwangsweisen gleichzeitigen Bewegung aller Stoffteilchen gegeneinander stets gleichmäßige Mischwirkung gewährleistet. Die Druckprüfungen wurden nach 28 Tagen vorgenommen. Bei der sorgfältig durchgeführten Mischung von Hand wurde viermal trocken und sechsmal naß durchgeschaufelt und durchgestochen; es ergaben sich Festigkeiten von 256 bis 269 kg/qcm, im Mittel also 262 kg/qcm. Im Gegensatz hierzu stehen die Ergebnisse der Maschinenmischung auf dem Eirich-Mischer, die bei einer Mischdauer von 20 Sekunden trocken und 40 Sekunden naß bereits im Mittel 369 kg/qcm ergaben; nachdem die Mischdauer auf $3\frac{1}{2}$ Minuten verlängert war (1 Min. trocken, $2\frac{1}{2}$ Min. naß), fand man bereits gegenüber der Handmischung eine Festigkeitssteigerung von etwa 85%; der Mittelwert betrug nämlich 485 kg/qcm.

Wenn man das Verhältnis der erzielten Druckfestigkeiten zu der für 1 cbm Beton benötigten Menge Zement rechnerisch feststellt,

maßgebend bei den gefundenen Werten die Art (und die Dauer) der Mischung. Nimmt man an, daß völlig gleiche Mischungen mit gleichen Kornzusammensetzungen nach verschiedenen Methoden gemischt werden (von Hand, durch freien Fall, durch zwangsläufige Mischung), so werden die sich ergebenden Rechnungswerte als Gradmesser der erzeugten Masse sowohl wie auch der Art des Mischvorganges gelten können und man kann von einem Mischfaktor sprechen.

Die eingeleiteten bereits erwähnten Vergleichsversuche geben ein Bild, welche Wertsteigerung durch intensive Gegenstrommischung ermöglicht ist.
Ingenieur H. E. P. Probst, Oberau.

Strenge Prüfungen eines Brückengeländers aus schmiedbarem Gußeisen.

Eine neue Straßenbrücke unterhalb Pittsburgh (Pennsylvanien) von 812 m Länge und 38 m größter Höhe über der Flußsohle brauchte ein Gelände von massigem Aussehen und hohem Widerstand gegen anfahrende Fahrzeuge. Diesen Anforderungen entsprach schmiedbarer Guß, von dem 15 cm lange Keilstücke durch Schläge zusammengelotet werden konnten, ohne Risse zu bekommen, ganze Felder durch die Schläge der Prüfmaschine keine Schäden erlitten und die Lampenständer Fallproben mit 1250 kg aus 6 m Höhe ohne Bruchanzeichen aushielten. (Nach F. W. Groh, Ingenieur des Prüfungsamtes für öffentliche Arbeiten in Pittsburgh. Engineering-News-Record 1928, S. 618 und 619 mit 3 Lichtbildern und 1 Zeichnung.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Neuwertversicherung genehmigt. Das Reichsaufsichtsamt für Privatversicherung hat durch Senatsentscheidung vom 19. Dezember 1928 die Genehmigung zur Aufnahme des Betriebs der Neuwertversicherung für industrielle Anlagen und Wohngebäude im Anschluß an die bestehenden Allgemeinen Feuerversicherungsbedingungen erteilt. Bei Wohngebäuden wird der Neuwert zu 100% ersetzt, bei industriellen Wagnissen hat der Versicherungsnehmer bei einer Entwertung von mehr als 10% einen allmählich ansteigenden Prozentsatz des Schadens selbst zu tragen. Die Leistung aus der Neuwertversicherung erfolgt nur zur Wiederbeschaffung oder Wiederherstellung. Wohngebäude, deren Entwertung mehr als 50% beträgt, werden nicht zur Neuwertversicherung angenommen; bei der Neuwertversicherung industrieller Anlagen beschränkt sich, sofern die Anlage um mehr als 50% entwertet ist, die Ersatzleistung auf der Verpflichtung aus der Zeitwertversicherung. Der Kreis der für die Neuwertversicherung in Frage kommenden Wagnisse ist wie folgt umgrenzt: a) für industrielle Wagnisse: 1. Gebäude und Baulichkeiten, 2. Maschinen und maschinelle Betriebseinrichtungen; b) für Wohngebäude: hartgedeckte Wohn- und Bürogebäude sowie

öffentliche Gebäude, wenn sie in Städten, in Landgemeinden mit städtischer Bauweise oder in Landhaussiedlungen gelegen sind. Durch die Aufnahme der Neuwertversicherung sind die Versicherer einem seit längerer Zeit geäußerten Wunsche der beteiligten Wirtschaftskreise, besonders der Industrie nachgekommen.

Die Arbeitslosenversicherung im ersten Geschäftsjahr. Nach den Abrechnungen, die für die Zeit vom 1. Oktober 1927 bis 30. September 1928 nunmehr vollständig vorliegen, macht das „Reichsarbeitsblatt“ eine Zusammenstellung der Rechnungsergebnisse auf. Interessant sind im einzelnen folgende Angaben: Die Durchschnittszahl der Versicherten betrug 15896001, die Gesamtsumme der Beträge an die Reichsanstalt 797849197.13 RM. oder auf den Kopf des Versicherten im Monatsdurchschnitt 4.17 RM., der Aufwand für die Arbeitslosenversicherung zusammen 725672991.89 RM., der Aufwand für Maßnahmen zur Verhütung und Beendigung der Arbeitslosigkeit 36447245.92 RM.; die Gesamtausgaben der Reichsanstalt nebst Verwaltungskosten usw. betragen 842722993.05 RM. Den Umfang der Arbeitslosigkeit umschreibt folgende Tabelle:

	Hauptunterstützungsempfänger		Notstandsarbeiter		Ausgaben auf den Kopf i. Monatsdurchschnitt RM
	in der Arbeitslosenversicherung	in der Krisenunterstützung	in der Arbeitslosenversicherung	in der Krisenunterstützung	
Oktober 1927	341 726	114 437	50 909	20 874	66.04
November 1927	446 376	129 874	43 030	17 728	74.16
Dezember 1927	874 456	176 793	27 956	11 164	89.42
Januar 1928	1 297 497	218 194	24 333	8 861	84.74
Februar 1928	1 287 180	215 081	43 575	14 225	79.65
März 1928	1 149 512	208 292	57 185	17 670	86.36
April 1928	861 660	180 813	67 676	20 325	84.07
Mai 1928	666 993	145 933	69 161	20 873	79.04
Juni 1928	620 774	123 854	64 942	18 511	83.51
Juli 1928	584 838	95 393	58 836	15 363	79.59
August 1928	568 753	81 348	54 107	22 773	86.13
September 1928	576 022	83 074	51 348	11 305	90.27
Im Durchschnitt	777 072	147 124	51 112	15 664	82.53

Im Monatsdurchschnitt erhielten also im ersten Geschäftsjahre der Arbeitslosenversicherung ständig fast 800 000 Arbeitslose (ohne Krisenunterstützte) Unterstützungen aus der Versicherung. Die vergleichbaren Zahlen aus der ehemaligen Erwerbslosenfürsorge geben als Monatsdurchschnitt für die Zeit vom 1. Oktober 1925 bis 30. September 1926 1 534 000 und für die gleiche Zeitspanne 1926/27 1 027 000 unterstützte Erwerbslose an. Diese hohen Durchschnittssätze zeigen die Wirkung der Krise im Jahre 1925 und die tiefe Depression im Jahre 1926, welche die Zahl der Unterstützten in letzterem Jahre auf über 2 Millionen answellen ließ und sie auch am günstigsten Zeitpunkt nicht unter 1,3 Millionen Hauptunterstützungsempfänger senkte. Die günstige Arbeitsmarktlage im Jahre 1927 konnte auch den Einfluß der Depression 1926 nicht ausgleichen, während andererseits die Abschwächung der Wirtschaft, die das Jahr 1928 gebracht hat, erst seit Juli des vergangenen Jahres auf dem Arbeitsmarkt zum Ausdruck kommt. Von diesem Zeitpunkt an sind die Zahlen für 1928 ständig höher als für die gleiche Zeit des Vorjahres.

Die Zahlen der unterstützten Erwerbslosen schwankten (in 1000):

1920 zwischen	272	und	455
1921	149	„	427
1922	12	„	213
1924	402	„	588
1925	195	„	1062
1926	1308	„	2058
1927	329	„	1827
1928	564	„	1333

Die günstige Arbeitsmarktlage der Inflationszeit ist nach der Stabilisierung der Währung nicht mehr erreicht worden. Allerdings war sie erkaufte durch ein erheblich niedrigeres Einkommensniveau der Arbeitnehmer und ein Valutadumping, das der Industrie die technische Konkurrenz des Auslandes — und damit den Zwang zur Rationalisierung — noch nicht fühlbar machte.

Lebenshaltungindex, Bauarbeiterlöhne und Baukosten im Jahre 1928. (1913=100.)

	Lebenshaltung	Baufacharbeiter	Bauhilfsarbeiter	Baukosten
Januar	150,8	172,2	179,9	172,7
Februar	150,6	172,2	179,9	172,8
März	150,6	172,2	179,9	171,3
April	150,7	172,9	180,1	173,5
Mai	150,6	180,1	188,9	173,4
Juni	151,4	180,1	188,9	173,4
Juli	152,6	180,1	188,9	172,8
August	153,5	180,1	188,9	172,1
September	152,3	182,2	190,9	171,7
Oktober	152,1	187,2	196,6	173,4
November	152,3	187,2	196,6	173,3
Dezember	152,7	187,2	196,6	—

Der Vergleich der Zahlen zeigt die Erhöhung des Reallohns der Bauarbeiter gegenüber der Vorkriegszeit, die auch im Laufe des vergangenen Jahres in starkem Maße in Erscheinung trat. Die Baukosten sind dieser Erhöhung nicht gefolgt. Die durch die ständigen Lohnerhöhungen immer weiter hinausgeschobene Stabilisierung der Wirtschaft ist hier insbesondere durch die schlechte Lage des Baumarktes zustande gekommen. Die Bescheidung des Gewinns im Baugewerbe durch diese Entwicklung hemmt aber die Rationalisierung und Maschinerisierung, die angesichts der schon erreichten Lohnhöhe immer dringender wird. Diese Modernisierungsbestrebungen im Baubetrieb sind noch nicht so weit gediehen, daß sie einen tiefergehenden Einfluß auf die gesamte Preisgestaltung im Baugewerbe des Deutschen Reiches haben können.

Die Arbeitsmarktlage im Reich am Jahresende. (Nach den Berichten der Landesarbeitsämter.) Um die Jahreswende steht der Arbeitsmarkt im Zeichen einer schweren Arbeitslosigkeit. Am 15. Dezember befanden sich bereits 1 299 484 Hauptunterstützungsempfänger in der Arbeitslosenversicherung. Die Arbeitslosigkeit ging in diesem Winter nicht nur von einem höheren Niveau aus (dies lag am 15. November, dem winterlichen Ausgangspunkt, um 410 000 Hauptunterstützungsempfänger höher als zur gleichen Zeit des Vorjahres), sondern die Arbeitslosigkeit stieg auch steiler als im Vorjahr an: Die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger stieg in der Zeit vom 15. 11. bis zum 15. 12. 1928 um 494 000 Personen, dagegen innerhalb des gleichen Zeitraumes im Vorjahr um 436 000 Personen. Der diesjährige jahreszeitliche Ausschlag wird verschärft durch einen lang samen, ständigen Konjunkturrückgang, der fast alle Berufe in Mitleidenschaft gezogen hat; die ungünstige Wirkung der schweren Arbeitskämpfe auf die Lage des Arbeitsmarktes ist ebenfalls noch nicht überwunden.

Im Ruhrkohlenbergbau stieg die Zahl der arbeitsuchenden Bergarbeiter von 14 082 am 15. 11. 1928 auf 16 741 am 14. 12. 1928. Die rückläufige Bewegung hielt auch in der zweiten Dezemberhälfte an. Die Entlassungen und die ausgesprochenen Kündigungen sind in der Frage auf reine Rationalisierungsmaßnahmen zurückzuführen. — In den anderen Bergbaubezirken konnte sich der hohe Beschäftigungsstand behaupten. Das sächsische Steinkohlengebiet hatte noch Bedarf an Arbeitskräften für Abraum und Grube.

In der Industrie der Steine und Erden nahmen die Entlassungen aus den Ziegeleien, den Kalk- und Zementwerken und den Steinbrüchen ihren Fortgang. Ende November befanden sich in der Arbeitslosenversicherung schon mehr als 45 000 Hauptunterstützungsempfänger gegen rund 17 000 am gleichen Stichtag des Vorjahres.

Sehr spürbar ist der Konjunkturrückgang in der Metallverarbeitung. Während Ende November bereits 163 000 arbeitslose Facharbeiter unterstützt wurden, waren es am gleichen Stichtag des Vorjahres nur 76 000. Die Zugänge an Arbeitslosen hielten auch in der Berichtszeit an. Sie kamen hauptsächlich aus der Maschinenindustrie; auch Bau- und Montagefirmen gaben weitere Kräfte frei.

Die Außenarbeiten im Baugewerbe lagen infolge des starken Frostes fast völlig still. Der Andrang der Arbeitslosen verstärkte sich stoßweise.

Die Arbeitssuchendenzahl schnellte daher erheblich in die Höhe, so in Schlesien um 27%, in Pommern um 1900 auf nahezu 10 000, in Hessen um rund 8 400 auf 26 775, in Mitteldeutschland um 9 000 auf 37 798. Dabei handelt es sich allerdings zum großen Teil um Frostaussetzer, die bei Besserung des Wetters an ihre Arbeitsstelle zurückkehren.

In der ersten Januarwoche ist die Zahl der Arbeitslosen, wenn auch nicht überall in dem Tempo der vergangenen Wochen, weiter gestiegen. Neben der Geschäftsstille nach den Feiertagen kommt die durch konjunkturelle Einflüsse verursachte rückläufige Tendenz des Arbeitsmarktes in verschiedenen Industriezweigen sowie die immer noch fühlbare Auswirkung der Arbeitskämpfe in der verstärkten Arbeitslosigkeit zum Ausdruck.

Im Baugewerbe hat die winterliche Witterung, die Vollendung vieler Bauten sowie die stellenweise abnehmende Arbeitsmöglichkeit bei Innenarbeiten weiter einen starken Andrang von Arbeitssuchenden veranlaßt. Bis auf vereinzelt Fälle ruht die Vermittlungstätigkeit. Auch Notstandsarbeiten (im Tiefbau) wurden zum großen Teil wieder eingestellt.

Rechtsprechung.

Ist eine Werkswohnung zu räumen, weil der Arbeitgeber (Vermieter) dem Arbeitnehmer (Mieter) das Arbeitsverhältnis innerhalb der gesetzlichen Frist gekündigt hat, ohne daß der Arbeitnehmer gegen die Kündigung Einspruch erhoben hat, so hat das mit der Räumungsklage angerufene Mietsschöffengericht auch über die Frage zu entscheiden, ob der Arbeitnehmer (Mieter) durch sein Verhalten dem Arbeitgeber (Vermieter) einen gesetzlich begründeten Anlaß zur Auflösung des Arbeitsverhältnisses gegeben hat. (Urteil des Reichsarbeitsgerichts vom 16. Mai 1928 — RAG. 121/27.)

T. hatte dem bei ihm beschäftigten Deputatarbeiter K. am 29. Dezember 1927 das Arbeitsverhältnis mit der tarifmäßigen Frist von einem Vierteljahr zum 1. April 1928 gekündigt. K., der gegen die Kündigung keinen Einspruch erhoben hatte, verweigerte die Räumung der Deputatswohnung zum 1. April 1928 und hat gegenüber der von T. beim Mietsschöffengericht erhobenen Räumungsklage eingewendet, er habe dem T. keinen gesetzlich begründeten Anlaß zur Auflösung des Dienstverhältnisses gegeben. Ist für die Entscheidung hierüber die Zuständigkeit einer andern Stelle begründet, so hat das Mietsschöffengericht gemäß § 20 Mieterschutzgesetz die Verhandlung bis zur endgültigen Entscheidung dieser andern Stelle auszusetzen. Demgemäß hat das Mietsschöffengericht das Verfahren über die von T. erhobene Räumungsklage bis zur Entscheidung des Arbeitsgerichts über den Einwand des K. ausgesetzt. T. hat darauf eine dahingehende Feststellung beim Arbeitsgericht im Wege der Klage beantragt.

Das Reichsarbeitsgericht hat in Übereinstimmung mit den Vorinstanzen die Feststellungsklage des T. als unzulässig abgewiesen.

§ 20 Mieterschutzgesetz beläßt dem Inhaber einer Werkwohnung auch über die Beendigung des Dienst- oder Arbeitsverhältnisses hinaus den Mieterschutz. Dieser wird jedoch dann versagt, wenn der Arbeitnehmer dem Dienstherrn einen gesetzlich begründeten Anlaß zur Auflösung des Dienstverhältnisses gegeben oder selbst das Dienstverhältnis gelöst hat, ohne daß ihm vom Dienstherrn ein solcher Anlaß gegeben war. Unerheblich ist, ob das Arbeitsverhältnis außerordentlich oder fristgemäß gekündigt war. Immer kann der Räumungsklage vom Arbeitnehmer entgegengeworfen werden, er habe keinen gesetzlich begründeten Anlaß zur Kündigung gegeben. Ist nun, wie hier, innerhalb der Frist gekündigt, auch vom Arbeitnehmer kein Einspruch gegen die Kündigung erhoben, so ist das Dienstverhältnis beendet. Irgendwelche arbeitsrechtliche Streitigkeiten, über die das Arbeitsgericht zu entscheiden hätte, sind überhaupt nicht vorhanden. Streitig ist vielmehr nur, ob zu räumen ist oder nicht. Hierüber kann und muß aber das Mieterschöffengericht selbst entscheiden. Denn die Zuständigkeit einer anderen Stelle im Sinne von § 20 Mieterschutzges. — als solche könnte nur das Arbeitsgericht in Frage kommen — ist nicht gegeben.

In demselben Sinne spricht sich die Entscheidung des Oberlandesgerichts Dresden vom 8. März 1928 — 14 CReg. 97/28 — aus. Das Oberlandesgericht hebt hervor, daß die Aussetzungsmöglichkeit gemäß § 20 Mieterschutzges. das Mieterschöffengericht von Aufgaben entlasten soll, die ihm fernliegen. Der Streit, um den es sich in diesem Falle handelt, ob der Arbeitgeber Veranlassung zur Kündigung hatte, hat keinerlei Bedeutung für das Arbeitsverhältnis, da die Kündigung rechtmäßig war. Es kann daher vom Arbeitnehmer, auch wenn er keinen Anlaß zur Kündigung gegeben hatte, daraus kein irgendwie gearteter Anspruch arbeitsrechtlichen Inhalts hergeleitet werden. Eine Zuständigkeit des Arbeitsgerichts ist demnach zu verneinen.

Eine mit rückwirkender Kraft durch Tarifvertrag vereinbarte Lohnerhöhung wirkt auch auf Arbeitsverträge, die durch Ausscheiden der betreffenden Arbeitnehmer bei ihren bisherigen Arbeitgebern erledigt sind. (Urteil des Reichsarbeitsgerichts vom 3. November 1928 — RAG 139/28.)

Durch Schiedsspruch vom 5. Oktober 1927 wurde der bereits am 20. September 1927 vom Schlichtungsausschuß wirksam vorgeschlagene Schiedsspruch, der den Abschluß eines neuen Lohnabkommens mit erhöhten Löhnen rückwirkend ab 1. September 1927 vorsah, für den Deutschen Metallarbeiterverband und den Arbeitgeberverband (Kreis Solingen) als verbindlich erklärt. Mehrere Arbeitnehmer, die zwischen dem 1. und 20. September 1927, ohne die Mitgliedschaft ihres Verbandes zu verlieren, bei ihren Arbeitgebern ausgeschieden waren, verlangten rückwirkend die erhöhten Löhne. Der Arbeitgeberverband weigerte die Auszahlung, da im Schiedsspruch nicht ausdrücklich bestimmt war, ob die festgesetzten höheren Löhne rückwirkend auch den schon ausgeschiedenen Arbeitnehmern zugute kommen sollten. Daher klagte der Deutsche Metallarbeiterverband auf Feststellung, daß der Arbeitgeberverband verpflichtet ist, die durch den Schiedsspruch mit Rückwirkung bestimmten Lohnerhöhungen auch den Arbeitnehmern auszahlend, die in der Zeit vom 1. bis 20. September ausgeschieden sind.

Das Reichsarbeitsgericht hat mit den Vorinstanzen der Klage stattgegeben. An sich besteht kein Hindernis, im Tarifvertrag Lohnerhöhungen mit Wirkung für inzwischen abgelaufene Arbeitsverträge zu vereinbaren. Legen die Parteien die unbeschränkte Rückwirkung fest, so gehen sie dabei bewußt auf einen früheren Zeitpunkt und die damals herrschende Sach- und Rechtslage zurück. Daraus folgt, daß bei einem Kollektivabkommen mit rückwirkender Kraft alle Arbeitsverträge von der vereinbarten Rückwirkung erfaßt werden, die zum Zeitpunkt der Rückwirkungsfrist noch bestanden. Dies entspricht auch der Billigkeit, weil zu dem maßgebenden Zeitpunkt, wie dies in der Festlegung erhöhter Löhne zum Ausdruck gebracht ist, die Lohnleistungen des Arbeitgebers der Arbeitsleistung des Arbeitnehmers nicht mehr voll entsprach. Mangels einer ausdrücklich vereinbarten Einschränkung ist die tarifliche Erklärung (Schiedsspruch) so auszulegen, daß die Rückwirkung sich auf die Arbeitneh-

beziehen soll, die zur Zeit des Erlasses des Schiedsspruchs bereits ausgeschieden waren.

Der Arbeitgeber verletzt durch fristlose Entlassung der Arbeiter aus einem wichtigen Grunde nicht die durch den Tarifvertrag auferlegte Friedenspflicht. (Urteil des Reichsarbeitsgerichts vom 22. Februar 1928. RAG. 78/27.)

Die Tarifverträge enthalten das Verbot, bei Streitigkeiten, insbesondere bei Lohnstreitigkeiten, zu wirtschaftlichen Kampfmitteln, wie Streik, Aussperrung u. dgl. zu greifen. Jeder Tarifvertrag will dem wirtschaftlichen Frieden zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmern dienen und ihn während seiner Dauer aufrechterhalten. Zu diesem Zweck sollen die Vertragsparteien des Tarifvertrages und ihre Mitglieder auf den Versuch verzichten, neue Forderungen in bezug auf die durch den Tarifvertrag geregelten Verhältnisse durch den Druck der bekannten wirtschaftlichen Kampfmittel durchzusetzen. Insbesondere muß es als im Sinn und Zweck dieser Friedensklausel liegend erachtet werden, daß die Tarifvertragsparteien vor Ausbruch eines Wirtschaftskampfes sich mit einander in Verbindung setzen und sich bei Anwendung der zu seiner Vermeidung zweckdienlichen Mittel gegenseitig unterstützen. (Entsch. des Reichsgerichts, III. Zivilsenat, vom 9. Juni 1925. III 322/24 — Entsch. in Zivils. III, 105 ff.)

Diese Friedenspflicht wird jedoch nicht schon dadurch vom Arbeitgeber verletzt, daß er eine größere Zahl von Arbeitnehmern, die trotz der für sie verbindlich festgesetzten Arbeitszeit die Arbeit eine Stunde zu früh niedergelegt haben und trotz Warnung dieses Verhalten am folgenden Tage wiederholt haben, auf Grund von § 123. Ziff. 3, Gew.-Ord. fristlos entläßt, ohne zu vor der am Tarifvertrag beteiligten Arbeitnehmerorganisation Mitteilung gemacht zu haben. Angesichts einer offenen Arbeitsverweigerung konnte der Arbeitgeber das ihm den einzelnen Arbeitnehmern gegenüber zustehende Recht der fristlosen Entlassung ausüben, ohne dadurch die ihm obliegende Friedenspflicht zu verletzen.

Einfluß der Fusion auf die Betriebsräte der durch Fusion zusammengeschlossenen Betriebe. (Beschluß des Reichsarbeitsgerichts vom 15. Februar 1928 — RAG RB 13/27.)

Durch Vertrag vom 29. März 1927 hat die Firma M. A. N. das Vermögen der L. A. R. A.-G. als Ganzes unter Ausschluß der Liquidation übernommen. Die Leitung der L. A. R. ist auf die Leitung der M. A. N. übergegangen. Ein Teil der gleichartigen Abteilungen beider Werke ist vereinigt worden. Eine Anzahl von Arbeitern der L. A. R. ist mit einer Anzahl von Arbeitern der M. A. N. ausgetauscht worden. Zwischen der Leitung der M. A. N. und dem Betriebsrat der L. A. R. ist Streit entstanden, welchen Einfluß diese Vorgänge auf den Bestand des Betriebsrats der L. A. R. haben. Der Betriebsrat der L. A. R. behauptet trotz der Fusion sein Fortbestehen. Die Leitung der M. A. N. macht geltend, der Betriebsrat der L. A. R. habe mit der Fusion zu bestehen aufgehört, und hat eine entsprechende Feststellung beim Arbeitsgericht beantragt.

Das Reichsarbeitsgericht ist im Gegensatz zum Arbeitsgericht der Ansicht, daß der Betriebsrat der L. A. R. trotz der Fusion mit der M. A. N. zunächst noch fortbesteht. Nach den tatsächlichen Feststellungen hat zwar ein Austausch von Arbeitern der beiden Betriebe in größerem Umfang stattgefunden, ebenso auch die Vereinigung eines Teils der Betriebsabteilungen von M. A. N. und L. A. R. Eine völlige Aufsaugung des einen Betriebs durch den andern oder ein Ersatz der einen Belegschaft durch die andere oder durch Neueinstellung ist bisher nicht erfolgt. Vielmehr ist der Betrieb L. A. R. noch nicht ganz untergegangen, sondern war in einen der Betriebe oder in einen Nebenbetrieb der M. A. N. umgewandelt. Er gilt also noch als Betrieb im Sinne von § 9 des Betriebsrätegesetzes, als eine Einheit, die sich aus gewissen Einrichtungen zusammensetzt. Daher ist der Betriebsrat der L. A. R. aus wirtschaftlichen und sozialen Gründen zwecks Aufrechterhaltung des Arbeitsfriedens so lange im Amt zu belassen, bis die durch den Zusammenschluß der L. A. R. mit der M. A. N. notwendige Neuwahl des gesamten Betriebsrats der M. A. N. durchgeführt ist.

PATENTBERICHT.

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

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 29. November 1928.
- Kl. 4 c, Gr. 35. T 34 499. Karl Tietz, Essen-Bredeney, Holunderweg 64. Abdichtungsmittel für wasserlose Gasbehälter aus Teerzeugnissen. 17. I. 28.
- Kl. 4 c, Gr. 35. W 78 922. Frederick H. Wagner, Baltimore; Vertr.: Dr. Martin Offenbach, Nürnberg, Kaulbachplatz 9. Dichtung für Scheibengasbehälter. 2. VIII. 27. V. St. Amerika 23. X. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 6. C 38 402. Emil Cahn, Berlin-Charlottenburg, Mommsenstr. 52. Eisenbahnschwelle, insbes. aus Eisenbeton mit Doppel-Z-förmiger Platte zur Verbindung von Schiene und Schwelle mittels der an den äußeren freien Schenkeln der Platte angreifenden Schienenbefestigungsmittel. 24. VI. 26.

- Kl. 19 a, Gr. 6. K 99 272. Peter Kampa, Beuthen, O.-S., Goethestraße 8. Befestigung von Eisenbahnschienen auf Betonschwellen durch in die Schwellen eingebettete Eisenkästen. 31. V. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 15. B 128 316. Fritz Büßer, Milspe, Westf. Schraubensicherung, insbes. für die Laschenschrauben im Eisenbahnoberbau, mit im Schraubenbolzen federnd gelagerten, in Aussparungen der Mutter einschnappenden Sperrstiften. 16. XI. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 27. H 104 266. Franz W. J. Hoch, Frankfurt a. M., Nesenstr. 10. Gleisbauwagen. 11. XI. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 5. P 58 373. Richard Podolsky, Berlin NO 18, Werneuchener Str. 15. Umstellvorrichtung für Straßenbahnweichen. 16. VIII. 28.

- Kl. 20 i, Gr. 11. V 23 797. Vereinigte Eisenbahnsignalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für Weichenantriebe. 11. IV. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 14. V 24 048. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Weichensignal für doppelte Kreuzungsweichen. 20. VI. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 33. D 53 218. Ferdinand Dannemann, Leipzig, Universitätsstr. 18—24. Vorrichtung zur Auslösung von Brems- und Warnvorrichtungen auf dem fahrenden Zug von der Strecke aus. 11. VI. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 35. L 69 872. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof, Lorenzweg 1. Zugsicherungseinrichtung zur Auslösung von Bremsvorrichtungen durch induktive Beeinflussung. 10. X. 27.
- Kl. 37 b, Gr. 6. R 73 547. Rheinholdt & Co., Vereinigte Kieselguhr- und Korksteingeseellschaft, Berlin SW 61, Belle-Alliance-Platz 13. Biegsame Schutzhülle mit Luftschichten zwischen dünnen Trennwänden gegen die Übertragung von Wärme, Kälte und Schall. 30. I. 28.
- Kl. 81 c, Gr. 118. D 52 592. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Auf einem Pier angeordnete Bekohlungsanlage für Schiffe. 23. III. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 62. G 72 045. Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig. Schutzvorrichtung für die Führungen an Fallhämmern, Stampfmaschinen, mechanischen und hydraulischen Pressen u. dgl. für die Herstellung von Werkstücken aus Beton, Schlacke, Bims und ähnlichen Massen. 22. XII. 27.
- Kl. 81 c, Gr. 123. D 52 721. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Verladebrücke für Massengut, insbes. Kohlen. 8. IV. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 136. D 54 139. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Förderer zum Abstreichen des Lagerguts von Böschungstischen. 20. X. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 136. M 100 916. Mitteldutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Schlitzbunker für Schüttgut mit mechanischer Weiterbeförderung des aus dem Schlitz vorgeböschten Gutes. 13. VIII. 27.
- Kl. 84 a, Gr. 6. V 22 479. Fa. J. M. Voith, Heidenheim, Brenz, Württ. Verfahren zur Verhinderung von Schwallbildungen in der Oberwasserzuleitung von Wasserkraftanlagen. 28. IV. 27.
- Kl. 84 c, Gr. 2. N 25 360. Karl Nolte, Hannover, Am kleinen Felde 23. Eiserne Spundwand. 24. XII. 25.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

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

Berufsausbildung des akademischen Nachwuchses im Ingenieurbauwesen.

(Fortsetzung von Seite 732.)

Antwort 22.

Zu Frage* 1: Ja.

Zu Frage 2: In den Übungen kann die gleiche Aufgabe durch verschiedene Studierende auf mehrfache Weise gelöst und die Kosten der Ausführung und die Rentabilität gegenübergestellt werden. Natürlich müssen gewisse Hinweise und Richtlinien in den Vorlesungen gegeben werden. Dies müßte geschehen einmal für ein und dasselbe Fachgebiet, wie z. B. Eisenbau, indem z. B. eine Brücke auf die verschiedenen Arten entworfen und untersucht wird, dann aber auch für verwandte Fachgebiete, wie z. B. Eisenbau und Eisenbetonbau, indem die Brücke nach verschiedenen Bauweisen zur Ausführung gebracht wird. Ein ähnliches Beispiel wären Kohlentürme für Kokereien, einmal in Eisenkonstruktion mit Ausmauerung und das andere Mal in Eisenbetonkonstruktion. Ferner z. B. Entladegruben für Kohle, einmal in Form von Tiefbunkern und schwieriger Gründung aber horizontaler Bahnhofsanlage, das andere Mal hochliegende Bunker mit Damm-schüttungen für die Gleisanlage.

Da diese Untersuchungen zeitraubend sind, können sie natürlich nur für die Hauptstudienarbeiten in Betracht kommen und bedürfen der Führung durch die Professoren. Besonders geeignet wären hierfür Diplomarbeiten. Die Kandidaten könnten dann die Ergebnisse ihren Kommilitonen selbst vortragen.

Zu Frage 3: Ja! Mindestens in dem Umfang, wie dies zu meiner Studienzeit 1904—09 in München an der Technischen Hochschule der Fall war. In juristischer Beziehung sollten die Verhältnisse und Vorgänge beim Vertragsabschluß (Anfrage — Angebot — Auftragserteilung — Annahme des Auftrags — Garantien — Nichterfüllung übernommener Leistungen bei Maschinen und Anlagen — Rücktritt vom Vertrag u. a.) erörtert werden.

Zu Frage 4: Die Vorlesungen sollen dem Gedankenkreis des Ingenieurs angepaßt sein.

Zu Frage 5: Ja.

Antwort 23.

Zu Frage 1: Ich trete der Forderung bei, daß im fachwissenschaftlichen Hochschulunterricht der Bauingenieure wissenschaftliche und praktische Erkenntnisse derart vermittelt werden sollen, daß dem Studierenden stets gleichzeitig auch ihre wirtschaftliche Auswirkung in der Praxis klargemacht wird.

Zu Frage 2: Dies läßt sich in folgender Weise erreichen: In den einschlägigen Vorlesungen sind entsprechende einfache Anwendungen zu bringen. Z. B.: In der Statik des Eisenbetonbaues ist bei der Querschnittsbemessung der einzelnen Bauteile der gegenseitige Einfluß der verschiedenen Baustoffpreise von Beton, Eisen und Schalung auf den Gesamtpreis des Querschnitts zu erörtern. Im Konstruktiven des Beton- und Eisenbetonbaues ist z. B. der Einfluß verschiedener Stützenstellung und Trägereinteilung auf die Gesamtkosten einer Decke zu behandeln.

In den zugehörigen Übungen kann der Nachweis größter Wirtschaftlichkeit mit als Bestandteil der Lösung der Übungsaufgaben verlangt werden, indem man z. B. die Herstellungskosten einer Stütz-

mauer mit massivem Betonquerschnitt denen einer Winkelstützmauer aus Eisenbeton gleicher Standsicherheit gegenüberstellen oder die Kosten einer Bogenbrücke mit einem Stampfbetongewölbe und Überschüttung mit denen einer Brückenkonstruktion, deren Bogen aus Eisenbeton und deren Fahrbahn sowie Widerlager in aufgelöster Eisenbetonkonstruktion gedacht sind, vergleichen läßt. Die Einheitspreise des Betons und Eisenbetons sind hierbei in den Aufgaben als bekannt zu nennen.

Im Erdbau können rechnerische Gegenüberstellungen der Einheitskosten je m³ Erdbewegung eines größeren Baggerbetriebes bei Verwendung z. B. eines B-Baggers mit zugehörigem rollenden Gerät und bei einer zweiten möglichen Baustelleneinrichtung bestehend aus zwei 15 B-Baggern mit entsprechenden Loks, Kastenkippern usw., bei gleicher Schichtleistung, gleicher Kippenanordnung und im übrigen unter gleichen Verhältnissen, gebracht werden.

Im Eisenbrückenbau kann als Übungsaufgabe z. B. die Überführung einer Eisenbahn über eine Straße mit Balkenträgern mit Untersuchung der Wirtschaftlichkeit der verschiedenen möglichen Stützenstellungen gebracht werden.

Diese Beispiele lassen sich beliebig vermehren. Bisher weisen die Vorlesungen an deutschen Technischen Hochschulen, soweit mir bekannt, hierin manche Lücke auf.

Zu Frage 3: Die oben geschilderte Durchsetzung des fachwissenschaftlichen Unterrichtes mit wirtschaftlichem Lehrstoff genügt nicht, um dem Studierenden die außerordentliche Tragweite der wirtschaftlichen Seite der von ihm zum Studium erkorenen Gebiete so eindringlich vorzuführen, wie dies mit Rücksicht auf sein späteres Wirken, sei es als Beamter oder in ausführenden Unternehmerkreisen, wünschenswert ist. Ich halte es für erforderlich, nebenher besondere Vorlesungen einzulegen, nämlich:

a) Selbstkostenermittlung im Bauwesen (1 Stunde im letzten Halbjahr).

In dieser Vorlesung muß der Aufbau der Massen- und Preisermittlung vorgetragen werden, jedoch möglichst ohne nähere Angaben über spezifische Leistungen und hierdurch bedingte Einheitskosten, andernfalls der Studierende sich leicht Kalkulationszahlen einprägt, die mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen. Das Ausfüllen des Rahmens der Preisermittlung mit den „Zahlen der Praxis“ ist später in dieser selbst eine Kleinigkeit. Die Preisermittlung muß folgende Gebiete umfassen: Hochbau (reiner Mauerwerksbau, Eisenbetonbau und Holzbau), Industriebau (mit besonderer Berücksichtigung des Eisenbetonbaues), reiner Eisenbau (Brücken- und Hochbau) sowie Tiefbau (Erdbewegungen, Rammarbeiten, Wasserhaltungsarbeiten usw.).

b) Betriebsorganisation (1—2 Stunden im letzten Halbjahr).

Dieses Gebiet hängt eng mit der Selbstkostenermittlung zusammen und wird zweckmäßig von demselben Dozenten vorgetragen. Der Vortrag muß die gleichen Gebiete der Bauingenieurwissenschaft wie unter a) umfassen und an mindestens je einem Beispiel einen universellen Überblick über Baustelleneinrichtungen geben.

Meine langjährigen Erfahrungen mit jungen Diplomingenieuren rechtfertigen die Forderung nach diesen beiden Vorträgen. Auf keinem anderen Gebiet findet man derartige Lücken und mangelndes Verständnis für die Bedeutung dieser Dinge im Rahmen unserer Gesamtwissenschaft.

* Die Fragen sind in Heft 34, Seite 626, veröffentlicht worden.

c) Betriebswissenschaftliche Arbeiterfragen.

Im Zusammenhang mit b), womöglich mit dieser Vorlesung vereinigt.

In den Vorlesungen unter b) u. c) müssen diejenigen Gebiete der reinen Rechtswissenschaft, welche für die Abwicklung von Bauten in Frage kommen, kurz berührt werden. Besondere rechtswissenschaftliche Vorträge halte ich nicht für erwünscht, und bei Erfüllung obiger Forderung auch nicht für notwendig. Bei rein rechtskundlichen Vorlesungen besteht bei der Fülle des Stoffes immer die Gefahr, dem Studierenden mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehende knappe Zeit zu wenig bieten zu können, so daß dann leicht eine gefährliche „Halbbildung“ die Folge ist.

Zu Frage 4: Es empfiehlt sich durchaus, die unter 3. genannten Vorlesungen dem Gedankenkreis des Bauingenieurs anzupassen und auf seine Bedürfnisse zuzuschneiden, was um so leichter geschehen kann, als die zu bringenden Beispiele dem Bauingenieurwesen entnommen werden müssen.

Zu Frage 5: Die Vorlesungen unter 3. müssen Pflicht- und Prüfungsfächer sein, weil sonst leicht der Fall eintritt, daß der Studierende in Unkenntnis der Bedürfnisse der Praxis diesen Vorlesungen kein Gewicht beilegt und dieselben vernachlässigt.

Antwort 24.

Zu Frage 1 und 2: Ja, besonders insofern, daß die Vorträge die technische Wirtschaftslehre des Fachgebietes und die wirtschaftliche Bedeutung des Gegenstandes im Rahmen der Gesamtwirtschaft behandeln. Vgl. die Abschnitte über Wirtschaftlichkeitsfragen in Mattern: „Die Wasserstraßen“, „Die Ausnutzung der Wasserkräfte“ und „Die Talsperren“ (Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil, 2. Bd., II. Abt., 4. Auflage.)

Zu Frage 3: Da die knapp bemessene Zeit in den allermeisten Fällen, wenn nicht immer, nicht den nötigen Raum hierfür bietet, so halte ich daneben rein wirtschaftliche und rechtskundliche Vorlesungen für notwendig, nicht bloß für erwünscht (vgl. auch Mattern: „Grundzüge der technischen Wirtschafts-, Verwaltungs- und Verkehrslehre“, Berlin 1925, S. 1 bis 23 und in den übrigen Abschnitten).

Zu Frage 4: Ja, dem Gedankengange der Bauingenieure angepaßt, aber immer mit dem Blick auf das Allgemeine — vorgetragen von Ingenieuren für Ingenieure, nicht von rein theoretischen Volkswirtschaftlern.

Zu Frage 5: Ja, Prüfungsfächer, sonst würden diese ganzen Bemühungen keinen rechten Erfolg haben.

Antwort 25.

Zu Frage 1: Jawohl, es ist stets zu wünschen, daß der Unterricht in der Technik den praktisch wirtschaftlichen Forderungen gerecht zu werden sucht.

Zu Frage 2: Es sind Aufgaben der Praxis sinngemäß so zu behandeln, wie sie im geschäftlichen Leben vorkommen, z. B. a) Entwurf und Ausschreibung vom Standpunkt des techn. Beraters der Bauherrschaft und b) Kalkulation, Entwurf, statische Berechnung und Ausführung usw. vom Standpunkt der Bauunternehmung. Hier sind alle Nebenfragen kaufmännischer und juristischer Art zu behandeln.

Zu Frage 3: Erweiterung der Kenntnisse ist stets von Vorteil, nur soll man die Länge des Studiums nicht vergrößern und daher weitere Sonderkurse der Arbeitskraft des einzelnen anheimstellen.

Zu Frage 4: Der Dichter fragt: „Was ist unsere Pflicht?“ Die Antwort: „Die Forderung des Tages.“ Wenn man Bauingenieure erziehen will, soll man für ihre Zwecke unterrichten.

Zu Frage 5: Sondervorträge sollten nie Pflichtfächer sein, sondern der Arbeitskraft des einzelnen anheimgestellt werden; demgemäß sollten sie auch nicht Prüfungsfächer sein.

Alles, was eine Verlängerung des Studiums hervorrufen kann, ist zweimal zu erwägen. Der größte Fehler für junge Ingenieure ist der, zu alt in die Praxis zu treten; denn nur in der Praxis kann sich die Richtigkeit eigenen Denkens erproben.

Antwort 26.

Zu Frage 1: Diese Frage ist grundsätzlich mit bedingungslosem Ja zu beantworten.

Zu Frage 3: Auch rechtskundliche Vorlesungen erscheinen neben wirtschaftlichen erwünscht und notwendig. Ich denke an: Rechtsverhältnis zwischen gewerblichem Arbeitgeber und Arbeitnehmer (Gewerbeordnung usw.), Handelsrecht und Handelskauf (Handelsgesetzbuch), Pressegesetz, Verwaltungskunde, Vertragsrecht, Schiedsgerichtswesen, Patent- und Musterschutz, Bürgerliches Gesetzbuch.

Zu Frage 4: Die rechtskundlichen Vorlesungen müssen an den technischen Hochschulen aus zeitlichen Gründen eine gewisse Beschränkung gegenüber den Vorlesungen an der Universität erfahren. Sie sind aber auf allgemeiner Grundlage aufzubauen, insbesondere sind die Motive des Gesetzgebers gut zu erläutern. Bezüglich Einzelheiten und Anwendung sind die Vorlesungen dann aber dem Gedankengang bzw. den Bedürfnissen des Bauingenieurs anzupassen.

Zu Frage 5: Allgemeine Einführung der rechtskundlichen Vorlesungen als Pflicht- und Prüfungsfächer dürfte auf Schwierigkeiten stoßen. Es sollte aber für die Studierenden die Möglichkeit vorliegen, sich freiwillig einer Semester-Schlußprüfung mit Zeugnisverabfolgung

zu unterwerfen. Von Vorteil werden solche Prüfungen insbesondere für Studierende sein, die sich technischen Betrieben, einer technischen Verwaltung oder dem behördlichen Dienst zuwenden wollen.

Antwort 27.

Die Beantwortung ist mir leicht geworden, weil die richtige Ausbildung unseres akademischen Nachwuchses jeden beschäftigt, der auf die Neueinstellung junger Kräfte berufsmäßig Einfluß ausüben muß.

Ich halte auch den Zeitpunkt Ihrer Untersuchung sehr richtig gewählt, denn schätzungsweise seit 1924 dürften die deutschen Hochschulen von solchen Studierenden frei sein, die auf Grund der Kriegsbestimmungen auf erleichterte Mittelschul- oder Hochschulbedingungen Anspruch hatten.

Zu Frage 1: Die Frage ist m. E. nicht ganz eindeutig gestellt. Es kann unter wirtschaftlicher Auswirkung sowohl eine solche allgemeiner Art, eine volkswirtschaftliche also verstanden sein, als eine wirtschaftliche im engeren Sinn, die sich speziell auf die Kosten beschränkt, welche mit der Ausführung eines bestimmten, wenn auch nur auf einem Reißbrett des Studierenden entworfenen Phantasiebauwerks verbunden wären.

Was die allgemeinen volkswirtschaftlichen Kenntnisse betrifft, so sind diese für den Ingenieur, besonders wenn er den Ehrgeiz und das Zeug dazu hat, in leitende Stellungen zu gelangen, unentbehrlich. Solche Auserwählten werden aber auch später die notwendige Zeit und Gelegenheit finden, sich volkswirtschaftlich und allgemein kaufmännisch fortzubilden. Ich selbst habe gefunden, daß Volkswirtschaft überhaupt erst dann richtig verstanden wird, wenn man den Problemen zunächst im praktischen Leben begegnet und erst dann die theoretischen Erwägungen von Volkswirtschaftlern studiert. Mit anderen Worten: Es muß eine gewisse praktische Reife vorhanden sein, ehe man sich einem volkswirtschaftlichem Studium widmet, sonst erlebt man, daß unerfahrene Jünglinge, welche den aufgenommenen Lehrstoff nicht richtig verdaut haben, praktisch erfahrenen Männern Ratschläge erteilen zu dürfen glauben.

Etwas anderes ist es mit den wirtschaftlichen Auswirkungen, bezogen auf die Kosten eines Bauwerks. Der Student kann gar nicht früh genug dazu erzogen werden, auch an die Kosten zu denken. Es müssen ihm unbedingt gleichzeitig auch die Grundbegriffe einer Rentabilitätsberechnung beigebracht werden, er muß etwas von den Elementen einer jeden Kalkulation: Lohnanteil, Materialkosten, Geräteabschreibung, allgemeine Unkosten, Risiko und Verdienst hören.

Zu Frage 2: Die Durchführung dieses Programms halte ich in keiner Weise für schwierig. Beispiel Brückenbau: Zwei oder drei Kommilitonen, die sich freiwillig zusammenschließen, erhalten vom Professor die Aufgabe gestellt, eine Brücke zu entwerfen. Der eine soll den Fluß mit 4 Öffnungen bezwingen (Vollwandträger zu 20 m Spannweite), der andere wählt zwei Öffnungen (Gitterträger mit 40 m Spannweite) und der dritte eine einzige Öffnung mit 80 m Spannweite. Wenn der Professor nun noch einigermaßen die Untergrundverhältnisse oder das Längenprofil variiert, um die verschiedenen Annahmen einigermaßen zu rechtfertigen, die Studenten dann richtige Massenaufstellungen machen, ihnen hierfür gewisse Einheitssätze vom Professor mitgeteilt werden — natürlich auch solche, die sich auf die Unter- rüstung, die Pfeilerkosten usw. beziehen — dann werden die jungen Leute einen Einblick in die praktischen Auswirkungen gewinnen und gleichzeitig wird jeder nicht nur seine spezielle Brücke durchkonstruiert und daran gelernt haben, sondern er wird durch seine Beschäftigung mit den Entwürfen seiner Kommilitonen auch deren Konstruktion einigermaßen gelernt haben.

Ich kann mir ferner gar nicht vorstellen, wie man Eisenbahnbau vortragen will, ohne auf die Kostenfrage einzugehen. Jeder Professor muß doch an Hand von Zahlenbeispielen schon in der Vorlesung genau entwickeln, wie man den Punkt bestimmt, wo ein Einschnitt in den Tunnel übergeht, wo ein Damm wirtschaftlich durch einen Viadukt ersetzt wird, wo Seitenentnahmen vorteilhafter sind als Längstransporte usw.

Daß beim Eisenbetonbau, das einfachste Beispiel: Überdecken eines Raumes mit verschiedenen weit von einander entfernten Unterzügen, mit Pilzdecken usw. schon Gelegenheit zu wirtschaftlicher Überlegung gibt, ist doch ganz klar.

Wenn man an Rentabilitätsberechnungen denkt, bietet der Wasserbau hierzu die beste Gelegenheit: Wie hoch ist eine Staumauer zu bauen, damit die zurückgehaltenen Wassermengen den größten wirtschaftlichen Effekt in Form abgegebener Kilowattstunden ergeben? Auch hier sollen sich wiederum ein paar Kommilitonen zu gemeinsamer Arbeit im Zeichensaal oder zu Hause zusammenfinden.

Zu Frage 3: Wie aus vorstehendem ersichtlich, denke ich nicht so sehr daran, daß wirtschaftlicher Lehrstoff gesondert geboten wird, sondern daß dieser als selbstverständlich in die gewöhnlichen Vorlesungen einfließt und insbesondere als Zahlenmaterial — 1 t Eisenkonstruktion 440 Mk., 1 m³ Mauerwerk 35 M, 1 m³ Erdtransport 22 Pf. und ähnl. —, das natürlich einigermaßen mit der Wirklichkeit übereinstimmen soll, den Studierenden gegeben wird. Es ist dies nebstbei die gleiche Methode, die auch ich bei Vorentwürfen anwende, wo ich den jungen Ingenieuren im Konstruktionsbüro gewisse angenäherte Einheitswerte angebe, damit sie nicht nur — beispielsweise verschiedene Ufermauerprofile — richtig statisch entwerfen, sondern mir gleichzeitig angenäherte Kostenvergleiche übergeben.