

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 6. September 1935

Heft 38

Die Nachprüfung des statischen Verhaltens von Bogen und Bogenreihen durch Modellversuche.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Anlässlich der Bearbeitung von Entwürfen für die Talbrücken der Verbindungsbahn Tuttlingen—Hattingen hat der Verfasser eingehende Untersuchungen über den Einfluß der Aufbauten auf die Spannungen in den Gewölben und über das elastische Verhalten von Bogenreihen angestellt. Insbesondere sind die Ergebnisse der analytischen Berechnungsmethoden mit dem früher beschriebenen Modellverfahren (Drehwinkelverformungslehre Zeiß-Jena)¹⁾ nachgeprüft worden. Die Modellversuche haben wertvolle Erkenntnisse über das statische Verhalten dieser in der Baupraxis häufig angewandten Tragwerke vermittelt, so daß ihre Bekanntgabe nicht nur für die Wissenschaftler, sondern auch für die Praktiker des Brückenbaues von Interesse sein dürfte.

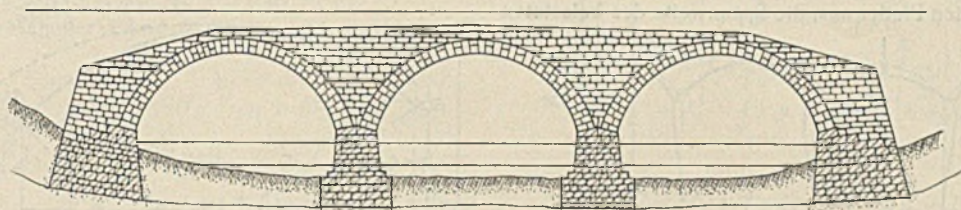


Abb. 1.

Die Gewölbe werden heute in der Regel als elastische, in den Kämpfern starr eingespannte Bogen auf Grund der Elastizitätstheorie berechnet²⁾. Dagegen kann eingewendet werden, daß es in der Praxis eine vollkommen starre Einspannung nicht gibt und daß insbesondere bei Bogenstellungen mit hohen Pfeilern nachgiebige Einspannung der Bogen vorliegt. Weiterhin bleibt in der Regel der Einfluß des Aufbaues, der zur Übertragung der Lasten und sonstigen äußeren Kräfte auf das

oder einer analytischen Rechnung unter der Annahme eines unausgesteiften elastischen Bogens ermittelten Werten ab. Hieraus erklärt sich auch das ausgezeichnete Verhalten der alten Wölbbrücken aus Quadermauerwerk, die den heutigen Ansprüchen des Betriebes trotz großer Steigerung der Fahrzeuggewichte und der Fahrgeschwindigkeiten noch genügen.

Werden beim massiven Aufbau über den Bogenkämpfern Bewegungsfugen angeordnet (Abb. 2), so ist die Formänderung des Bogens etwas weniger behindert, aber die Voraussetzungen der Rechnung sind noch lange nicht erfüllt. Bei Beton- und Eisenbetonbrücken ist man weiter gegangen und hat den massiven Aufbau durch Bewegungsfugen über den Kämpfern, im Scheitel, den Bogenvierteln, bei größeren Weiten den Bogen-

sechsteln, Bogenachteln usw. in Abschnitte (Abb. 3) geteilt, die die Formänderungen des Gewölbes erleichtern. Da die offenen Fugen bis zum Gewölberücken heruntergehen, so kann die Stützlinie nicht mehr in den Überbau ausweichen. Aber zwischen den Fugen bleibt der Zusammenhang zwischen Gewölbe und Überbau erhalten. Die Steifigkeit der Gewölbelamellen wird durch die Überbetonierung erhöht. Das Trag-system besteht so aus scheibenförmigen Teilen mit harten Querschnittsübergängen. Die Spannungsverteilung in den Scheiben unter irgendeiner Belastung läßt sich an belasteten Modellen durch Dehnungsmessungen oder auf spannungsoptischem Wege feststellen³⁾. Das Modellverfahren mit Verformungslehren (Formänderungserzeugern) kommt hierfür nicht in Betracht. Dieses gilt, streng genommen, nur für stabförmige Träger, wo ein Ebenbleiben der Querschnitte bei der Verformung angenommen werden darf, nicht aber für Scheiben mit unsteten Querschnittsübergängen. Immerhin können mit Hilfe dieses Modellverfahrens die statisch unbestimmten Bogengrößen auch bei scheibenförmigen Gebilden mit hinreichender Genauigkeit bestimmt werden.

Günstiger für die Anwendung des Modellverfahrens mit Formänderungserzeugern liegen die Verhältnisse bei aufgelösten Überbauten (Abb. 4). Die Spannungen sowohl im Gewölbe als auch in den Aufbauten unter irgendeiner Belastung lassen sich am Modell zuverlässig und mit praktisch ausreichender Genauigkeit feststellen. Der Einfluß des Aufbaues auf die Spannungsverteilung im Gewölbe ist auch hier größer als man gemeinhin anzunehmen pflegt.

Die Modellversuche an elastischen Bogen mit Aufbauten, die praktischen Ausführungen entsprechen, haben nicht nur den Zweck der Nachprüfung der im üblichen Berechnungsverfahren gewonnenen Ergebnisse

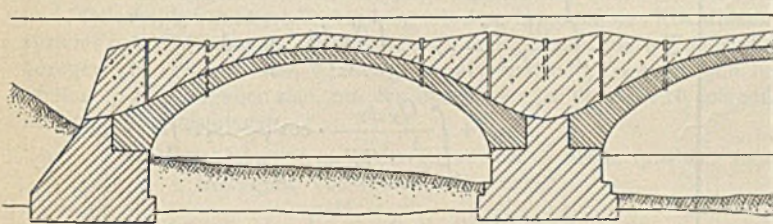


Abb. 2.

Gewölbe dient, auf die statisch unbestimmten Größen und die Spannungsverteilung unberücksichtigt. Solange aber der Zusammenhang zwischen Gewölbe und Aufbau vorhanden und nicht gestört ist, wirken beide statisch zusammen. Dieses Zusammenwirken kommt am deutlichsten beim vollständig massiven und ungeteilten Aufbau zum Ausdruck; der Einfluß ist geringer, wenn der Aufbau durch Fugen geteilt oder weitgehend aufgelöst wird.

Der ungeteilte massive Überbau bei älteren Brücken aus Quader-, Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk steift das Gewölbe aus und hindert

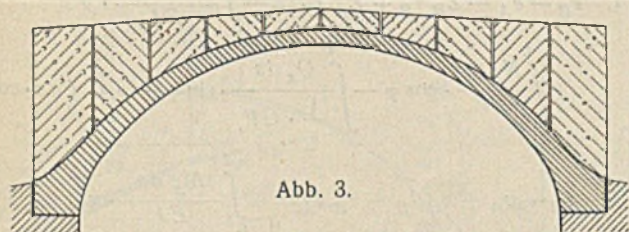


Abb. 3.

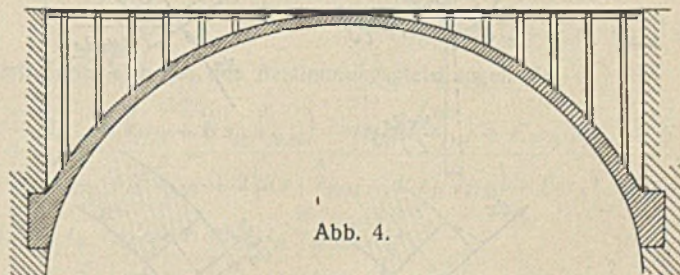


Abb. 4.

die elastische Nachgiebigkeit (Abb. 1). Die Stützlinie kann dabei aus dem Gewölbe in den Überbau ausweichen. Das Gewölbe wird durch den massiven Aufbau wirkungsvoll entlastet. Letzterer ist auch günstig hinsichtlich der Verteilung von Einzellasten und der Milderung von dynamischen Auswirkungen bewegter Lasten. Die wirklichen Randspannungen in massiv übermauerten Gewölben weichen daher erheblich, und zwar in günstigem Sinne von den auf Grund einer graphischen Untersuchung

auf Genauigkeit und Zuverlässigkeit sowie der Nachweisung des Sicherheitsgrades der Bauwerke, sondern sollen weiterhin zu Verbesserungen in konstruktiver Hinsicht anregen, indem aus den Versuchen Anhaltspunkte für die Beurteilung des tatsächlichen Verhaltens der Bauwerke unter den vorkommenden Belastungen gewonnen werden.

Von besonderer Bedeutung sind solche Modellversuche für Bogenreihen. Wohl gibt es hierfür eine Theorie der durchlaufenden Rahmen-

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 27, S. 390.

²⁾ Mörsch, Berechnung eingespannter Gewölbe, Schweiz. Bauztg. 1906, Heft 7 u. 8.

³⁾ Dr.-Ing. Hermann Bay, Die Dreigelenkbogenscheibe. Versuche und Theorie über die Mitwirkung des Gewölbeaufbaues beim Dreigelenkbogen. Berlin 1934, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

tragwerke und elastischen Bogenreihen⁴⁾. Da es sich um hochgradig statisch unbestimmte Systeme handelt, ist jedoch die praktische Durchführung der Rechnung schwierig und zeitraubend. Immerhin ist schon mit Erfolg der Versuch gemacht worden, diese Theorie auf Aufgaben der Praxis (Berechnung und Bemessung der Talbrücken Leinfelden—Waldenbuch) anzuwenden⁵⁾. Dabei hat sich gezeigt, daß durch derartige Untersuchungen unter Berücksichtigung der Bogen- und Pfeilerelastizität und ihrer Wechselwirkungen bei ungestörtem Zusammenhang Baustoffersparnisse zu erzielen sind.

Voraussetzung der Theorie der über Zwischenpfeilern durchgehenden Bogenreihen ist, daß durch biegungsfeste Einspannung der Bogen in den Pfeilerköpfen (Bewehrung) der elastische Zusammenhang zwischen Bogen und Pfeilern dauernd gewährleistet ist. Bei der Belastung eines Bogens wird dann die ganze Bogenreihe in Mitleidenschaft gezogen, und zwar um so mehr, je höher und nachgiebiger die Pfeiler im Verhältnis zur Steifigkeit der Bogen sind.

II.

Eingespannte Bogen auf schlanken Pfeilern erleiden größere Formänderungen als Bogen auf unnachgiebigen (starken) Widerlagern. Wird ein Bogen über einer mittleren Öffnung einer Bogenreihe belastet (Abb. 5), so biegen sich die angrenzenden Pfeiler aus, die Spannweite des belasteten

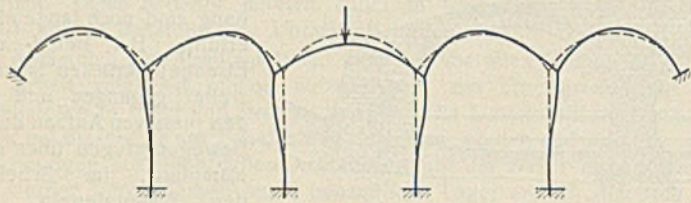


Abb. 5.

Bogens wird größer, die Weiten der rechts und links anschließenden Öffnungen werden kleiner. Gleichzeitig tritt eine Drehung und Senkung der Pfeilerköpfe ein. In der belasteten Öffnung wird der Horizontal Schub kleiner (Bogenwirkung), das Biegemoment im Scheitel größer (Balkenwirkung) als bei starren Pfeilern;

von den Bewegungen der Pfeilerköpfe haben unter der Voraussetzung einer unnachgiebigen Gründung der Pfeiler die elastischen Senkungen nur einen geringen Einfluß auf die Änderung der inneren Kräfte. Auch die Drehung der Pfeilerköpfe ist in den Fällen, wo das mittlere Trägheitsmoment der Pfeiler wesentlich größer ist als dasjenige der Bogen, unbedeutend. Dagegen ist der Einfluß der waagerechten Verschiebung der Pfeilerköpfe bei hohen Stützen verhältnismäßig groß.

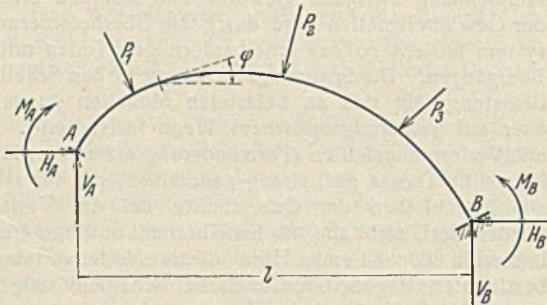


Abb. 6.

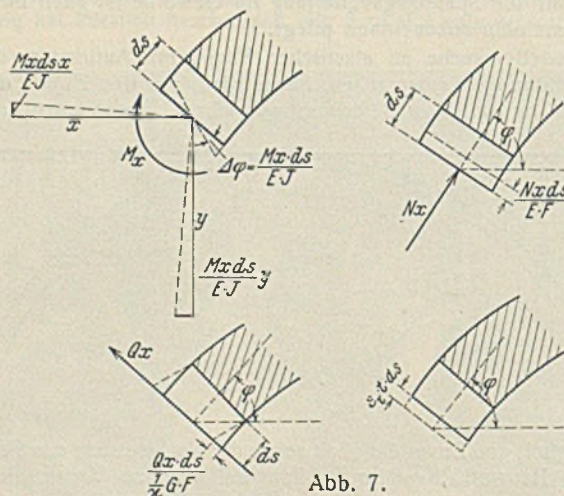


Abb. 7.

Die Berechnung von Bogenreihen, die bisher fast ausschließlich unter der Annahme starrer Kämpfeinspannung durchgeführt wurde, bedarf

⁴⁾ H. Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 2. Abt., § 35. — Dr.-Ing. Schaechterle, Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen. Berlin 1914, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

⁵⁾ Dr.-Ing. E. Pichl, Die Berechnung von Viadukten. Melan-Festschrift. Leipzig u. Wien 1923, Fr. Deuticke.

— namentlich bei Bogen auf hohen elastischen Stützen — einer Ergänzung dahingehend, daß der Einfluß der Pfeilerelastizität in einer den tatsächlichen Verhältnissen nahekommenden Form berücksichtigt wird.

A. Der elastisch eingespannte Bogen.

Zur Berechnung eines beliebig belasteten gelenklosen und vollwandigen Bogens mit nachgiebigen Widerlagern denken wir uns das linke Widerlager entfernt und durch die am freigemachten Kämpferquerschnitt angreifenden Kräfte H_A, V_A, M_A ersetzt (Abb. 6).

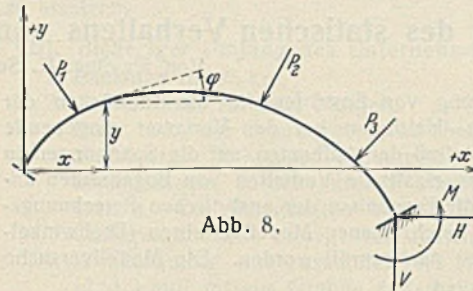


Abb. 8.

Die Verschiebungen des Punktes A gegenüber B im Sinne H_A, V_A, M_A sind bedingt durch die Formänderungen der Bogenelemente unter dem Einfluß der inneren Kräfte R_x bzw. deren Komponenten M_x, N_x und Q_x und der Wirkung der Temperatur (Abb. 7).

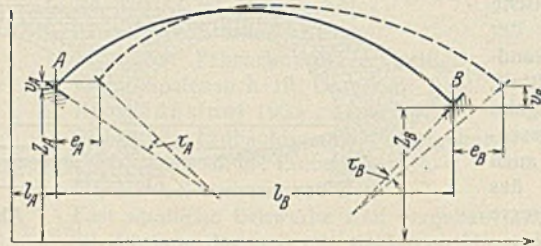


Abb. 9.

Mit den für den geraden Stab gültigen Biegeformeln ergeben sich am Freitrag AB die scheinbaren Bewegungen des linken Kämpferschnitts gegen den rechten entsprechend Abb. 8.

$$\begin{aligned}
 \int l &= - \int_0^l \frac{M_x ds}{EJ} \cdot y + \int_0^l \frac{N_x ds}{EF} \cdot \cos \varphi \\
 &\quad - \int_0^l \frac{Q_x ds}{\frac{1}{x} \cdot GF} \cdot \sin \varphi - \epsilon_t l^0 \int_0^l ds \cdot \cos \varphi \\
 \int v &= + \int_0^l \frac{M_x ds}{EJ} \cdot x + \int_0^l \frac{N_x ds}{EF} \cdot \sin \varphi \\
 &\quad + \int_0^l \frac{Q_x ds}{\frac{1}{x} \cdot GF} \cdot \cos \varphi - \epsilon_t l^0 \int_0^l ds \cdot \sin \varphi \\
 \int \tau &= + \int_0^l \frac{M_x ds}{EJ}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Mit den wirklichen Bewegungen der Kämpfer in Richtung $\begin{Bmatrix} H_A \\ H_B \end{Bmatrix}$ und $\begin{Bmatrix} V_A \\ V_B \end{Bmatrix}$ und im Drehsinn $\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix}$, nämlich $\begin{Bmatrix} e_A \\ e_B \end{Bmatrix}$, $\begin{Bmatrix} v_A \\ v_B \end{Bmatrix}$ und $\begin{Bmatrix} \tau_A \\ \tau_B \end{Bmatrix}$, sind die gesamten Formänderungen in bezug auf das in Abb. 9 gezeichnete Koordinatensystem ausgedrückt durch:

$$\begin{aligned}
 1. \quad e_B - e_A - Z_B \tau_B + Z_A \tau_A &= - \int_0^l \frac{M_x ds}{EJ} \cdot y \\
 &\quad + \int_0^l \frac{N_x ds}{EF} \cdot \cos \varphi - \int_0^l \frac{Q_x ds}{\frac{1}{x} \cdot GF} \cdot \sin \varphi - \epsilon_t l^0 \int_0^l ds \cdot \cos \varphi, \\
 2. \quad v_B - v_A + \tau_B l_B - \tau_A l_A &= + \int_0^l \frac{M_x ds}{EJ} \cdot x \\
 &\quad + \int_0^l \frac{N_x ds}{EF} \cdot \sin \varphi + \int_0^l \frac{Q_x ds}{\frac{1}{x} \cdot GF} \cdot \cos \varphi - \epsilon_t l^0 \int_0^l ds \cdot \sin \varphi, \\
 3. \quad \tau_B - \tau_A &= + \int_0^l \frac{M_x ds}{EJ}
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

Die Bewegungen der Kämpfer A und B des elastisch eingespannten Bogens sind abhängig von den Auflagerkräften H_A, V_A und M_A bzw. H_B, V_B, M_B und bestimmt durch

$$(10) \quad \begin{cases} H = \frac{\int M_O y dw + E \epsilon_1 t^0 l}{\int y^2 dw + \int dv} \\ V = \frac{\int M_O x dw}{\int x^2 dw} \\ M = \frac{\int M_O dw}{\int dw} \end{cases}$$

Wird der Bogen im Scheitel aufgeschnitten, womit sich in A und B eingespannte Freitragger als statisch bestimmte Hauptssysteme ergeben (Abb. 11), die Schnittstelle des linken Freitraggers mit dem Koordinatenursprung O in feste Verbindung gebracht, so liefert die Bedingung, daß die Bewegung der Schnittstelle des linken Freitraggers, bezogen auf den Punkt O, gleich sein muß der Bewegung der Schnittstelle des rechten Freitraggers, die Gleichungen:

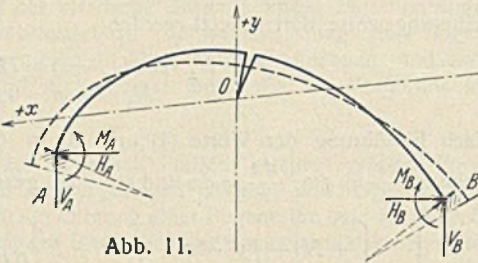


Abb. 11.

1. Verschiebung von O im Sinne der x-Achse

$$e_A' + \tau_A z_A' - \int_A^m \frac{M_x ds}{EJ} \cdot y + \int_A^m \frac{N_x}{EF} \cdot ds \cdot \cos(\varphi - \psi) = -e_B' - z_B' \cdot \tau_B + \int_m^B \frac{M_x ds}{EJ} \cdot y - \int_m^B \frac{N_x}{EF} \cdot ds \cdot \cos(\varphi - \psi)$$

$$e_A' + e_B' + \tau_A z_A' + z_B' \tau_B = + \int_A^B \frac{M_x ds}{EJ} \cdot y - \int_A^B \frac{N_x ds}{EF} \cdot \cos(\varphi - \psi)$$

3. Drehung des Koordinatensystems um O

$$\tau_A + \int_A^m \frac{M_x ds}{EJ} = -\tau_B - \int_m^B \frac{M_x ds}{EJ}$$

$$\tau_A + \tau_B = - \int_A^B \frac{M_x ds}{EJ}$$

Diese Gleichungen sind identisch mit Gl. (5).

Werden die Kämpferschnitte A und B des Bogens mit dem Ursprung des Koordinatensystems in feste Verbindung gebracht (Abb. 12), so gilt

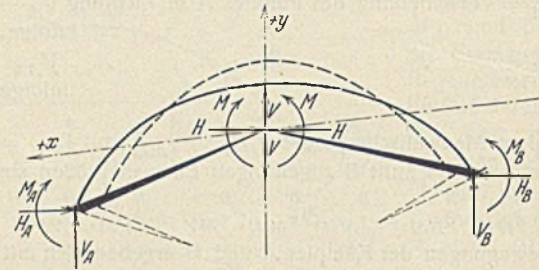


Abb. 12.

für den Bogen die Bedingung, daß der Unterschied der Bewegungen bei A und bei B, bezogen auf den Koordinatenursprung O, gleich ist allen Formänderungen des Bogens, und man erhält wieder die Bestimmungsgleichungen (5).

Zur Bestimmung der Lage des Koordinatensystems aus Gl. (8) ist entsprechend Abb. 13 einzuführen:

$$\begin{aligned} x &= l_A - \zeta \\ y &= \eta - z_0 + x \cdot \operatorname{tg} \psi \\ z_A &= z_0 - l_A \cdot \operatorname{tg} \psi \\ z_B &= z_0 + l_B \cdot \operatorname{tg} \psi + f_0 \end{aligned}$$

Es ergibt sich dann:

$$(11) \quad \begin{aligned} \text{aus (8)a:} \\ l_A &= \frac{\int \zeta dw + E l \tau_{MM}^B}{\int dw + E \tau_{MM}^A + E \tau_{MM}^B} \\ \text{aus (8)b:} \\ z_0 &= \frac{\int \eta dw - E (\delta_{HM}^A + \delta_{HM}^B) - E f_0 \tau_{MM}^B + \operatorname{tg} \psi [\int l_A dw - \int \zeta dw] + E l_A \tau_{MM}^A - E l_B \tau_{MM}^B}{\int dw + E \tau_{MM}^A + E \tau_{MM}^B} \\ \text{aus (8)c:} \\ \operatorname{tg} \psi &= \frac{+ z_0 (\int x dw + E l_A \tau_{MM}^A - E l_B \tau_{MM}^B) - \int x \eta dw + l_A E \delta_{HM}^A - l_B E \delta_{HM}^B - E f_0 l_B \tau_{MM}^B}{\int x^2 dw + E l_A^2 \tau_{MM}^A + E l_B^2 \tau_{MM}^B} \end{aligned}$$

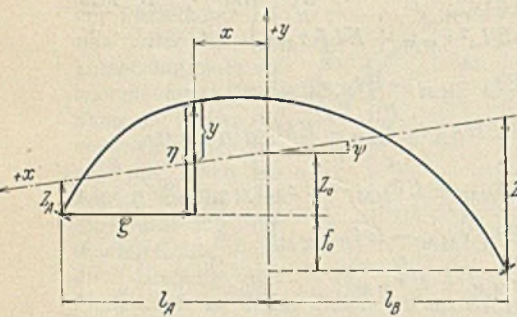


Abb. 13.

2. Verschiebung von O im Sinne der y-Achse

$$-\tau_A l_A - \int_A^m \frac{M_x ds}{EJ} \cdot x + \int_A^m \frac{N_x ds}{EF} \cdot \sin \varphi = -\tau_B l_B$$

$$+ \int_m^B \frac{M_x ds}{EJ} \cdot x - \int_m^B \frac{N_x ds}{EF} \cdot \sin \varphi$$

$$-\tau_A l_A + \tau_B l_B = + \int_A^B \frac{M_x ds}{EJ} \cdot x - \int_A^B \frac{N_x ds}{EF} \cdot \sin \varphi$$

Bei symmetrischen Bogen und bei symmetrischer Nachgiebigkeit der Widerlager erhält man aus Gl. (11):

$$(12) \quad \begin{cases} 1. l_A = l_B; \text{ da } \tau_{MM}^A = \tau_{MM}^B \text{ und } \int x dw = 0, \\ 2. z_0 = \frac{+ \int \eta dw - 2 E \delta_{HM}^A}{\int dw + 2 \tau_{MM}^B}, \text{ da } \delta_{HM}^A = \delta_{HM}^B; f_0 = 0; \operatorname{tg} \psi = 0. \\ 3. \operatorname{tg} \psi = 0. \end{cases}$$

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Aus dem wasserbaulichen Arbeitsgebiet der bayerischen Staatsbauverwaltung.

Bearbeitet in der bayer. Ministerialbauabteilung, Einleitung von Ministerialdirektor Prof. Weigmann, München.

(Fortsetzung aus Heft 36.)

Sicherung des Lechwehres in Landsberg (Abb. 19 bis 22).

Das seit mehreren hundert Jahren bestehende Wehr in Landsberg a. Lech dient der Wasserzuleitung in den städtischen Mühlbach. Es liegt schräg zur Flußachse und ist rd. 200 m breit. In seinen alten Teilen ist es in der Steinkastenbauweise erbaut und war damit bei großen Hochwässern leicht Beschädigungen ausgesetzt, so daß schon früher verschiedene Wehrteile durch Spundwände und Betonabdeckung verstärkt wurden. Die in den letzten Jahrzehnten einsetzende, langsam fortschreitende Eintiefung des Lech ließ den Absturz über das alte Wehr zu groß werden und veranlaßte im Jahre 1923 den Vorbau eines 3. Sturzbodens, der aus einer eisernen Spundwand mit Betonabdeckung und Dielenbelag ge-

bildet wird (s. Längsschnitt Abb. 20). Durch die weitere Eintiefung des Lech ist nun auch der Vorbau eines 4. Sturzbodens nötig geworden. Bei dem nunmehr auf fast 6 m angewachsenen Wehrabsturz ist indessen zu befürchten, daß die Standfestigkeit weder des alten, nur aus Holzpfählen und Faschinen bestehenden Wehrteiles, noch des neuen 3. Sturzbettes ausreicht, um die Dauerbeanspruchung bei einem großen Hochwasser auszuhalten. Es mußte daher gleichzeitig auf eine durchgreifende Verstärkung des Wehres Bedacht genommen werden. Dies erschien besonders deshalb geboten, weil das Wehr heute neben der Wasserzuleitung die noch viel wichtigere Aufgabe hat, die oberhalb des Wehres liegende korrigierte Flußstrecke und die Straßenbrücke nebst Ufermauern



Abb. 24. Bauteil II: Versatz, Spülwandramme.

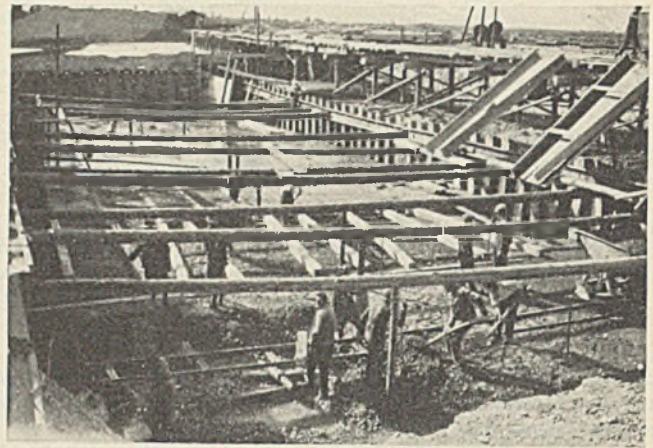


Abb. 25. Betonieren des Sturzbodens, Verlegen der Zargenhölzer.

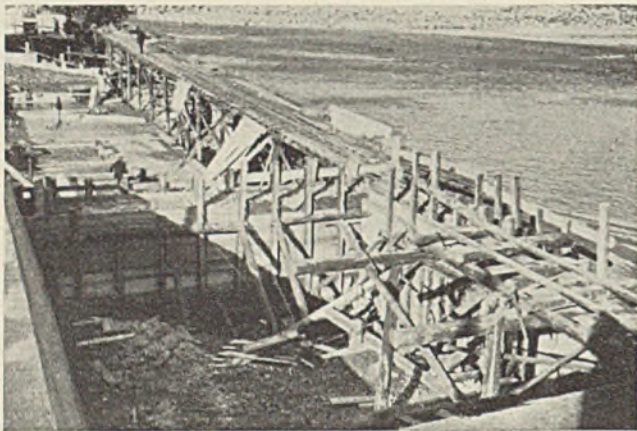


Abb. 26. Rechte Ufer- und Flügelmauer betoniert.

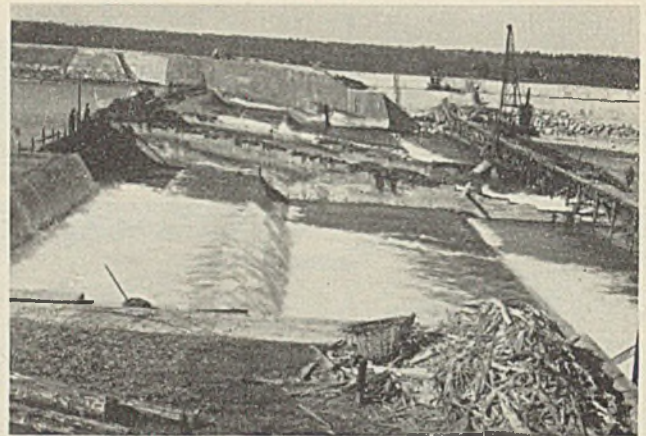


Abb. 27. Versetzen des linken Wehrteils, Öffnen des rechten.

Abb. 24 bis 27. Anbau eines 3. Sturzbodens an das Unterbergener Lechwehr, km 60,7.

3. eine weitere Schwelle bei km 53,4 mit 1 m Absturz und 80 m Länge. Die Länge des Sturzbodens, der mit Holzbedielung geschützt ist, beträgt 7,10 m. Auch diese Schwelle besteht aus einem Betonkörper zwischen eisernen Spundwänden (Abb. 29).

Das Zwischengefälle beträgt wieder 2‰ . Es ergibt sich nun zwischen der Schwelle bei km 53,4 und dem Hochablaßwehr bei km 47,0 ein Gefälle von $2,16\text{‰}$. Nach den Erfahrungen wird sich die Sohle bei den nunmehr kleinen Zwischengefällen zunächst halten, falls nicht unvorhergesehene Ereignisse eintreten.

Es ist technisch und wirtschaftlich außerordentlich wichtig gewesen, daß diese Bauten im Jahre 1934 bereits hergestellt werden konnten, zu einem Zeitpunkte, in dem die Flußlage besonders günstig war. Es war bei den Schwellen km 56,4, 55,4, 54,4 und 53,4 nur die eingetretene Flußlage festzulegen und zu halten.

Sämtliche Bauten waren an Unternehmer vergeben. Es war damit eine ganz großzügige Arbeitbeschaffung in der Nähe von Augsburg verbunden, und zwar gerade in den kritischen Winter- und Frühjahrsmonaten. Die Bauten wurden mit einem Kostenaufwande von insgesamt 895 000 RM

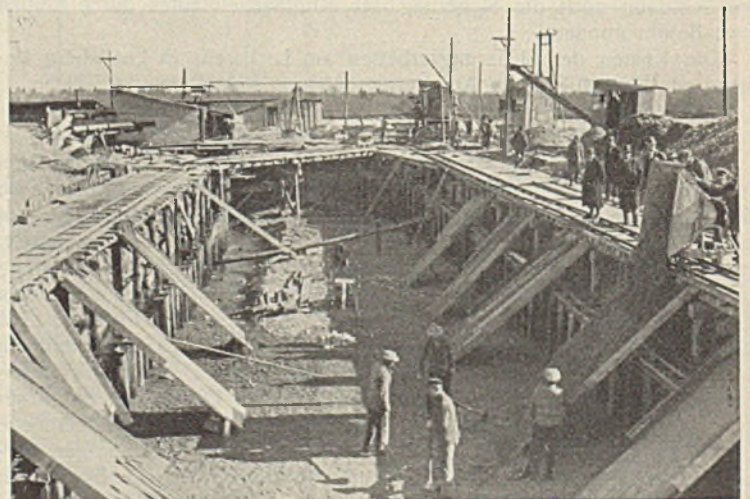
in den Monaten Dezember 1933 mit Juli 1934 ausgeführt. Es wurden rd. 35 500 Arbeitertagschichten ausschließlich an den Baustellen geleistet. Nicht zu ermitteln sind die Tageschichten bei Aufbereitung der Baustoffe.

Die Lechkorrektur Unterbergen-Hochablaß ist damit vollendet und in den Unterhaltungszustand überführt worden.

3. Wertach (Abb. 30 bis 34).

Korrektur Stockheimer—Oberes Ettringer Wehr.

Die Wertachkorrektur im Bauamtsbezirk Augsburg von der Pforzener Brücke bis zur Mündung in den Lech, km 62,52 bis 0,00 war zu Beginn des Jahres 1934 so weit fortgeschritten, daß die Flußabschnitte zwischen der Pforzener Brücke und dem Stockheimer Wehr, km 62,52 bis 54,07 (Neukorrektur mit einseitiger Bauweise), und zwischen dem oberen Ettringer Wehr und der Mündung, km 40,45 bis 0,00 (Altkorrektur mit überwiegender Begradigung) vollendet und in den Unterhaltungszustand überführt waren. Die Zwischenstrecke zwischen dem Stockheimer und dem oberen Ettringer Wehr, gleichfalls zur Altkorrektur gehörig, wies

Abb. 28. Sohlenschwelle Lech km 54,4.
Bauteil I: Aufnageln des Bohlenbelages.Abb. 29. Stützwelle Lech km 53,4.
Betonieren des Sturzbodens im rechten Wehrteil.

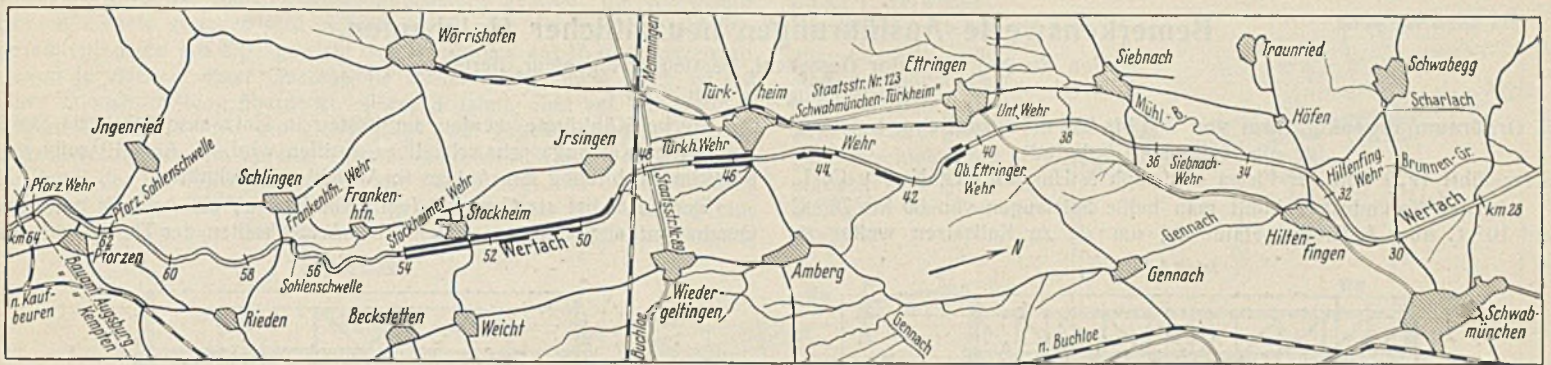


Abb. 30. Ausbau der Wertach zwischen dem Stockheimer und dem oberen Ettringer Wehr. Übersichtslageplan.



Abb. 31. Km 46,5.

Teile vom Fluß selbst verfrachtet worden und dienen zur Hinterfüllung der Rückhalteräume an den vorhandenen Stützwehren.

Die Baukosten für die obigen Unternehmerarbeiten und die gleichzeitig im bauamtlichen Eigenbetrieb durchgeführten, zur Vergabung nicht geeigneten Vollendungsarbeiten betragen insgesamt 800 000 RM; rd. 71 000 Arbeitertagschichten wurden geleistet.

Hochwasserdämme.

Im Berichtsjahre 1934 gelangten auch die seit Jahren geplanten Hochwasserdämme an der Wertach zwischen Inningen und Göggingen zur Ausführung (Abb. 34). Es wurden hierbei ausgeführt: auf dem rechten Ufer ein durchlaufender Hochwasserdamm zwischen Inningen und Göggingen, auf dem linken Ufer örtliche Schutzdämme in den Fluren Inningen und Göggingen; im Bereiche der Inninger Straßenbrücke wurden die beiderseitigen Flutmulden ausgebaut. Die Dammkrone ist durchweg 1,50 m breit und liegt 0,80 m über dem errechneten höchsten Hochwasser von 330 m³/sek. Der Bau umfaßte rd. 35 000 m³ Erdbewegung. Das Dammmaterial wurde mittels Schwimmbagger aus dem Wertachbett gewonnen. Die Dammböschungen wurden mit 20 cm dickem Humus belegt und begrünt.



Abb. 32. Km 52.



Abb. 33. Km 53,5.

Abb. 31 bis 33. Wertachkorrektur. Ausbau des linken Ufers unter gleichzeitiger Verbreiterung des Flußbettes auf 35 m Sohlenbreite.

noch größere Baulücken auf. Der endgültige Ausbau auch dieses Flußabschnittes wurde im Jahre 1934 im Rahmen des Reinhardt-Programms durchgeführt und damit die Wertachkorrektur im Bauamtsbezirk Augsburg abgeschlossen.

Die Bauarbeiten des Jahres 1934 in der genannten Flußstrecke wurden in vier Baulose aufgeteilt und mit öffentlicher Ausschreibung zur Ausführung im Unternehmerbetrieb vergeben.

Der Ausbau der Korrektur bestand in Erdarbeiten zur Erweiterung des Flußbettes von einer idealen Sohlenbreite von bisher 27 m auf 35 m und in der Bewehrung der Uferböschungen mit Weidenberauhrung und Versteinerung.

- Die Baulistungen betragen insgesamt:
- rd. 208 000 m³ Erdarbeiten,
 - „ 46 000 m² Berauhwerung,
 - „ 14 880 m³ Versteinerung.

Zur Verwendung kamen ausschließlich Granitbruchsteine aus dem bayerischen Wald. Der verbauten Menge entspricht eine Steinlieferung von rd. 1800 Bahnwagen zu je 15 t.

Die Abtragmassen aus der Erweiterung des Flußschlauches wurden zum größten Teile dem Fluß zur eigenen Verarbeitung überlassen. Trotz der geringen Gesamtjahresabflußmenge des vergangenen Jahres sind die im Flußschlauch eingebrachten Erdmassen bis Februar 1935 zum größten

Die Ausführung besorgte eine Bauunternehmung vom 16. Januar bis 1. November 1934 zu einem Festpreise von 70 000 RM. Fast 10 000 Arbeitertagschichten wurden geleistet.



Abb. 34. Hochwasserdamm Göggingen—Inningen. Übersichtslageplan.

Mit dem Bau des Hochwasserdammes wurde einem seit langen Jahren bestehenden dringenden Bedürfnis nach Schutz des Marktes Göggingen gegen Hochwasser abgeholfen. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkenswerte Ausführungen neuzeitlicher Holzbauten.

Von Dr.-Ing. Theodor Gesteschi, Beratender Ingenieur, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 35.)

3. Großraumlaugenkühlturm von 200 bis 250 m³ stündlicher Leistung für die Kaliwerke Sollstedt.

Ausgeführt 1929 von der Firma Christoph & Unmack AG, Niesky O.-L.

In der Kaliindustrie kühlt man heiße Salzlaugen von 60 bis 70° C auf 10° C über Außentemperatur ab, um sie zu Kalisalzen weiter zu

Solche Kühltürme werden am besten in Holz ausgeführt, da Stahl von heißer Kalilauge sehr schnell angegriffen wird. — Abb. 19 zeigt die bauliche Ausbildung der Anlage in Ansicht und Schnitten.

Der Turm hat als Grundriß (vgl. Schnitt e—e) ein Achteck bzw. ein Quadrat mit abgeschrägten Ecken. Die Achteckseiten des Turmes werden

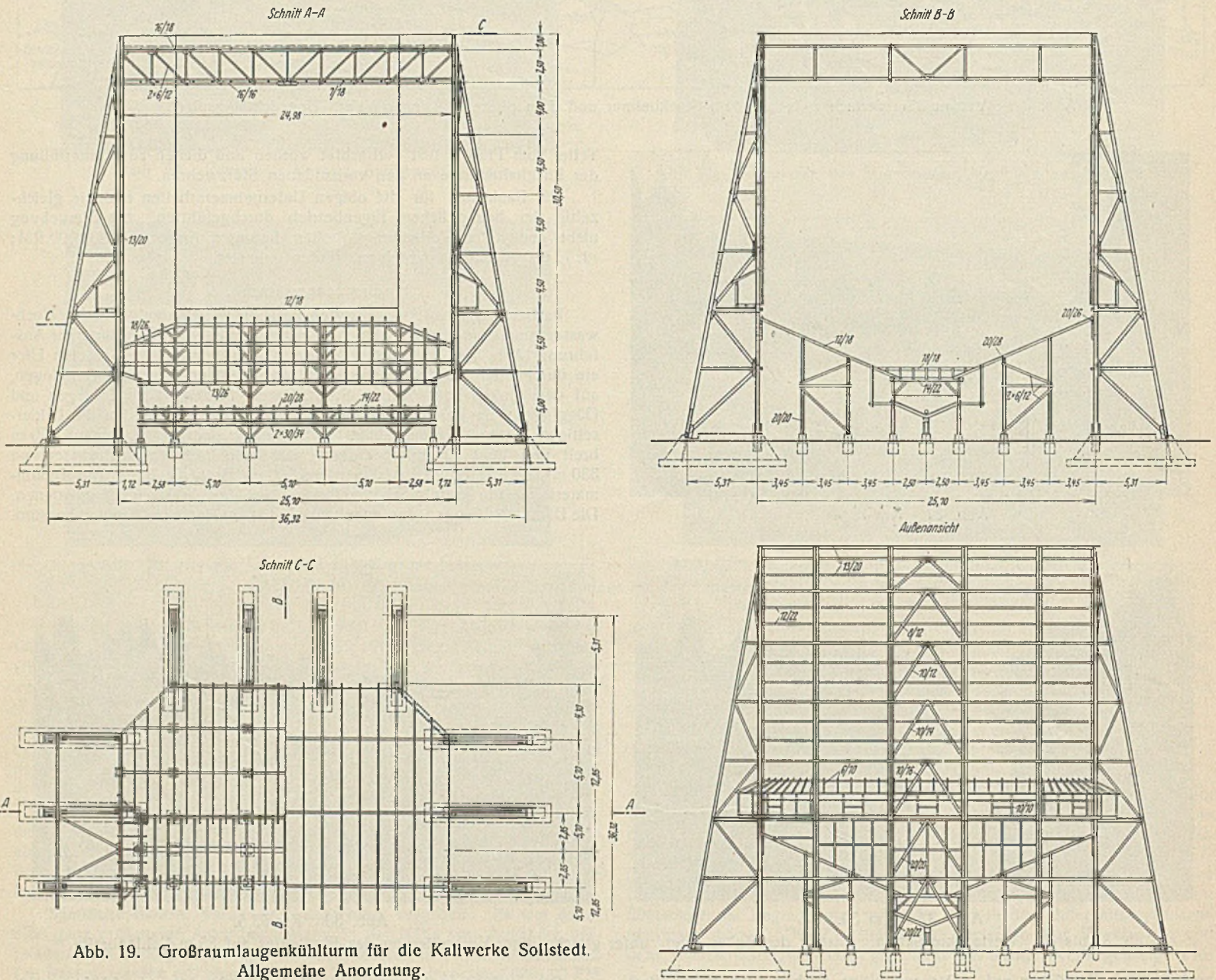


Abb. 19. Großraumlaugenkühlturm für die Kaliwerke Sollstedt. Allgemeine Anordnung.

verarbeiten. Man kann diese Abkühlung mit Hilfe großräumiger Kühltürme erreichen. Der hier beschriebene Laugenkühlturm vermag in der Stunde 200 bis 250 m³ heiße Kalilauge auf + 10° C über Außentemperatur abzukühlen.

Die heiße Lauge wird aus einem Rohring mit Streudüsen unter Druck mit 45° Strahlenneigung fein verteilt in den Kühlturm gespritzt. Der entstehende Luftzug bewirkt die Kühlung der Lauge. Die gekühlte Lauge fällt auf einen schrägen Abfallboden, scheidet dabei die Kalkristalle aus und wird dann in einer Rinne gesammelt, von der sie mit natürlichem Gefälle, oder mit Hilfe von Pumpen der Deckstation zur weiteren Behandlung zugeleitet wird.

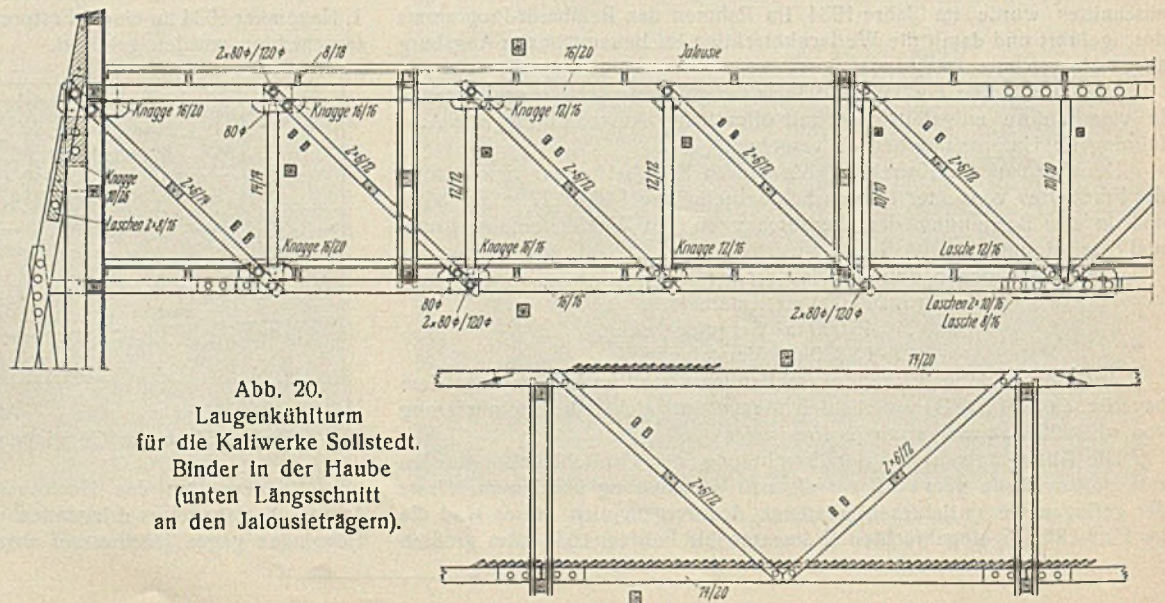


Abb. 20. Laugenkühlturm für die Kaliwerke Sollstedt. Binder in der Haube (unten Längsschnitt an den Jalousieträgern).

von einer lotrechten, innen gehobelten Schalung gebildet, die von waagerechten Riegeln getragen wird (Schnitt A—A). Die Verriegelung gibt ihre gesamten Lasten aus Eigengewicht und Winddruck auf 16 Bockstützen ab, wovon je vier auf einer Quadratseite stehen. Der obere Turm ist mit einer Jalousieschalung überdeckt. Diese Schalung ruht auf Verstärkungsträgern (Schnitt B—B), die gleichzeitig zwei gegenüberliegende Blockstützen verbinden. Im unteren Turmteil befindet sich außen ein gedeckter Umgang, der die Rohrleitungen für die Lauge trägt und die Spritzdüsen zugänglich macht. Zur Vornahme von Messungen führt vom Umgang eine Treppe zwischen zwei Bockstützen hoch. Etwas tiefer als der Umgang

dübel⁵⁾ verwendet. Die Dübel bestehen aus Grauguß und sind besonders gegen Kippen gesichert. Ihre geringen Verschiebungen ergeben eine große Steifigkeit der Konstruktion.

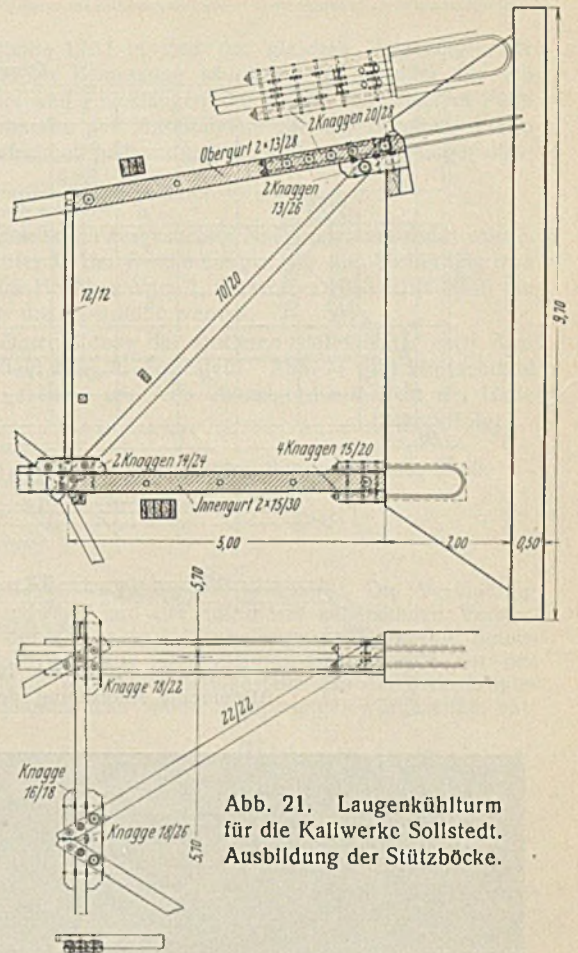
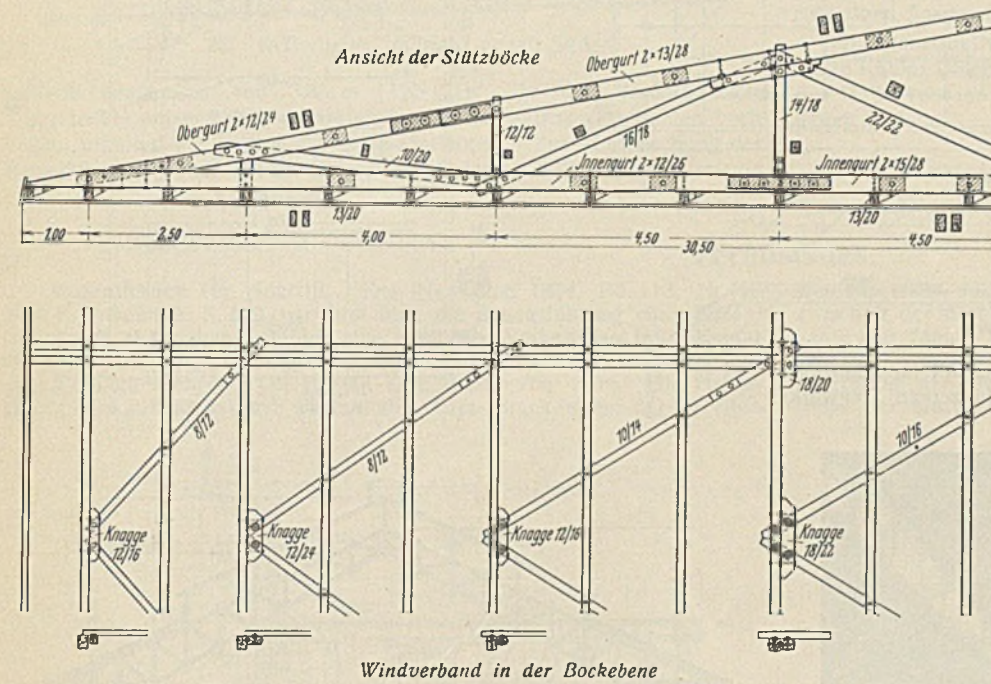


Abb. 21. Laugenkühlturm für die Kaliwerke Sollstedt. Ausbildung der Stützböcke.



beginnt im Turminnern die schräge Auffangbühne, die sich nach der Mitte zu neigt. Die Bühne besteht aus 6 mm dickem Blechbelag, der auf Sparren ruht und auswechselbar ist. In der Mitte der Auffangbühne liegt in einer Vertiefung eine breite Sammelrinne aus 6 mm dickem Stahlblech. Auffangbühne und Sammelrinne werden von einer zimmermannmäßigen Unterkonstruktion getragen, die auf Betonfundamenten steht.

Die Bockstützen bilden den wesentlichsten Tragkörper des Kühlturmes. Ihre Höhe beträgt 29,5 m, ihre Spreizung am Fuß 5,30 m. Je ein gegenüberliegendes Bockstützenpaar bildet mit dem Parallelträger, der die Jalousieschalung trägt, zusammen einen dreifach statisch unbestimmten Rahmen. Bei der statischen Berechnung wurde das System wegen der gleichen Nachgiebigkeit der Stützen als zweifach statisch unbestimmt aufgefaßt. Als statisch unbestimmte Größen wurden hierbei die waagerechten

Die Aufstellung des Turmes, der in Deutschland der größte Kühlturm für Kalilauge ist, wurde mit Hilfe von Richtbäumen und Handwinden vorgenommen. Bei der Montage wurde täglich eine Stütze zusammengebaut, aufgestellt und mit Querriegeln verbunden.

Abb. 20 zeigt die Binderkonstruktion in der Haube mit Anordnung der oberen und unteren Jalousieschalung und Abb. 21 die bauliche Ausbildung der Stützböcke, deren Aufstellung samt Befestigung der Querriegel in Abb. 22 zu sehen ist. Endlich ist in Abb. 23 der fertige Kühlturm mit Umgang und Treppenanlage zu sehen.

4. Weinkelterhalle in Schnait im Remstal.

Ausgeführt 1934 von der Firma Karl Kübler AG, Stuttgart.

Die Kelterhalle hat eine Länge von 82,20 m, eine Breite von 28 m und eine Stützhöhe an der Nordseite von 5,26 m, an der Südseite von 3,60 m (Abb. 25). Der Binderabstand beträgt hauptsächlich 6,3 m, in zwei mittleren Feldern 6,8 m. Die Traufpette ist als Gelenkträger berechnet und ausgebildet, die Piette der Außenwand ist durch Kopfstreben unterstützt, desgleichen haben die mittleren Pfeifen Büge.

Die Dacheindeckung besteht aus Pfannen auf Lattung. Die Umfassungswände sind in Beton ausgeführt und an die Dachbinder angelehnt. Die Unterseite des Vordaches ist mit Brettern verschalt. Das Dach ist an den beiden Hallenenden abgewalmt.

Die Mittelbinder sind Dreigelenkbogen mit 28 m Stützweite und beider-

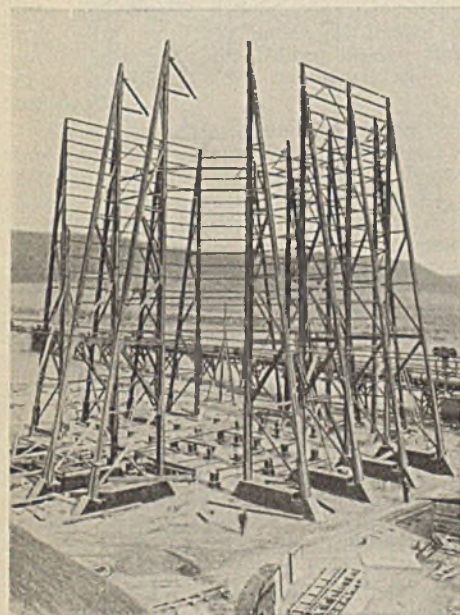


Abb. 22. Laugenkühlturm Sollstedt. Aufstellung der Stützböcke.

Der größte Stabdruk beträgt im Gurt 58 t, der Bug 29 t. Die Verankerung besteht aus vier Rundseisen von 45 mm Durchm.

Zwischen den beiden mittleren Bockstützen der Quadratseiten des Turmes liegt ein lotrechter Windverband, der die Winddrücke der abgeschrägten Turmflächen aufzunehmen hat. Der Verband ist K-förmig ausgeführt; seine Gurte werden von den Untergurten der beiden Bockstützen gebildet.

Als Verbindungsmittel in sämtlichen Fachwerksknoten des Turmes wurden Teller- und Stufen-

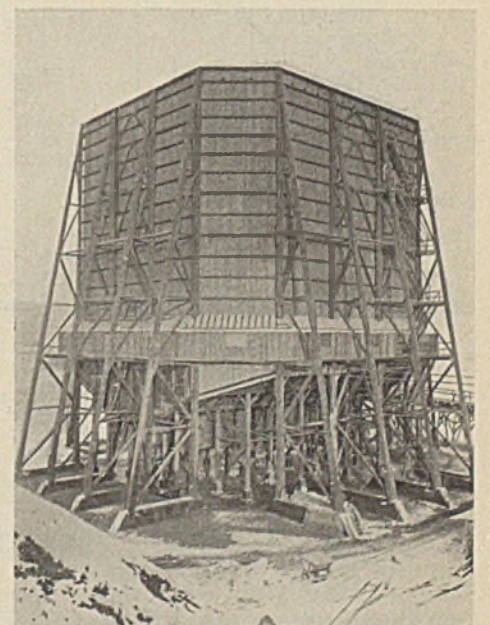


Abb. 23. Laugenkühlturm Sollstedt. Gesamtansicht.

⁵⁾ S. Fußnote S. 469.

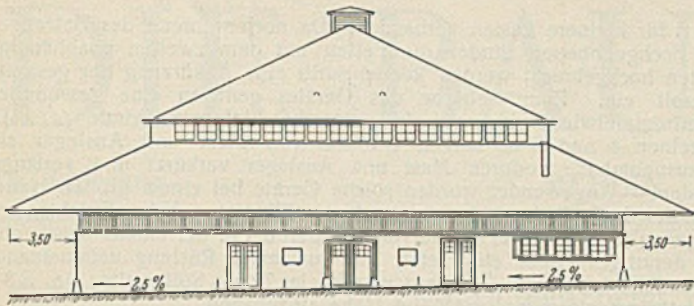


Abb. 28. Kelterhalle. Ansicht gegen Süden.

seitigen Kragarmen von 3,85 m (Abb. 25). Da die Binderauflager Fußgelenke entsprechend dem Gefälle des Fußbodens verschieden hoch liegen, erhalten die Binder ungleiche Pfeilhöhen. Zur Vereinfachung der Berechnung sind nur der Binder mit der kleinsten Pfeilhöhe 10,95 m und

mit der größten Pfeilhöhe 12,11 m und der gleichen Belastungsbreite 6,30 m untersucht und die Bemessung sämtlicher Mittelbinder für die ungünstigsten Stabkräfte und Knicklängen der beiden untersuchten Fälle durchgeführt. Die Stabkräfte des Mittelbinders mit der Belastungsbreite von 6,80 m sind der Einfachheit halber durch Multiplikation der ungünstigsten ermittelten Stabkräfte mit $\frac{6,80}{6,30}$ berechnet.

Da für die Holzkonstruktion ausgesuchtes Nadelholz verwendet wurde, konnten nach § 5, Ziffer 4, der Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau vom 1. September 1933 (DIN 1052) die zulässigen Spannungen um $\frac{1}{6}$ erhöht werden.

Die konstruktive Durchbildung der mittleren Hallenbinder nach Bauweise Kübler DRP. 9) ist in Abb. 26 dargestellt. Abb. 27 gibt ein Lichtbild der Halle von innen gesehen, und Abb. 28 zeigt die Ansicht der Halle gegen Süden.

(Schluß folgt.)

9) Th. Gestechl, Hölzerne Dachkonstruktionen, 4. Aufl., S. 60.

Vermischtes.

Hafenmauer für Seattle. Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, Nr. 19 vom 8. November, S. 579, berichtet über die Bauausführung einer Hafenmauer, die außer dem Erddruck eine erhebliche Verkehrslast infolge einer dicht am Ufer verlaufenden Straße aufzunehmen hat. Die Uferstraße hat einschließlich mehrerer Gleisbetten eine Breite von 46 m. Die Hafenmauer wird außerdem durch wechselnden Wasserdruck infolge der Gezeiten

weniger stark ausgebildete Verzahnungen gesichert. Die Verbindung zwischen der Stahlspundwand und der auf dieser aufstehenden Vorderkante der Mauer ist durch eine in Holzschalungen eingebrachte Betonummantelung hergestellt worden. Die Pfahlrostdecke wurde vor der Errichtung der einzelnen Wandteile fertiggestellt. In der rückwärtigen Rippe der einzelnen Mauerstücke waren Aussparungen vorgesehen, ent-

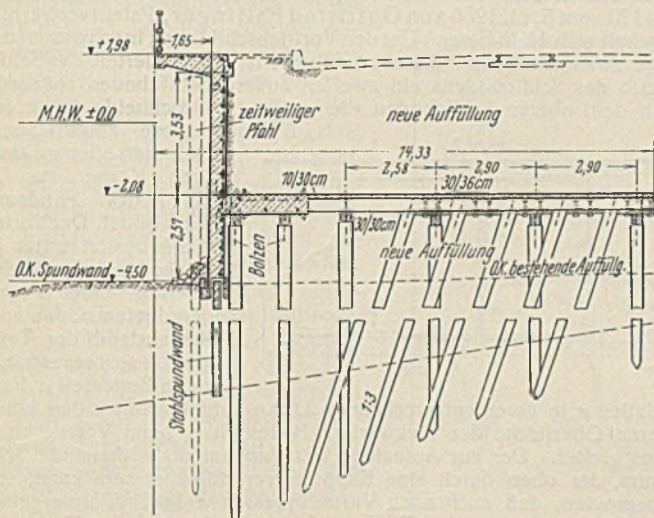


Abb. 1. Querschnitt durch die Ufermauer.

beansprucht. Sie steht auf hölzernen Pfählen. Der Pfahlrost ist weit unter die Erdfüllung landeinwärts geführt und durch Schrägpfähle gesichert (Abb. 1).

Die Mauer selbst besteht aus einer Betonwand mit rückwärtiger Rippe und einem auskragenden Querriegel für Fußgängerverkehr. Die Rippe sitzt auf den beiden vordersten Pfahlreihen und ist an dem rückwärtigen Teile des Holzes, dessen Holme an ihren Enden in den Beton eingebettet sind, verankert, wie aus Abb. 2 im einzelnen zu erkennen ist.

Unterhalb der Betonwand ist der weiche Boden durch eine Stahlspundwand nach der Seeseite hin abgeschlossen. Die Betonwand selbst, einschließlich der stegartig ausgebildeten hinteren Rippe, ist aus gefertigten Stücken zusammengesetzt und in den Fugen durch ineinandergreifende Verankerungen gesichert. Die gesamte Länge der Hafenmauer beträgt 1800 m; sie setzt sich zusammen aus drei verschiedenartig ausgebildeten Abschnitten. Der längste, in der Stadt gelegene Abschnitt von 1500 m ist entsprechend Abb. 1 ausgebildet und bis zu einer Sohlentiefe von -4,50 m verwendet. Der zweite Abschnitt, der bis zu einer Sohlentiefe von 12 m vorgesehen ist, hat, wie aus Abb. 2 (Typ B) ersichtlich, L-förmigen Querschnitt und eine Länge von 240 m erhalten. Der dritte Abschnitt von etwa 90 m Länge hat ebenfalls L-förmigen Querschnitt und steht auf seewärts und landwärts geneigten Holzpfählen. In bezug auf die die rückwärtige Erdlast aufnehmende Pfahlrostdecke sind alle drei Abschnitte gleichartig ausgebildet. Die ersten beiden Abschnitte stehen auf langen Pfählen, die erst in einer Tiefe von -12 m festen Grund erreichen. Unter dem letzten Teil der Wand ist die tragfähige Bodenschicht nur sehr dünn und von feinem Sand unterlagert, so daß besonders lange Pfähle bis zu 33 m benutzt werden mußten. Entsprechend dem unterschiedlichen Seitenschub in den einzelnen Abschnitten sind die in den Beton einbindenden Holme der Pfahlrostdecke durch mehr oder

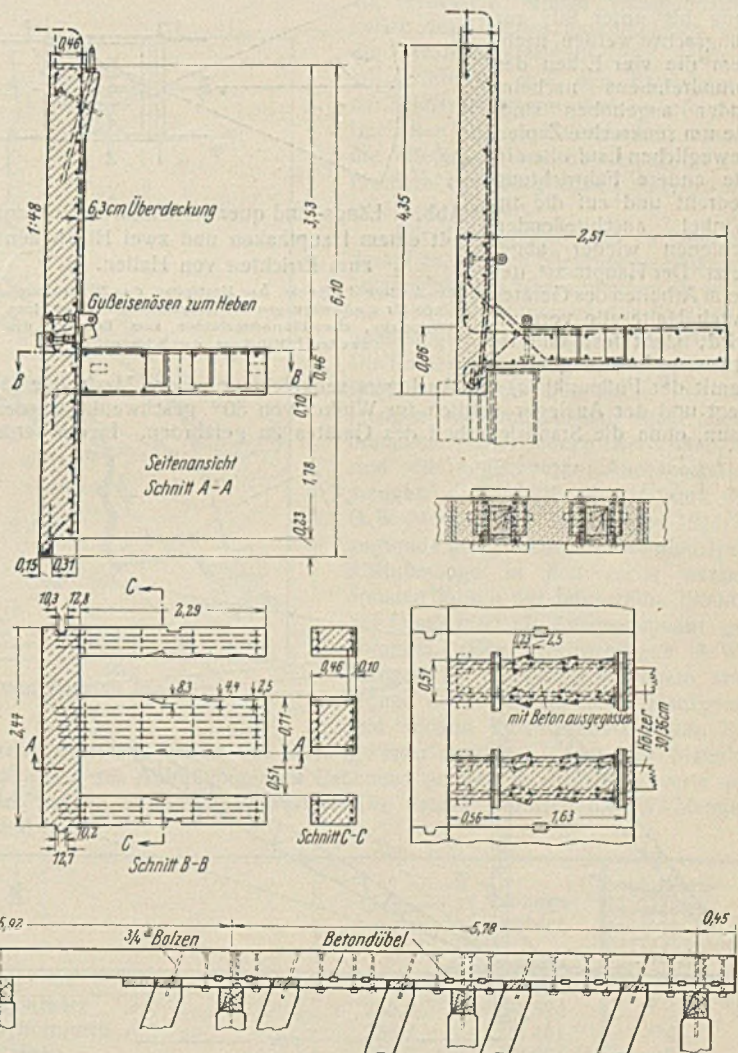


Abb. 2. Einzelheiten der Platten und ihre Befestigung an den Rostbalken.

sprechend den Entfernungen der einbindenden Holmköpfe. Die einzelnen Wandplatten wurden mit Schiff oder Eisenbahn angeliefert und durch Krane aufgestellt bzw. in die noch weiche Betonschüttung über der Spundwand auf vorgeschriebene Höhen herabgelassen. Danach folgte bei noch hängenden Mauerplatten das Vergießen der Holmköpfe in der rückwärtigen Rippe. Zum Schluß wurde der seewärts auskragende Fußriegel aufgesetzt. Nach dem Vergießen der lotrechten Fugen wurde die Wand mit in Schiffen angeliefertem Boden hinterfüllt. Die Gesamtkosten der Hafenmauer, deren Herstellung sich über zwei Jahre erstrecken wird, sollen sich auf 1 396 000 \$ belaufen.

Zs.

Mastenkrane für das Errichten von Hochbauten. Die beim Errichten von Stahlhochbauten verwendeten, gewöhnlichen Mastenkrane sind im allgemeinen behelfsmäßiger Art und in ihren Arbeitsbewegungen mehr oder weniger beschränkt, so daß diese Krane häufig umgesetzt werden müssen und das Errichten der Bauwerke verhältnismäßig lange Zeit in Anspruch nimmt. Um die Montagen zu vereinfachen und zu verbilligen, hat daher Schmidt-Tychsen, Kiel, den einfachen Masten (Derrick)-Kran weiter entwickelt und für das Errichten von Hallen und Brücken zwei Geräte geschaffen, die keinen behelfsmäßigen Charakter wie die gewöhnlichen Mastenkrane mehr haben.

Das eine Gerät (Abb. 1), das hauptsächlich zum Zusammenbau stählerner Hallen in Betracht kommt, ist auf Schienen längs verfahrbar. Zum Fahren in der Querrichtung bis unter 90° zur Längsachse werden, nachdem die vier Ecken des Grundrahmens nacheinander angehoben sind, die um senkrechte Zapfen beweglichen Laufrollen in die andere Fahrrichtung gedreht und auf die im Winkel anschließenden Schienen wieder abgesetzt. Der Hauptmast, der beim Arbeiten des Gerätes durch Halteseile versteift wird, steht fest und ist etwas nach vorn geneigt, damit der Fußpunkt (a) des Auslegers senkrecht unter der Mastspitze (b) liegt und der Ausleger seitlich im Winkel von 50° geschwenkt werden kann, ohne die Standsicherheit des Gerätes zu gefährden. In der senk-

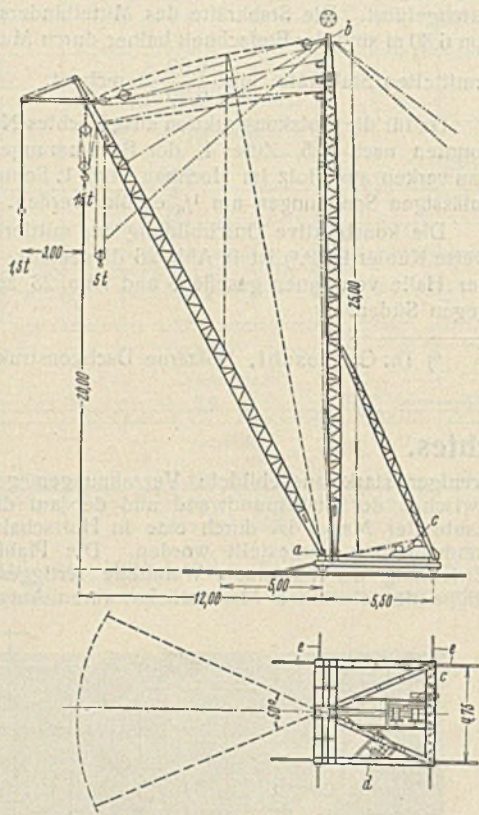


Abb. 1. Längs- und quer verfahrbarer Baukran mit einem Haupthaken und zwei Hilfhaken zum Errichten von Hallen.

a = Ausleger-Fußpunkt, b = Mastspitze, c = Zweitrommelwinde für die Bewegungen des Haupthakens und des einen Hilfhakens, d = Eintrommelwinde zum Bewegen des zweiten Hilfhakens, e = Schienen.

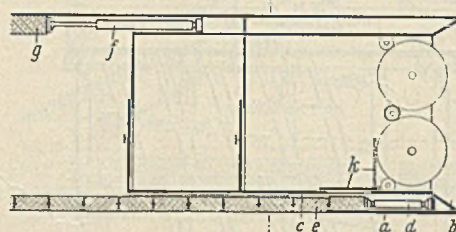
(1,5 t) für kleinere Lasten vorhanden. Da noch während des Befestigens der hochgehobenen Binder die Fetten mit dem zweiten unabhängigen Haken hochgebracht werden können, tritt eine Abkürzung der gesamten Bauzeit ein. Zum Betriebe des Gerätes genügen eine gewöhnliche Zweitrommelwinde (c) und eine einfache Eintrommelwinde (d). Die einzelnen 4 und 5 m langen Schüsse von Mast und Ausleger sind herausnehmbar, wodurch Mast und Ausleger verkürzt und verlängert werden. — Angewendet wurden solche Geräte bei einem großen Hallenbau der I. G. Farbenindustrie in Aken (Elbe) und beim Errichten von Flugzeughallen. Ferner wurde von Beuchelt & Co. bei einem Brückenbau ein derartiges Gerät eingesetzt, um auf fester Rüstung nebeneinander liegende, eingleisige Überbauten von je 72 m Stützweite, je 5,3 m Hauptträgerentfernung und 14 m Höhe einzubauen.

Das andere Gerät (Abb. 2) ist mit einem rückwärtigen Haltebock von nur 45° Neigung versehen und eignet sich daher für Brückenbauarbeiten, z. B. für zweigleisige Eisenbahn- oder größere Straßenbrücken (Straßenbrücke über den Mälarsee¹⁾). Außer einem Haupthaken für größere Tragkräfte ist ein Hilfhaken für kleinere Lasten (Nebenarbeiten) vorhanden. Heben und Senken der Hauptlast, Einziehen und Schwenken des Auslegers werden durch eine besondere Winde (a) ausgeführt, während für den Betrieb des Hilfhakens eine gewöhnliche Eintrommelwinde (b) genügt. Soll der Kran auf den Gurten verschiedener Entfernung und Neigung einer Bogenbrücke laufen, so legt man unter den Mastfuß und die rückwärtigen Bockbeine Querträger (c), die auf Schienen auf der Gurtung und Laufrädern verfahren werden.

R. —

Patentschau.

Auf einem Fundamentsockel gleitender Vortriebschild. (Kl. 19f, Nr. 594 170 vom 5. 11. 1930 von Gottfried Fallinger, Patentverwertungsgesellschaft m. b. H. in Essen.) Um den Vortriebschild auch in schwimmendem Gebirge zwangläufig und sicher zu führen, ist im Vorderteil des Schildes unterhalb des Schildbodens ein zweiter, äußerer Schildboden angeordnet, der mit dem oberen Schildboden die untere Schildschneide sowie einen



an diese anschließenden, nach hinten offenen, kastenartigen Körper zur Aufnahme des Fundamentsockels bildet. Der Vortriebschild b besitzt unter dem Schildboden c in seinem Vorderteil einen vertieft angeordneten Boden a. Der Höhenabstand der Teile a und c ist so bemessen, daß auf den Bodenteil a Fundamentplatten e in einer entsprechenden Dicke aufgebracht werden können, auf deren Oberfläche der rückwärtige Bodenteil c beim Vorrücken des Schildes gleitet. Der zur Aufnahme des Fundaments e dienende Schildhohlraum, der oben durch eine Kappe k verschließbar sein kann, ist so groß bemessen, daß auch noch Vortriebpressen d in ihm untergebracht werden können; außer den Pressen d sind noch über den Umfang des Vortriebschildes verteilte Pressen f vorhanden, die sich gegen die Tunnel-

auskleidung g abstützen.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Straat vom Wasserbauamt Duisburg-Rhein zur Wasserbaudirektion Münster, Dr.-Ing. Bauer vom Wasserbauamt Münster zur Wasserbaudirektion Kurmark, Zündorf vom Wasserbauamt Husum zum Wasserbauamt Stralsund-West, La hrs vom Wasserbauamt Driesen zum Reichswasserstraßenamt Lübeck unter gleichzeitiger Übernahme in den Reichsdienst; der Regierungsbaumeister (W.) Kuhlbrodt vom Neubauamt II Münster zum Wasserbauamt Münster.

Ernannt: zum Regierungs- und Baurat der Regierungsbaurat (W.) Edner bei der Wasserbaudirektion Münster; zu Regierungsbauräten die Regierungsbaumeister (W.) Eberhard Fischer beim Neubauamt Havelberg, Schutte beim Wasserbauamt Fürstenwalde a. d. Spree, Giesecke beim Neubauamt Minden.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen: die Regierungsbaumeister (W.) Scherpe dem Wasserbauamt Meppen, Wollin dem Neubauamt II Münster, Jürgen Albrecht dem Wasserbauamt I Minden, Schleaf dem Wasserbauamt Dorsten, Frenz dem Wasserbauamt Hamm, Backwinkel dem Wasserbauamt Gleiwitz, Colbus dem Kanalbauamt Bernburg, Heinrich Baumann dem Wasserbauamt Husum.

Verstorben: Regierungsbaurat Prött in Hoya.

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 40, S. 516.

INHALT: Die Nachprüfung des statischen Verhaltens von Bogen und Bogenreihen durch Modellversuche. — Aus dem wasserbaulichen Arbeitsgebiet der bayerischen Staatsbauverwaltung. — Bemerkenswerte Ausführungen neuzeitlicher Holzbauten. — Vermischtes: Hafenanlage für Seattle. — Mastenkrane für das Errichten von Hochbauten. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

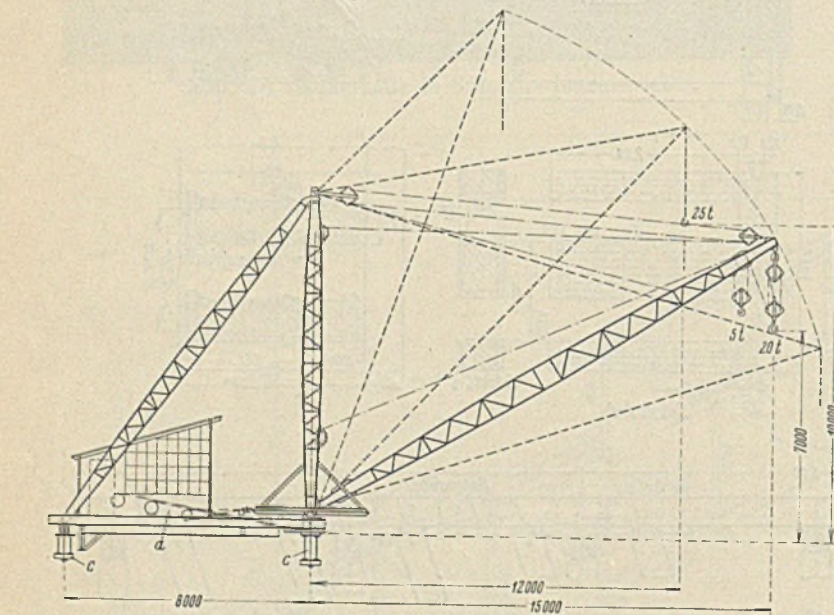


Abb. 2. Mastenkran für Brückenbauarbeiten.

a = Winde zum Heben und Senken der Hauptlast und zum Einziehen und Schwenken des Auslegers, b = Eintrommelwinde für den Hilfhaken, c = untergelegte Querträger für das Aufstellen des Krans auf den Gurten von Bogenbrücken.

rechten Ebene ist der Ausleger fast um 90° drehbar. Außer dem Haupthaken (15 t) zum Hochziehen von Bindern u. dgl. sind ein weiterer Haken (5 t) für die Fetten und ein Hilfhaken