

DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

5. Juli 1942

Heft 27/28

EINIGES ÜBER GEGLIEDERTE BALKEN UND DRUCKSTÄBE.

Von Prof. Karl Ljungberg, Stockholm.

DK 624.072.2:075.24

Inhaltsangabe. Gegliederte Stäbe werden auf Biegung und Knickung untersucht. Als Beispiel werden Berechnungen für Pfähle für das Gerüst des großen Betonbogens der „Sandö-Brücke“ gezeigt. Die Pfähle sind 40 m lang, haben eine freie Länge von 20 m im Wasser und sind aus fünf Teilpfählen gebildet.

Balken und Druckstäbe werden oftmals aus mehreren längslaufenden Teilen gebildet, die mittels Querverbindungen verbunden werden, z. B. wird ein Holzbalken aus zwei einzelnen Stäben gebildet, die mit durchgehenden Bolzen verbunden werden. Säulen können aus zwei [- oder I-Eisen, verbunden durch Bindebleche, hergestellt werden. Unterzeichneter hat schon früher, teils in „Teknisk Tidskrift“ V. o. V (1916) S. 105, „Eisenbau“ (1916) S. 7, teils in seinem Lehrbuche über Festigkeitslehre mehrere hierhergehörige Probleme behandelt.

In diesen Aufsätzen sind jedoch nur solche Balken und Druckstäbe besprochen, die aus zwei Teilen gebildet sind. Für Druckstäbe habe ich mich auf die Fälle beschränkt, daß sie durch Querverbände höchstens sechsmal unterteilt werden. Oft kommen aber lange schlanke Säulen in Frage, die eine größere Anzahl Bindebleche enthalten. Es kommt auch oftmals vor, daß man die Konstruktion aus mehr als zwei längslaufenden Teilen zusammensetzt. Ein Beispiel einer derartigen Konstruktion ist das eingestürzte Gerüst der „Sandö-Brücke“. Die Druckglieder des Gerüsts waren aus einer großen Anzahl von Bohlen 2"/8" zusammengenagelt. Ingenieur I. Häggbom hat in „Teknisk Tidskrift“ (1941) S. 363, eine Theorie dargelegt, in welcher Weise man die Knickungslast einer derartig zusammengesetzten Konstruktion berechnen können. Bei der Ableitung der Formeln nimmt er an, daß die Schubkräfte der Nägel zweier benachbarter Balken längs der gesamten Berührungsfläche der Balken verteilt gedacht werden können. In vielen Fällen aber sitzen Konstruktionsglieder, die das Zusammenwirken gewährleisten, z. B. die Bolzen, in einer so großen Entfernung voneinander, daß man kaum die Kraft eines Bolzens bis zum nächsten Bolzen gleichmäßig verteilt annehmen kann.

Ein gleichartiges Problem ist bei dem neuen Gerüst der „Sandö-Brücke“ aufgetreten (Abb. 17/18). Dieses Gerüst ruht auf einer großen Anzahl von Holzpfählen mit einer freien Länge von 20 m im Wasser. Die Pfähle sind aus fünf Hölzern gebildet, die miteinander durch Bolzen und Zackenscheiben verbunden sind. Beim Entwurf wurde erörtert, ob man die Bolzen in einem Abstände von 1,0 m anbringen dürfe oder die Entfernung auf 0,5 m beschränken müsse. In einem derartigen Falle ist es fraglich, ob man die Bolzenkräfte in den Berührungsflächen zwischen je zwei Bolzen verteilt rechnen kann oder annehmen muß, daß die Bolzenkraft in jedem Bolzen konzentriert ist. Sitzen die Verbindungen in noch größerer Entfernung, so besteht kein Zweifel, daß man mit konzentrierter Last in jedem Bolzen rechnen muß.

Ich will nun zur Herleitung der Formel für derartige Konstruktionen übergehen und beginne mit

Balken aus zwei gleichen Teilen durch Querverbände zusammengesetzt.

Wenn die beiden gleichen Einzelbalken ohne Verbindung sind, entstehen Spannungen gemäß Abb. 1a. Für einen einfachen Balken mit der doppelten Höhe ergibt dieselbe Belastung ein

Spannungsdiagramm gemäß Abb. 1b mit der halben Randspannung. Falls die Balken der Abb. 1a in der gemeinsamen Fläche so fest miteinander verbunden gedacht werden, daß kein Gleiten stattfindet, so tritt dort eine Schubkraft T auf, die ebenso groß ist, wie wenn der Balken ungeteilt ist. Die zugehörigen Spannungen sind

$$\sigma_z = \frac{T}{bh} + \frac{Th}{2} \cdot \frac{12z}{bh^3}$$

(vgl. Abb. 1c ausgezogene Linie). Dieses Diagramm, mit dem in Abb. 1a zusammengesetzt, gibt die Spannungsverteilung Abb. 1b. Kann ein Gleiten in gewissem Umfang stattfinden, so ist T kleiner, und das Spannungsbild ist in Abb. 1c mit gestrichelter Linie dargestellt. Weiter bekommt man die Spannungsverteilung Abb. 1d, wenn 1c mit 1a zusammengesetzt wird.

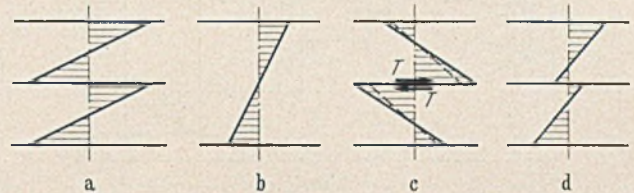


Abb. 1.

Eine derartige Spannungsverteilung entsteht, wenn die Schubkraft T längs der ganzen Berührungsfläche stetig verteilt ist und wenn überall Gleiten eintritt. Die Verbindungen bedingen aber, daß die Schubkraft nur in einer begrenzten Anzahl von Punkten der Berührungsfläche übertragen wird.

Ich untersuche nun, wie sich die Schubkraft auf n gleichartige Verbindungen (im gleichen Abstände l voneinander) verteilt. Der gegliederte Balken von der Länge 2L sei in der Mitte mit der Last 2P belastet und an den beiden Enden frei aufgelegt. Bei symmetrischer Stützung ist dann der Spannungszustand der gleiche, wie wenn ein eingespannter Balken von der Länge L am freien Ende belastet wird. Auf jeden Einzelbalken entfällt damit die Kraft P/2. Wir benutzen die Bedingung, daß die gesamte Arbeit, d. h. die Formänderungsarbeit und die Arbeiten der T-Kräfte, einen Minimalwert annehmen müssen.

Wenn eine Schubkraft mit dem Endwerte T infolge Verbiegung der Bolzen eine Verschiebung um den Weg δ erfährt, ist die Arbeit $T\delta/2$, falls δ proportional T angenommen wird, nämlich

$$\delta = \text{const. } T = \frac{c \cdot T}{E} \quad (\text{s. Abb. 2}).$$

Die Formänderungsarbeit wird also

$$A = \sum \int \frac{N^2 dx}{2EA} + \sum \int \frac{M^2 dx}{2EI} + \sum \frac{cT^2}{2E}$$

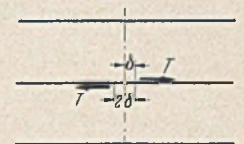


Abb. 2.

Die Normalkraft in einem Schnitt ist jeweils gleich der Summe der T-Kräfte (Abb. 3), weiter ist das Moment gleich dem Moment der Belastung des Teilbalkens, vermindert um das Moment der T-Kräfte (Abb. 3a und 3b). Für Schnitt z z. B. ist

$$N = T_1 + T_2 \quad \text{und} \quad M = M_2 - \frac{h}{2} (T_1 + T_2).$$

Man erhält also

$$A = \frac{1}{2E} \left\{ \frac{1}{A} \left[\int_{l_1} T_1^2 dx + \int_{l_1} (T_1 + T_2)^2 dx + \dots + \int_{l_n} (T_1 + \dots + T_n)^2 dx \right] + \frac{1}{I} \left[\int_{l_1} \left(M_1 - \frac{h}{2} T_1 \right)^2 dx + \dots + \int_{l_n} \left[M_n - \frac{h}{2} (T_1 + \dots + T_n) \right]^2 dx \right] + c (T_1^2 + T_2^2 + \dots + T_n^2) \right\}$$

Bildet man die Gleichungen

$$\frac{\partial A}{\partial T_1} = 0, \quad \frac{\partial A}{\partial T_2} = 0, \quad \dots \quad \frac{\partial A}{\partial T_n} = 0$$

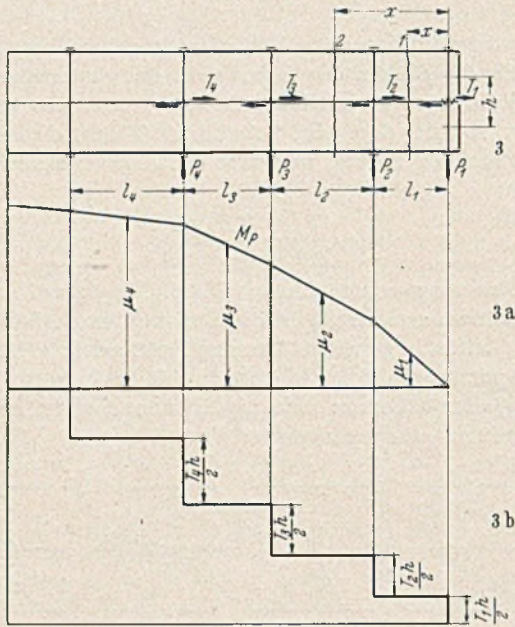


Abb. 3.

und subtrahiert man jede Gleichung von der vorgehenden, so bekommt man das System

$$\begin{aligned} 1. \quad & \frac{1}{A} \int_{l_1} T_1 dx - \frac{h}{2I} \int_{l_1} \left(M_1 - \frac{h}{2} T_1 \right) dx + c T_1 - c T_2 = 0. \\ 2. \quad & \frac{1}{A} \int_{l_1} (T_1 + T_2) dx - \frac{h}{2I} \int_{l_2} \left[M_2 - \frac{h}{2} (T_1 + T_2) \right] dx + c T_2 - c T_3 = 0 \quad \text{usw.} \\ n. \quad & \frac{1}{A} \int_{l_n} (T_1 + \dots + T_n) dx - \frac{h}{2I} \int_{l_n} \left[M_n - \frac{h}{2} (T_1 + \dots + T_n) \right] dx + c T_n = 0. \end{aligned}$$

Setzt man $\int_{l_1} M_1 dx = l_1 \mu_1$, $\int_{l_2} M_2 dx = l_2 \mu_2$ usw. sowie

$u = \frac{h^2 A}{4I}$ ein, so erhält Gl. (1) die Form

$$(1) \quad T_1 l_1 - l_1 \left(\frac{2u \mu_1}{h} - u T_1 \right) + c A T_1 - c A T_2 = 0.$$

Die übrigen Gleichungen sehen ähnlich aus. Nimmt man

$l_1 = l_2 = \dots = l_n = l$ an und wird $\frac{c A}{l} = m$, $\frac{l+u}{m} = \alpha$ und

$\frac{2u}{mh} = \beta$ gesetzt, so werden

$$\begin{aligned} (1) \quad & T_2 = T_1 (1 + \alpha) - \beta \mu_1 \\ (2) \quad & T_3 = T_1 \alpha + T_2 (1 + \alpha) - \beta \mu_2 \\ (3) \quad & T_4 = T_1 \alpha + T_2 \alpha + T_3 (1 + \alpha) - \beta \mu_3 \\ & \text{usw.} \\ (n) \quad & T_{n+1} = 0 = T_1 \alpha + T_2 \alpha + \dots + T_{n-1} \alpha + T_n (1 + \alpha) - \beta \mu_n. \end{aligned}$$

Alle T-Werte können also nach der Formel $T_n = T_1 C_n - D_n$ in T_1 ausgedrückt werden, wo $C_n = (1 + \alpha) C_{n-1} + \alpha (C_{n-2}$

+ $C_{n-3} + \dots$) und $D_n = \mu_{n-1} + (1 + \alpha) D_{n-1} + \alpha (D_{n-2} + D_{n-3} + \dots)$ sind.

Die Gl. (n) gibt $T_1 = \beta \frac{D_{n+1}}{C_{n+1}}$.

Zwei Grenzfälle sind vorhanden, und zwar

1. Starre Verbindung, d. h. kein Gleiten bei den Bolzenpunkten $c = 0$, $m = 0$ und $\alpha = \infty$. Hieraus folgt

$$T_1 = \frac{2u}{h(1+u)} \mu_1, \quad T_2 = \frac{2u}{h(1+u)} \mu_2 - \mu_1 \quad \text{usw.}$$

Bei einer Belastung des Teilbalkens mit $P/2$ an dem freien Ende ist $\mu_1 = \frac{Pl}{2n}$ und $\mu_2 - \mu_1 = \mu_3 - \mu_2 = \dots = \frac{Pl}{n}$. Die Momentenlinien 3a und 3b können in diesem Falle zum Diagramm Abb. 4 zusammengesetzt werden.

Der Sonderfall $n = \infty$ entspricht dem eines biegungsfesten einheitlichen Balkens.

2. Eine Verbindung der Teilbalken ist nicht vorhanden, d. h.

$m = \infty$ und $\alpha = 0$. Beide Teilbalken biegen sich unabhängig voneinander.

Um die Kraftverteilung bei einem begrenzten Gleiten beurteilen zu können, muß man Zahlenwerte einführen. In obigen Formeln ist ein Koeffizient c eingeführt, um die Verschiebung der Bolzen auszudrücken, d. h. $\delta = cT/E$.

Wenn es sich um Querverbindungen zwischen zwei Stahlteilen handelt, beispielsweise um zwei [- oder I-Stäbe, die mittels Bindebleche über den Flanschen verbunden sind, so ist δ die Biegung des Bleches auf die Länge $h/2$, somit $\delta = \frac{1}{3} \frac{T(h/2)^3}{E \Theta}$ und $c = \frac{h^3}{24 \Theta}$ (Θ ist das Trägheitsmoment des Bindebleches). Ist das Blech vernietet, so soll die Formänderung der Niete miteinbezogen werden. Ist der Abstand zwischen den Balken klein und sind die Bindebleche mit den Balkenflanschen verschweißt, so kann man allgemein δ bzw. $c = 0$ setzen.

Handelt es sich um zwei Bohlen oder Holzbalken, die zusammengenagelt werden, so müssen δ und c durch Versuch bestimmt werden. Man kann z. B. die Feststellungen verwenden, die die Ingenieure Erik Neland und Justus Osterman sowie Ing. Ivar Häggbom in „Teknisk Tidskrift“ 1941 S. 359 veröffentlicht haben. In Wirklichkeit ist c nicht konstant, man kann aber jeweils mit guter Annäherung einen konstanten c -Wert benutzen.

Um die zusammengesetzten Pfähle der „Sandö-Brücke“ berechnen zu können, führte die Aktiengesellschaft „Skanska Cementgjuteriet“ eine ganze Reihe von Versuchen mit Holzstützen und Balken aus, welche mittels Bolzen und Krallenscheiben verbunden waren. Auch hier zeigte es sich, daß genaue Proportionalität nicht vorhanden war, die Diagramme hatten den gleichen Charakter wie bei Nagelverbindungen. Außerdem zeigte sich die Verschiebung bei größeren Kräften auch von der Zeit abhängig.

Bei den verwendeten Bolzen (7/8") und Krallenscheiben erhielt man bei 10-stündiger Belastungsdauer eine Verschiebung $2 \delta = 1$ mm für eine Kraft $T = 2000$ kg. Mit $E = 100000$ kg/cm² bekommt man also

$$c = \frac{\delta E}{T} = \frac{0,05 \cdot 100000}{2000} = 2,5 \frac{1}{\text{cm}}$$

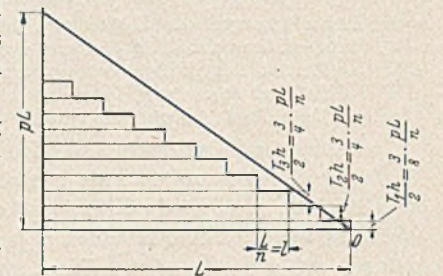


Abb. 4.

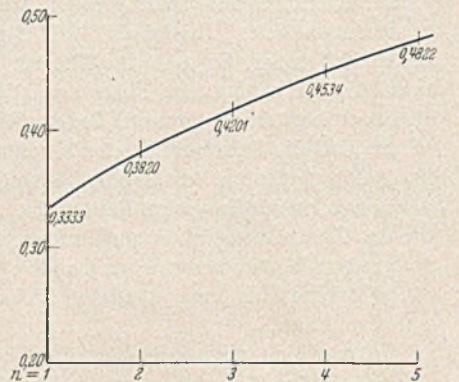


Abb. 5.

Setzt man c ein, so wird bei rechteckigem Querschnitt

$$u = \frac{h^2 A}{4 I}, \quad m = \frac{2,5 b h}{l}, \quad \alpha = \frac{4}{m} \quad \text{und} \quad \beta = \frac{6}{m h}.$$

Die Berechnung wird für einen einseitig eingespannten Balken mit $L = 3,0$ m Länge durchgeführt. Der Balken besteht aus zwei Teilen mit den Abmessungen $b = 30$ cm und $h = 20$ cm. Die Belastung P kg wirkt an dem freien Ende des Gesamtbalkens. Die Berechnung ist für verschiedene Anzahl der Felder durchgeführt, und zwar für $n = 1$ (am freien Ende), 2, 3, 4 und 5 Verbindungen. Die Steifigkeit des Balkens, d. h. das ideale Trägheitsmoment $I_i = \alpha I$, wurde für die verschiedenen Fälle errechnet. Die Ergebnisse sind in Abb. 5 zusammengestellt.

Die Berechnung sei hier nur für einen Fall wiedergegeben, und zwar für

Vier Verbindungsbolzen mit Scheiben.

Man hat dafür

$$L = 4l = 300 \text{ cm}, \quad l = 75 \text{ cm}, \quad m = \frac{c b h}{l} = \frac{2,5 \cdot 30 \cdot 20}{75} = 20,$$

$$\alpha = \frac{4}{m} = 0,2, \quad 1 + \alpha = 1,2, \quad \beta = \frac{6}{m h} = \frac{6}{20 \cdot 20} = 0,015.$$

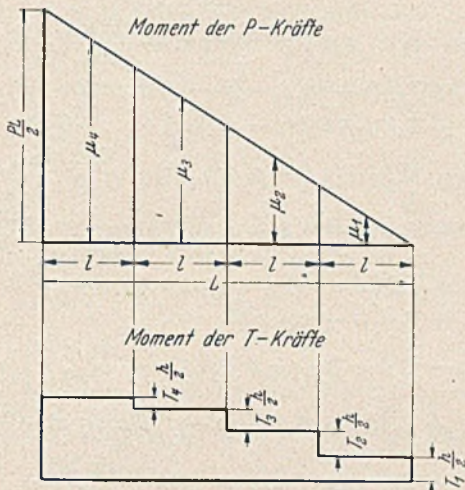


Abb. 6.

Die Größen μ_1, μ_2, μ_3 und μ_4 sind aus Abb. 6 ersichtlich. Die Unbekannten sind T_1, T_2, T_3 und T_4 . Es wird

$$\mu_1 = \frac{1}{2} \frac{P L}{2 \cdot 2 \cdot 4} = \frac{300}{16} \cdot P = 18,75 P, \quad \mu_2 = 3\mu_1, \quad \mu_3 = 5\mu_1, \quad \mu_4 = 7\mu_1.$$

$$\begin{aligned} C_1 &= &&= 1,0 \\ C_2 &= 1 + 0,2 &&= 1,2 \\ C_3 &= 1,2 \cdot 1,2 + 0,2 \cdot 1 &&= 1,64 \\ C_4 &= 1,2 \cdot 1,64 + 0,2 \cdot 2,20 &&= 2,408 \\ C_5 &= 1,2 \cdot 2,408 + 0,2 \cdot 3,84 &&= 3,6576. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_1 &= &&= 0 \\ D_2 &= &&= \mu_1 \cdot 1,0 \\ D_3 &= \mu_2 + (1 + \alpha) \mu_1 = \mu_1 (3 + 1 + \alpha) &&= \mu_1 \cdot 4,2 \\ D_4 &= \mu_1 (5 + 1,2 \cdot 4,2 + 0,2 \cdot 1) &&= \mu_1 \cdot 10,24 \\ D_5 &= \mu_1 (7 + 1,2 \cdot 10,24 + 0,2 \cdot 5,2) &&= \mu_1 \cdot 20,238. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_1 &= \beta \frac{D_5}{C_5} = 0,015 \frac{20,238}{3,6576} \cdot 18,75 P &&= 1,5631 P \\ T_2 &= P (1,5631 \cdot 1,2 - 0,015 \cdot 18,75) &&= 1,5945 P \\ T_3 &= P (1,5631 \cdot 1,64 - 0,015 \cdot 18,75 \cdot 4,2) &&= 1,3882 P \\ T_4 &= P (1,5631 \cdot 2,408 - 0,015 \cdot 18,75 \cdot 10,24) &&= 0,8839 P. \end{aligned}$$

Die Durchbiegung wird

$$f = \frac{P L^3}{2 \cdot 3 E I} - \frac{10 P}{E I} \left(1,5631 L \frac{L}{2} + 1,5945 \frac{3}{4} L \frac{5}{8} L + 1,3882 \frac{L}{2} \frac{3}{4} L + 0,8839 \frac{L}{4} \frac{7}{8} L \right) = \frac{P L^3}{3 E J} \cdot 2,2056.$$

Hier ist $J = 8 I$. Der Reduktionsfaktor des ideellen Trägheitsmomentes ist

$$\alpha = \frac{I}{2,2056} = 0,4534. \quad (\text{Abb. 5}).$$

Für andere Belastungsfälle erhält man etwas verschiedene Reduktionsfaktoren. Die Unterschiede sind jedoch nicht groß. Wenn das Momentendiagramm z. B. statt eines Dreieckes nach Abb. 6 eine Parabel ist, erhält man bei drei Bolzenverbindungen statt $\alpha = 0,4201$ einen Wert $\alpha = 0,4269$. Der Unterschied ist also erst bei der dritten Dezimalstelle sichtbar. Die Rechnung wird ebenso durchgeführt, natürlich mit anderen Werten μ_1, μ_2 und μ_3 .

Ich will nun den Fall untersuchen, daß der Balken aus mehr als zwei Teilbalken, beispielsweise aus vier (Abb. 7) zusammengesetzt ist. In einem Schnitte x soll sich das gesamte Moment der äußeren Kräfte gleichmäßig auf die Einzelbalken verteilen (vorausgesetzt, daß diese gleich sind, sonst im Verhältnis zu den Trägheitsmomenten). Die Momente der Bolzenkräfte in den verschiedenen Balken sollen auch gleich groß sein, deshalb müssen auch in den Scheiben Kräftepaare vorhanden sein. Bei einer Last P an dem freien Ende des Balkens erhält man

$$\frac{P}{4} x - T_1'' \frac{h}{2} - K_1'' = \frac{P}{4} x - (T_1' + T_1'') \frac{h}{2} + K_1''.$$

Hieraus wird $K_1'' = T_1 \frac{h}{4}$. Das Balkenmoment der Kräfte in den Bolzen 1 ist $T_1'' \frac{h}{2} + K_1'' = (T_1' + 2 T_1'') \frac{h}{4}$, bei den Bolzen 2 $(T_2' + 2 T_1'') \frac{h}{4}$. Bei einer beliebigen ($2n$) Anzahl der Teile trägt das Moment $(T' + 2 T'' + \dots + 2 T^{(n)}) \frac{h}{2n}$.

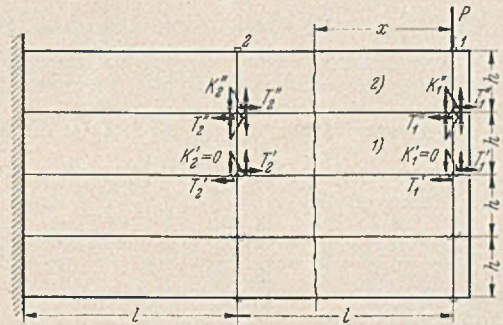


Abb. 7.

Als Beispiel sei erläutert:

Eingespannter Balken, vier Teile und $L = 2l$, an dem freien Ende belastet. Die Gesamtarbeit des halben Balkens (2 Teile) wird

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{2 E A} \left((T_1''^2 + (T_1' + T_2'')^2 + (T_1' - T_1'')^2 + (T_1' - T_1'' + T_2' - T_2'')^2 + \frac{2 A l}{I} \left[\mu_1 - (T_1' + 2 T_1'') \frac{h}{4} \right]^2 + \left[\mu_2 - (T_1' + 2 T_1'' + T_2' + 2 T_2'') \frac{h}{4} \right]^2 + \frac{c A}{I} [(T_1')^2 + 2 (T_1'')^2 + (T_2')^2 + 2 (T_2'')^2] \right). \end{aligned}$$

Hier sind vier Unbekannte vorhanden. Man erhält

$$\frac{\partial A}{\partial T_1'} = 0, \quad \frac{\partial A}{\partial T_1''} = 0, \quad \frac{\partial A}{\partial T_2'} = 0, \quad \frac{\partial A}{\partial T_2''} = 0,$$

die die Unbekannten geben.

Wenn kein Gleiten zwischen den Balken stattfindet, d. h. für $m = 0$, wachsen die Normalkräfte der Einzelbalken im Verhältnis zu den Abständen von der Mitte, also in diesem Falle wie 1 : 3. Hat m einen bestimmten Wert, so nimmt die Normalkraft schnell nach außen zu.

Solche Berechnungen können für eine beliebige Anzahl der Einzelbalken sowie für eine beliebige Anzahl der Bolzen durchgeführt werden. Die Berechnungen sind verhältnismäßig einfach, aber zeitraubend.

Ich will nun die Ergebnisse des reinen Bieungsproblems mit denen des entsprechenden Knickproblems vergleichen.

Ich denke mir einen aus zwei gleichen Teilstäben zusammengesetzten Druckstab, der durch Verbindungsbolzen und Scheiben in $2n$ Felder von der Länge l geteilt ist. Der zweite Euler'sche Knickfall wird für die ganze Länge $2L$ gerechnet. Das Problem

ist beinahe dasselbe, das in meiner „Hällfasthetslära“ S. 292, oder in „Teknisk Tidskrift“, V. o. V 1916, S. 105, sowie in „Eisenbau“ 1916, S. 77, behandelt ist.

Ein zusammengesetzter Druckstab mit 2 n Feldern wird mit einer in bezug auf die Mitte symmetrischen Biegelinie betrachtet. Die Drehung φ und die Verschiebung λ dieses Punktes sind also Null.

Die Belastung P wird gleichmäßig auf die beiden Einzelbalken verteilt und ergibt damit die gleiche Zusammendrückung in den Einzelbalken. In den Scheiben wirken die Kräfte T_1, T_2, T_3 usw., durch die der eine Einzelbalken eine Verkürzung, der andere eine Verlängerung erleidet. Diese Verkürzung bzw. Verlängerung λ bedeutet eine Verschiebung der Punkte, die vorher einander gegenüber lagen.

Für den Punkt 1, mit einem Neigungswinkel φ_1 , einer Verschiebung λ_1 um $L = nl$ von der Mitte gerechnet sowie einer der Scheibenkraft T_1 entsprechenden Verschiebung δ_1 bei der Scheibe (Abb. 8 und 9) bekommt man $\delta_1 = h_1$

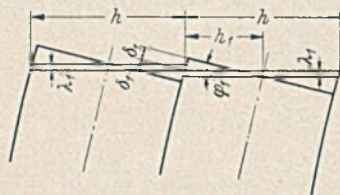


Abb. 8.

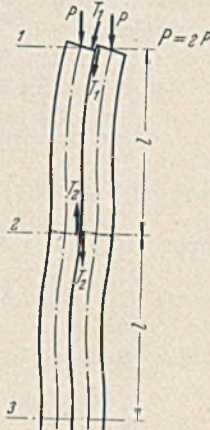


Abb. 9.

$\varphi_1 - \lambda_1$. Man hat wie vorher $\delta_1 = \frac{c}{E} T_1$. λ_1 ist die Verkürzung oder die Verlängerung des Druckstabes, von dem Mittelschnitt aus gerechnet, demnach

$$\lambda_1 = \frac{[nT_1 + (n-1)T_2 + \dots + T_n]l}{EA}$$

Für den Punkt 1 gilt also

$$(1) \quad \varphi_1 = \frac{[nT_1 + (n-1)T_2 + \dots + T_n]l}{EAh_1} + \frac{c}{E} \frac{T_1}{h_1}$$

In ähnlicher Weise erhält man auch eine Gleichung für den Punkt 2. Die Zusammendrückung λ_2 gilt hier für $n-1$ Felder und ist

$$\lambda_2 = \frac{[(n-1)T_1 + (n-1)T_2 + (n-2)T_3 + \dots + T_n]l}{EA}$$

Die Gleichung lautet

$$(2) \quad \varphi_2 = \frac{[(n-1)T_1 + (n-1)T_2 + (n-2)T_3 + \dots + T_n]l}{EAh_1} + \frac{c}{E} \frac{T_2}{h_1}$$

Auf gleiche Weise erhält man Werte für die übrigen Punkte, für den Punkt n also

$$(n) \quad \varphi_n = \frac{(T_1 + T_2 + \dots + T_n)l}{EAh_1} + \frac{c}{E} \frac{T_n}{h_1}$$

Aus der Differentialgleichung der elastischen Linie für den Teil 1

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -Py + T_1 h_1$$

und für den Teil 2

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -Py + (T_1 + T_2) h_1$$

erhält man für den gemeinsamen Punkt $x = l$ eine Beziehung zwischen φ_2 und φ_1 , in gleicher Weise für die Teile 2 und 3 in dem gemeinschaftlichen Punkte 2l einen Zusammenhang zwischen φ_3 und φ_1 (siehe Ljungberg: „Hällfasthetslära“, S. 292—294, Gl. 9, 14 und 17). Folglich ist

$$(1) \quad \varphi_2 = \varphi_1 \cos kl + \frac{T_1 h_1}{kEI} \sin kl$$

$$(2) \quad \varphi_3 = \varphi_1 \cos 2kl + \frac{T_1 h_1}{kEI} \sin 2kl + \frac{T_2 h_1}{kEI} \sin kl$$

$$(3) \quad \left\{ \begin{aligned} \varphi_4 &= \varphi_1 \cos 3kl + \frac{T_1 h_1}{kEI} \sin 3kl + \frac{T_2 h_1}{kEI} \sin 2kl + \\ &+ \frac{T_3 h_1}{kEI} \sin kl. \\ &\text{usw.} \end{aligned} \right.$$

$$(n) \quad \left\{ \begin{aligned} \varphi_{n+1} &= 0 = \varphi_1 \cos nkl + \frac{T_1 h_1}{kEI} \sin nkl + \\ &+ \frac{T_2 h_1}{kEI} \sin (n-1)kl + \dots + \frac{T_n h_1}{kEI} \sin kl. \end{aligned} \right.$$

In diesen Gleichungen ist $k^2 = P/EI$. Setzt man die φ -Werte ein, so wird

$$(1) \quad \left\{ \begin{aligned} &\frac{[nT_1 + (n-1)T_2 + \dots + T_n]l}{EAh_1} + \frac{c}{E} \frac{T_2}{h_1} = \\ &= \frac{[(n_1 T_1 + (n-1)T_2 + \dots + T_n]l}{EAh_1} + \frac{c}{E} \frac{T_1}{h_1} \cos kl + \\ &+ \frac{T_1 h_1}{kEI} \sin kl. \end{aligned} \right.$$

Setzt man $\alpha = \frac{cI}{h_1^2}$ und $\beta = \frac{I}{Ah_1^2}$, ein, so werden nach Ordnen

$$(1) \quad \left\{ \begin{aligned} &T_1 [(n-1)\beta - (n\beta + \alpha) \cos kl - \frac{\sin kl}{kl}] + \\ &+ T_2 [(n-1)\beta - (n-1)\beta \cos kl + \alpha] + \\ &+ T_3 [(n-2)\beta (1 - \cos kl)] + \dots + T_n \beta (1 - \cos kl) = 0. \end{aligned} \right.$$

$$(2) \quad \left\{ \begin{aligned} &T_1 [(n-2)\beta - (n\beta + \alpha) \cos 2kl - \frac{\sin 2kl}{kl}] + \\ &+ T_2 [(n-2)\beta - (n-1)\beta \cos 2kl - \frac{\sin kl}{kl}] + \\ &+ T_3 [(n-2)\beta (1 - \cos 2kl) + \alpha] + \dots + \\ &+ T_n \beta (1 - \cos 2kl) = 0. \end{aligned} \right.$$

$$(3) \quad \left\{ \begin{aligned} &T_1 [(n-3)\beta - (n\beta + \alpha) \cos 3kl - \frac{\sin 3kl}{kl}] + \\ &+ T_2 [(n-3)\beta - (n-1)\beta \cos 3kl - \frac{\sin 2kl}{kl}] + \\ &+ T_3 [(n-2)\beta \cos 3kl - \frac{\sin kl}{kl}] + \\ &+ \dots + T_n \beta (1 - \cos 3kl) = 0 \\ &\text{usw.} \end{aligned} \right.$$

Man hat also n Gleichungen zwischen $T_1, T_2 \dots T_n$. Die Determinante der Koeffizienten der T-Werte ergibt die Knickbelastung. Die Determinante ist aber nur für kleine n-Werte zu lösen.

I. $n = 1$ oder Gesamtstab mit zwei Fächern nach dem zweiten Knickfalle.

Von der Determinante besteht nur der erste Koeffizient für T_1 , und zwar

$$(\beta + \alpha) \cos kl + \frac{\sin kl}{kl} = 0$$

(vgl. meine „Hällfasthetslära Gl. (25), S. 25). Mit denselben Zahlenwerten, die für das Beispiel des Biegeproblems verwendet wurden, d. h. $b = 30$ cm, $h = 20$ cm, $l = 300$ cm sowie $c = 2,5 \frac{I}{\text{cm}}$, bekommt man

$$\beta = \frac{4bh^3}{12bh^3} = \frac{1}{3} \quad \text{und} \quad \alpha = \frac{2,5bh^3 \cdot 4}{12lh^2} = \frac{2,5 \cdot 30 \cdot 20}{3 \cdot 300} = \frac{5}{3}$$

Man erhält also $tg kl = -2kl$. Hieraus folgt $kl = 1,837$, d. h. die ganze Knicklast wird

$$P = 2P = 2(1,837)^2 \cdot \frac{EI}{l^2} = \frac{2(kl)^2}{8} \cdot \frac{EJ}{l^2}$$

Setzt man

$$\frac{2(kl)^2}{8} = \kappa \frac{\pi^2}{4}$$

so wird der Reduktionsfaktor des Trägheitsmomentes $\kappa = 0,342$ (vgl. $\kappa = 0,333$ bei reiner Biegung und Last in der Mitte).

II. $n = 2$ oder Gesamtstab mit vier Fächern nach dem zweiten Knickfalle. Die Determinante der Koeffizienten

für T_1 und T_2 wird

$$\begin{vmatrix} \beta - (2\beta + \alpha) \cos kl - \frac{\sin kl}{kl}; & \beta - \beta \cos kl + \alpha \\ -(2\beta + \alpha) \cos 2kl - \frac{\sin 2kl}{kl}; & -\beta \cos 2kl - \frac{\sin kl}{k} \end{vmatrix} = 0.$$

Diese Determinante gibt

$$(kl)^2 (\beta^2 + 3\beta\alpha + \alpha^2) \cos 2kl + kl \sin kl [(4\beta + 3\alpha) \cos kl - 2\beta] + \sin^2 kl = 0$$

(vgl. meine „Hällfasthetslära Gl. 27, S. 296). Mit entsprechenden Zahlenwerten wie den des vorherigen Beispiels wird hieraus der Koeffizient $\kappa = 0,39$ erhalten.

III. $n = 3$, d. h. Gesamtstab mit sechs Fächern nach dem zweiten Knickfalle. Die Determinante wird

$$\begin{vmatrix} 2\beta - (3\beta + \alpha) \cos kl - \frac{\sin kl}{kl}; & 2\beta - 2\beta \cos kl + \alpha & ; & \beta(1 - \cos kl) \\ \beta - (3\beta + \alpha) \cos 2kl - \frac{\sin 2kl}{kl}; & \beta - 2\beta \cos 2kl - \frac{\sin kl}{kl} & ; & \beta(1 - \cos 2kl) + \alpha \\ -(3\beta + \alpha) \cos 3kl - \frac{\sin 3kl}{kl}; & -2\beta \cos 3kl - \frac{\sin 2kl}{kl} & ; & -\beta \cos 3kl - \frac{\sin kl}{kl} \end{vmatrix} = 0.$$

Die Lösung wird durch Probieren gefunden.

Bei der Zahlenberechnung werden wie vorher $L = 3l = 300$ cm,

$b = 30$ cm, $h = 20$ cm und $c = 2,5 \frac{I}{cm}$ angenommen, also $\beta = \frac{1}{3}$, und

$$\alpha = \frac{2,5 \cdot 20 \cdot 30}{3 \cdot 100}, \text{ d. h. } 3\beta + \alpha = 6, \quad 2\beta + \alpha = \frac{17}{3} \text{ und } \beta + \alpha = \frac{16}{3}.$$

Für das Probieren wird der Koeffizient versuchsweise mit $\kappa = 0,425$ angenommen. Demnach

$$2P = \frac{\pi^2}{4} \frac{E \cdot 0,425 J}{L^2} = \frac{\pi^2}{4} \frac{8 \cdot 0,425 EI}{9l^2}$$

und

$$(kl)^2 = \frac{0,425 \pi^2}{9} = 0,46606 \text{ sowie } kl = 0,6827 = 39^\circ 07'.$$

Wird das Zahlenbeispiel durchgeführt, so folgt die Determinante zu

$$D_1 = \begin{vmatrix} 4,9128, & -5,1494, & -0,0747, \\ 2,3241, & 0,7267, & -5,2653, \\ -1,4554, & 1,1279, & 0,7710, \end{vmatrix} = 0,9543.$$

Eine zweite Proberechnung wird mit $\kappa = 0,426$, d. h. $kl = 0,6845$ ausgeführt. Man erhält die Determinante $= 0,1171$. Da die Determinante $= 0$ sein sollte, gibt eine Extrapolation $\kappa = 0,4261$. Bei dem Biegeproblem erhielt man bei einem eingespannten Balken mit der Last am äußeren Ende $\kappa = 0,4201$ und bei parabolischem Momentendiagramm $\kappa = 0,4269$.

Die Momentenlinie für Knickung ist eine Sinuslinie, d. h. eine Linie zwischen den beiden obigen Diagrammen, aber näher der Parabel.

Dieser Berechnung kann man die wichtige Schlußfolgerung entnehmen, daß man die Determinante nicht zu lösen braucht, um die Knickbelastung zu bestimmen, sondern daß es genügt, den Reduktionsfaktor κ des Trägheitsmomentes zu ermitteln, indem man das entsprechende einfache Biegeproblem behandelt.

Hier habe ich nun einen zusammengesetzten Druckstab behandelt, wo die Verbindung aus Krallenscheiben bestehend gedacht ist, welche durch die Kraft T um das Maß $\delta = cT/E$ in das Holz eindringen. Rahmen-Druckstäbe, z. B. [-Balken mit Bindeblechen, werden in derselben Weise behandelt. Man hat nur den oben erwähnten δ -Wert gegen $f = \frac{1}{3} \frac{Th_1^3}{E\theta}$ oder $\delta = \frac{1}{3} \frac{T(h/2)^3}{3E\theta}$ zu vertauschen. (S. meine „Hällfasthetslära“, S. 292).

Nachstehendes Beispiel zeigt, wie die Berechnungen für einen achtfeldrigen Rahmen-Druckstab aus zwei [-Eisen ausgeführt werden (Abb. 10). Ein Schnitt ist in Abb. 10b gezeigt. Die Länge beträgt $2L = 4,80$ m. Die Bindebleche sind $= 150 \cdot 12$ mm und an den [-Stäben festgeschweißt. Der $5,0$ cm breite Teil des

Blech zwischen den [-Eisen ist so steif, daß man mit genügender Genauigkeit $\delta = 0$, d. h. $c = 0$ setzen kann.

Vorher ist gezeigt, daß man für $c = 0$, also $m = 0$ die Gleichungen

$$T_1 = \frac{2u}{h(1+u)} \mu_1, \quad T_2 = \frac{2u}{h(1+u)} (\mu_2 - \mu_1), \\ T_3 = \frac{2u}{h(1+u)} (\mu_3 - \mu_2) \text{ erhält.}$$

Hier ist $u = h^2 A/4I$.

Für [-20 ist $A = 32,2$ cm² und $I = 148$ cm⁴, der Abstand $h = 16,0$ cm. Hieraus

$$u = \frac{16^2 \cdot 32,2}{4 \cdot 148} = 13,924 \text{ und } \frac{2u}{h(1+u)} = 0,1166.$$

Bei parabolischer Momentenlinie (Abb. 11a) werden $\mu_1 = 0,21875$ pa, $\mu_2 = 0,59375$ pa, $\mu_3 = 0,84375$ pa und $\mu_4 = 0,96875$ pa. Man bekommt folglich

$$T_1 = 0,1166 \cdot 0,21875 \text{ pa} = 0,0255 \text{ pa}, \\ T_2 = 0,1166 \cdot 0,37500 \text{ pa} = 0,0437 \text{ pa}, \\ T_3 = 0,1166 \cdot 0,25000 \text{ pa} = 0,0292 \text{ pa}, \\ T_4 = 0,1166 \cdot 0,12500 \text{ pa} = 0,0146 \text{ pa}.$$

Die Momentenlinie der T-Kräfte, mit $h/2$ multipliziert, ist in Abb. 11b dargestellt. Die Durchbiegung eines Einzelbalkens mit dem Trägheitsmomente I erhält man aus dem Moment dieser Momentenfläche, bezogen auf den Punkt o und mit $1/EI$ multipliziert.

Das Moment der parabolischen Momentenfläche in bezug auf o ist gleich dem Moment der Parabelfläche ($5 \text{ pa} L^2/12$), vermindert um die Momente der vier Segmente, die außerhalb der Sehnen

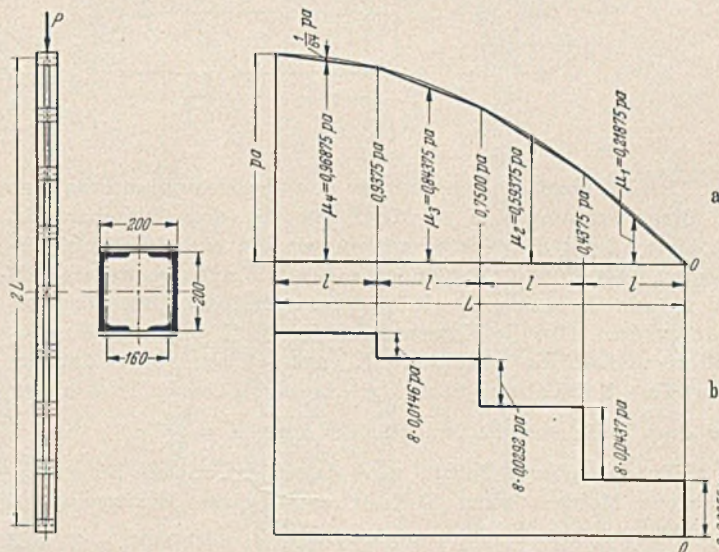


Abb. 10.

Abb. 11.

liegen. Die Höhe eines Segmentes ist $pa/64$. Das Moment der vier Flächen auf o bezogen ist demnach

$$4 \cdot \frac{2}{3} \frac{1}{64} \text{ pa} \frac{L}{4} = \frac{\text{pa} L^2}{12 \cdot 16}.$$

Das Gesamtmoment der Diagrammfläche wird

$$M_{pa} = \frac{\text{pa} L^2}{12} \left(5 - \frac{1}{16}\right) = \frac{79}{12 \cdot 16} \text{ pa} L^2.$$

Das Moment der Fläche des treppenförmigen T-Diagrammes ist $8 \text{ pa} \left[0,0255 \frac{L}{2} + 0,0437 \frac{3}{4} L + 0,0292 \frac{3}{2} L + 0,0146 \frac{L}{4}\right] = 0,3790 \text{ pa} L^2$.

Die Durchbiegung wird also

$$f = \frac{79}{12 \cdot 16} \frac{\text{pa} L^2}{EI} - 0,3790 \frac{\text{pa} L^2}{EI} = \frac{79}{192} \cdot 0,0789 \frac{\text{pa} L^2}{EI}.$$

Setzt man $p = \frac{P}{2}$ und $J = 2 \cdot 32,2 \cdot 8^2 = 4121,6$ cm⁴ $= 27,8I$, so wird die Durchbiegung

$$f = \frac{79}{192} \frac{\text{Pa} L^2}{EJ} \cdot 1,097 \text{ und } \kappa = \frac{1}{1,097} = 0,912.$$

Die Knicklast hat den Wert

$$P_k = \pi^2 \frac{E \cdot 0,912 J}{(2L)^2} = 338 \text{ t}, \quad \sigma_k = \frac{338 \cdot 000}{2 \cdot 32,2} = 5250 \text{ kg/cm}^2,$$

d. h. sie überschreitet die Proportionalitäts- und Quetschgrenze, weshalb man mit vermindertem E-Wert oder nach der Knickkurve rechnen muß. Man hat

$$i = \sqrt{\frac{0,912 \cdot 2 \cdot 32,2 \cdot 8^2}{2 \cdot 32,2}} = 7,6 \text{ cm}$$

und $\frac{2L}{i} = 63$. Bei St 44 ist demnach $P_k = 2590 \cdot 2 \cdot 32,2 \text{ kg} = 167 \text{ t}$.

Ich will nun das Problem, wie es bei dem Gerüst der „Sandö-Brücke“ vorliegt, behandeln, und zwar einen aus fünf Einzelstäben zusammengesetzten Gesamtstab.

Bei diesem Gesamtstab ist die Anzahl der Verbindungen der Scheiben und Bolzen sehr groß und folglich eine Lösung mit einer Knickdeterminante praktisch unmöglich. Ich verwende darum die oben erwähnte Regel, aus dem Biegeproblem den Verminderungsfaktor α des Trägheitsmomentes zu bestimmen und danach diesen Faktor bei dem Knickungsproblem zu verwenden. Es wird näherungsweise angenommen, daß alle Stäbe den gleichen kreisförmigen Querschnitt haben, d. h. der Gesamtquerschnitt besteht aus fünf Kreisen (Abb. 12).

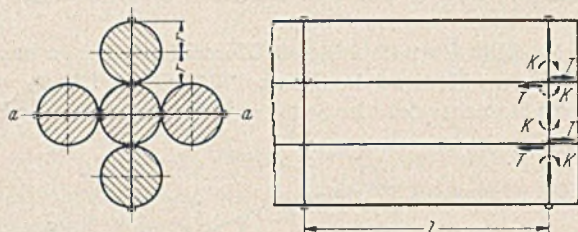


Abb. 12.

Es wird angenommen, daß für den oberen und unteren Stab in allen Punkten $M_1/I = M_2/3I$ für die drei Zwischenstäbe ist, d. h., die 5 Einzelstäbe wirken wie ein einheitlicher Querschnitt. Das Moment der äußeren Kraft P soll also mit $1/5$ auf jeden äußeren Stab und mit $3/5$ auf die drei Zwischenstäbe verteilt werden. Um die Momente der Kräfte T gleich groß zu erhalten, müssen die Kraftpaare K zugefügt werden, so daß der Wert $Tr - K$ des oberen Stabes gleich dem Werte $(2Tr + 2K)/3$ der drei Zwischenstäbe ist. Hieraus folgt $K = \frac{1}{5} Tr$.

Für den oberen Balken wird damit das auf die Biegeachse bezogene Moment einer T-Kraft sowie eines Kraftpaares K $Tr - \frac{1}{5} Tr = 0,8 Tr$. Für einen Schnitt x ist mithin $N_x = T_1$ und

$$M_{1,0} = \frac{Px}{5} - 0,8 T_1 x.$$

Für die drei Zwischenbalken ist je eine gleich große Druck-Zugkraft vorhanden, d. h. die Normalkraft in allen Schnitten ist gleich 0. Für den Schnitt x ist die Normalkraft $N_{3m} = 0$ und das Moment

$$M_{3m} = \frac{3}{5} Px - 2,4 T_1 x = 3 M_{1,0}.$$

Für das ganze System erhält man die Formänderungsarbeit

$$\begin{aligned} A = & \frac{1}{2E} \left\{ \frac{2}{A} \left[\int_0^{2l} k_1^2 T + x d \int_1^{2l} (T_1 + T_2)^2 dx + \dots + \int_1^{n-1} (T_1 + T_2 + \dots + T_n)^2 dx \right] + \frac{(2+3)}{1} \left[\int_0^1 \left(\frac{1}{5} Px - 0,8 T_1 x \right)^2 dx + \int_1^{2l} \left[\frac{1}{5} Px - 0,8 x (T_1 + T_2) \right]^2 + \dots + \int_1^{n-1} \left[\frac{1}{5} Px - 0,8 x (T_1 + \dots + T_n) \right]^2 dx \right] + 4c (T_1^2 + T_2^2 + \dots + T_n^2) \right\}. \end{aligned}$$

Mit ähnlicher Rechnung wie vorher erhält man dasselbe Gleichungssystem, d. h. $T_2 = T_1 (1 + \alpha) - \beta \mu_1$, $T_3 = T_1 \alpha + T_2 (1 + \alpha) - \beta \mu_2$ usw. In diesem Falle sind

$$u = \frac{5 (0,8 r)^2 \cdot A}{2 I} = 6,4 \text{ m} = \frac{cA}{I}, \quad \alpha = \frac{1+u}{2m} = \frac{3,7}{m} \text{ und } \beta = \frac{4}{m r}.$$

Um die Gleichungen sowie die angenommenen Werte des Koeffizienten c zu prüfen, wurden Belastungsversuche mit einem zusammengesetzten Balken von der Länge $2L = 14,80 \text{ m}$ ausgeführt. Die Berechnung wurde für diesen Balken mit verschiedenen c -Werten durchgeführt. Der Balken wurde mittels Bolzen und Scheiben in acht Teile auf jeder Seite in bezug auf die Mitte unterteilt, folglich $n = 8$, $l = 92,5 \text{ cm}$ (Abb. 13). Der Querschnitt wird also aus fünf Kreisen mit $d = 24 \text{ cm}$ bestehend gedacht. Nachstehende Berechnung ist mit ungefähr demselben c -Wert, der vorher verwendet wurde, d. h. $c = 2,6 \frac{I}{\text{cm}}$, durchgeführt. Dieser Wert entspricht mit $E = 100 \cdot 000 \text{ kg/cm}^2$ einer Verschiebung $2\delta = 1,04 \text{ mm}$ bei $T = 2000 \text{ kg}$ Belastung. Man erhält

$$m = \frac{cA}{I} = \frac{2,6 \cdot 452}{92,5} = 12,75, \quad \alpha = \frac{3,7}{12,75} = 0,29, \\ \beta = \frac{4}{12,75 \cdot 12}, \quad \mu_1 = \frac{pL}{16} = \frac{P \cdot 740}{5 \cdot 16}.$$

Wie vorher ist $C_n = (1 + \alpha) C_{n-1} + \alpha (C_{n-2} + C_{n-3} + \dots)$ und also

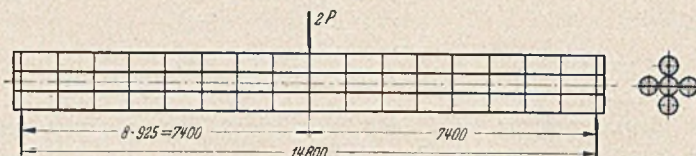


Abb. 13.

C_0	= 0
C_1	= 1
$C_2 = 1 + 0,29$	= 1,29
$C_3 = 1,29 \cdot 1,29 + 0,29 \cdot 1$	= 1,9541
$C_4 = 1,29 \cdot 1,9541 + 0,29 \cdot 2,29$	= 3,1849
$C_5 = 1,29 \cdot 3,1849 + 0,29 \cdot 4,2441$	= 5,3393
$C_6 = 1,29 \cdot 5,3393 + 0,29 \cdot 7,4290$	= 9,0421
$C_7 = 1,29 \cdot 9,0421 + 0,29 \cdot 12,7683$	= 15,3671
$C_8 = 1,29 \cdot 15,3671 + 0,29 \cdot 21,8104$	= 26,1486
$C_9 = 1,29 \cdot 26,1486 + 0,29 \cdot 37,1775$	= 44,5131.

Auf gleiche Weise ist

$$D_n = \mu_{n-1} + (1 + \alpha) D_{n-1} + \alpha (D_{n-2} + D_{n-3} + \dots)$$

D_0	= 0
D_1	= 0
D_2	= $\mu_1 \cdot 1$
$D_3 = \mu_3 + 1,29 \mu_1 = \mu_1 (3 + 1,29)$	= $\mu_1 \cdot 4,29$
$D_4 = \mu_1 (5 + 1,29 \cdot 4,29 + 0,29 \cdot 1)$	= $\mu_1 \cdot 10,8241$
$D_5 = \mu_1 (7 + 1,29 \cdot 10,8241 + 0,29 \cdot 5,29)$	= $\mu_1 \cdot 22,4972$
$D_6 = \mu_1 (9 + 1,29 \cdot 22,4972 + 0,29 \cdot 16,1141)$	= $\mu_1 \cdot 42,6945$
$D_7 = \mu_1 (11 + 1,29 \cdot 42,6945 + 0,29 \cdot 38,6613)$	= $\mu_1 \cdot 77,2731$
$D_8 = \mu_1 (13 + 1,29 \cdot 77,2731 + 0,29 \cdot 81,3058)$	= $\mu_1 \cdot 136,2610$
$D_9 = \mu_1 (15 + 1,29 \cdot 136,2610 + 0,29 \cdot 158,5789)$	= $\mu_1 \cdot 236,7646$

$T_1 = \beta \mu_1 \frac{236,7646}{44,5131}$	= $\beta \mu_1 \cdot 5,3190 = 1,069 P$
$T_2 = \beta \mu_1 (5,3190 \cdot 1,29 - 1)$	= $\beta \mu_1 \cdot 5,8615 = 1,178 P$
$T_3 = \beta \mu_1 (5,3190 \cdot 1,9541 - 4,29)$	= $\beta \mu_1 \cdot 6,1038 = 1,226 P$
$T_4 = \beta \mu_1 (5,3190 \cdot 3,1849 - 10,8241)$	= $\beta \mu_1 \cdot 6,1163 = 1,229 P$
$T_5 = \beta \mu_1 (5,3190 \cdot 5,3393 - 22,4972)$	= $\beta \mu_1 \cdot 5,9025 = 1,186 P$
$T_6 = \beta \mu_1 (5,3190 \cdot 9,0421 - 42,6945)$	= $\beta \mu_1 \cdot 5,4003 = 1,085 P$
$T_7 = \beta \mu_1 (5,3190 \cdot 15,3671 - 77,2731)$	= $\beta \mu_1 \cdot 4,4642 = 0,897 P$
$T_8 = \beta \mu_1 (5,3190 \cdot 26,1486 - 136,2610)$	= $\beta \mu_1 \cdot 2,8228 = 0,567 P$.

Die Durchbiegung wird

$$f = \frac{1}{5} \frac{PL^3}{3EI} - \frac{0,8r}{EI} \left[T_1 L \frac{L}{2} + T_2 \frac{7L \cdot 9L}{8 \cdot 16} + T_3 \frac{6L \cdot 10L}{8 \cdot 16} + T_4 \frac{5L \cdot 11L}{8 \cdot 16} + T_5 \frac{4L \cdot 12L}{8 \cdot 16} + T_6 \frac{3L \cdot 13L}{8 \cdot 16} + T_7 \frac{2L \cdot 14L}{8 \cdot 16} + \dots \right]$$

ein festes Holzgerüst hergestellt. Außerhalb des Wassers bestand dieses aus einer Anzahl Holzböcke (Abb. 17) von 40 m Höhe in Bogenmitte. Diese Böcke ruhten auf Pfählen, die 40 m lang waren und im Wasser eine freie Länge von 20 m hatten (Abb. 18). Der Mittelquerschnitt dieses Bereiches kann aus fünf Kreisen mit dem Durchmesser 25 cm angenommen werden. Die fünf Teilpfähle werden mittels Bolzen (7/8") und Krallenscheiben verbunden, d. h. ebenso wie die oben erwähnten Probek balken.

Die Berechnungen sollten klarlegen, ob die Bolzen in der Entfernung 1,0 m oder 0,5 m voneinander anzubringen waren. Bei der Berechnung wird angenommen, daß der Stab nach dem zweiten Euler'schen Knickfalle eine freie Länge von 20 m hat. In obigen Gleichungen ist also $2L = 20,0$ m und $n = 10$ oder alternativ $n = 20$.

Mit $n = 10$ und $L = 10,0$ m wird

$$l = \frac{L}{10} = 100 \text{ cm. } m = \frac{cA}{l} = \frac{2,5 \cdot 493,3}{100} = \frac{37}{3} \alpha = \frac{3,7}{m} = 0,3 \text{ und}$$

$$\beta = \frac{4}{mr} = \frac{12}{341}$$

Wird die Berechnung in derselben Weise wie bei dem Probek balken, aber mit parabolischem Momentendiagramme (gemäß Abb. 16) durchgeführt, so werden

$$T_1 = 0,4276 \beta \text{ pa, } T_2 = 0,4608 \beta \text{ pa, } T_3 = 0,4523 \beta \text{ pa,}$$

$$T_4 = 0,4195 \beta \text{ pa, } T_5 = 0,3726 \beta \text{ pa, } T_6 = 0,3174 \beta \text{ pa,}$$

$$T_7 = 0,2575 \beta \text{ pa, } T_8 = 0,1949 \beta \text{ pa, } T_9 = 0,1307 \beta \text{ pa}$$

und $T_{10} = 0,0656 \beta \text{ pa.}$

Die Durchbiegung ergibt sich danach, wie vorher gezeigt wurde, als der Unterschied zwischen den Momenten, bezogen auf den Punkt o der Fläche des parabolischen Momentendiagrammes und der Fläche des treppenförmigen Diagrammes, multipliziert mit $1/EI$. Der Koeffizient, der das ideale Trägheitsmoment bestimmt, wird $\alpha = 0,681$ und mithin

$$J_i = 0,681 \cdot 37 \frac{\pi \cdot 25^4}{64} = 483 \text{ 000 cm}^4.$$

Die Knickbelastung wird

$$P_k = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{100 \text{ 000} \cdot 483 \text{ 000}}{1000^2} = 119 \text{ 000 kg.}$$

Bei einer maximalen Belastung von 45,0 t ist die Sicherheit 2,6-fach.

Es muß aber auch untersucht werden, wie sich der Stab verhält, wenn er eine gewisse ursprüngliche Krümmung hat. Es wird

angenommen, daß diese die Form einer Sinuslinie mit der Ausbiegung a_0 in der Mitte besitzt. Das Biegemoment Pa_0 nimmt bei Belastung infolge vergrößerter Ausbiegung zu. Diese Zunahme kann durch die Multiplikation des Momentes mit einem Faktor $1 + \frac{1}{n_1 - 1}$ ausgedrückt werden, worin $n_1 = P_k/P$ ist. Besitzt der Balken eine andere Krümmung als die einer Sinuslinie, nimmt im Bruche $\frac{1}{n_1 - 1}$ der Zähler einen anderen Wert an (vgl. „Hällfasthetskärlära“, S. 263). Man kann z. B. untersuchen, wie groß die Spannungen sind, die bei einer Belastung $P = 75,0$ t erhalten werden, also $n_1 = \frac{119}{75} = 1,59$. Der Faktor ist $1 + \frac{1}{1,59 - 1} = 2,7$.

Nach Messungen, die von A. G. „Skånska Cementgjuteriet“ vorgenommen wurden, überschritten die Ausbiegungen nicht den Wert $a_0 = 5,0$ cm, d. h. $a = 5 \cdot 2,7 = 13,5$ cm. Auf einen äußeren Pfahl kommt somit die Last von $\frac{75}{5} = 15,0$ t. Außerdem kommt von der Kraft in den Bolzen der Wert

$$\sum T = 3,1989 \cdot \frac{12}{37 \cdot 12,5} \cdot 15000 \cdot 13,5 = 16 \text{ 300 kg}$$

hinzu. Demnach wird die Druckspannung eines äußeren Balkens

$$\sigma_d = \frac{15 \text{ 000} + 16 \text{ 300}}{491} = 63,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei einem Querschnitt aus fünf gleich großen Kreisen wurde aus Kraft und Kraftpaar in den Scheiben das Moment 0,8 Tr erhalten. Bei verschiedenen Durchmessern variiert der Faktor zwischen 0,8 und 0,3. Als Mittelwert ist 0,6 anzunehmen. Das Gesamtmoment wird folglich $M = 15000 \cdot 13,5 - 16300 \cdot 0,6 \frac{25}{2} = 80 \text{ 200 kg/cm}$; ferner $W = 1534 \text{ cm}^3$, $\sigma_b = 52,3 \text{ kg/cm}^2$ und die Spannung $\sigma_d + \sigma_b = 116 \text{ kg/cm}^2$. Die Kraft in einer der Scheiben wird $T_2 = 2 \text{ 400 kg}$. Diese Kraft ist aber ziemlich groß bei der Annahme von $c = 2,5$ 1/cm.

Sicherheitshalber werden deshalb die Pfähle mit dem Bolzenabstande $= 0,5$ m ausgeführt. Eine ähnliche Rechnung zeigt, daß ein solcher Pfahl eine Belastung von mehr als 90 t erträgt, wenn die ursprüngliche Ausbiegung rund 5,0 cm ist, d. h. die Sicherheit ist größer als 2-fach.

Zur erhöhten Sicherheit trägt bei, daß der Stab auf der Länge von 20 m nicht vollständig frei ist, sondern an dem oberen Ende als elastisch eingespannt anzusehen ist.

DALBEN IM HAMBURGER HAFEN.

Von Oberbaurat Dipl.-Ing. H. Wedekind, Hamburg.

Fortsetzung von S. 189 und Schluß.

DK 627.341.3 (435.15)

Im hamburgischen Hafengebiet sind allein als Eigentum der Hansestadt folgende Pfahlwerke vorhanden:

		Gesamtzahl der Pfähle	
3490	Stück Streichpfähle	3490	
853	„ freistehende Einzelpfähle	853	
466	„ „ Doppelpfähle	932	
1500	„ Führungs- u. Aufhängedalben an Landungsanlagen rd.	4 000	
751	„ 3—17-pf. Schutzdalben (davon 16 mit Eissporn) 3 798		
1686	„ 3—30-pf. Vertäudalben	11 618	
	insges. rd.	24 700	
	dazu die privaten Pfahlwerke mit etwa	5 000	
	Gesamtzahl aller Pfähle rd.	30 000	

Außer Einzel- und Doppelpfählen gelten als Regeldalben die nachstehend aufgeführten Grundformen, bei denen gleichzeitig die in vorstehenden Zahlen enthaltene vorhandene Stückzahl aufgeführt ist:

Schutzdalbe	3-pf.	371 Stück	Vertäudalbe	3-pf.	549 Stück
„	4-pf.	62 „	„	4-pf.	528 „

Schutzdalbe	5-pf.	114 Stück	Vertäudalbe	5-pf.	105 Stück
„	6-pf.	30 „	„	6-pf.	16 „
„	7-pf.	59 „	„	—	—
„	8-pf.	8 „	„	8-pf.	14 „
„	9-pf.	39 „	„	9-pf.	45 „
„	12-pf.	22 „	„	12-pf.	83 „
„	16-pf.	9 „	„	16-pf.	143 „
			„	20-pf.	14 „
			„	24-pf.	25 „

Zum Abschluß dieser Betrachtung der hölzernen Dalben wird in der Tabelle auf S. 203 eine Übersicht über den Baustoffbedarf und die z. Zt. gültigen Kosten der gebräuchlichsten Dalbenformen gegeben.

B. Beanspruchungen.

Entsprechend den verschiedenen Aufgaben der Dalben sind auch die beim Entwurf zu berücksichtigenden Beanspruchungen verschieden. Es mag vorweg bemerkt werden, daß in Hamburg bislang im wesentlichen für alle Dalben Kiefern-Rammpfähle verwendet wurden. Die immer mehr zunehmende Verknappung an längeren Kiefern-Pfählen zwingt aber zur Verwendung der an sich

Baustoffbedarf und Kosten hölzerner Dalben im Hamburger Hafen
(nach dem Preisstand vom 1. Januar 1942).

Gerechnet ist mit folgenden Preisen: Ramppfähle RM 80,—/m³ einschl. Nebenkosten, Verbandholz RM 100,—/m³ einschl. Nebenkosten, Eisenzeug RM 0,45/kg einschl. Nebenkosten, Vertäuvorrichtung aus Gußstahlketten RM 0,82/kg einschl. Nebenkosten, Ramm-Miete mit Besatzung RM 150,—/Tag einschl. Nebenkosten, Zimmererlohn RM 1,22 je Std. einschl. Wassergeld + 46% Unternehmerzuschlag.

Nr.	Gegenstand	Pfähle Anzahl, Länge, Durch- messer, m ³ Beschaffungspreis	Verbandholz m ³ Beschaf- fungspreis	Eisenzeug kg Beschaf- fungspreis	Vertäu-Vor- richtung kg Beschaf- fungspreis	Lohn und Rammiete Gesamtpreis	Gesamtpreis (abgerundet)	Preis je Pfahl
1	Einzelpfahl	1/16 m/45 cm/2,5 m ³ 200,—	—	—	—	—	—	—
2	Doppelpfahl	2/16 m/45 cm/5,0 m ³ 400,—	0,10 10,—	14 6,30	—	150,— 250,—	350,— 700,—	350,— 350,—
Schutzdalben.								
3	3-pf. Schutzdalben mit Kopfverband	3/16 m/45 cm/7,5 m ³ 600,—	0,10 10,—	18 8,10	—	— 450,—	— 1 100,—	— 365,—
4	4-pf. Schutzdalben mit 2 Verbänden	4/16 m/45 cm/10,0 m ³ 800,—	0,60 60,—	80 36,—	—	— 760,—	— 1 700,—	— 425,—
5	5-pf. Schutzdalben mit 2 Verbänden	5/16 m/45 cm/12,5 m ³ 1000,—	1,— 100,—	80 36,—	—	— 1 020,—	— 2 200,—	— 440,—
6	6-pf. Schutzdalben mit 2 Verbänden	6/18 m/45 cm/16,4 m ³ 1320,—	1,30 130,—	140 63,—	—	— 1 100,—	— 2 700,—	— 450,—
7	7-pf. Schutzdalben mit 2 Verbänden	7/18 m/45 cm/19,2 m ³ 1540,—	2,80 280,—	320 144,—	—	— 1 300,—	— 3 300,—	— 470,—
8	8-pf. Schutzdalben mit 2 Verbänden	8/18 m/45 cm/22,0 m ³ 1760,—	2,80 280,—	350 158,—	—	— 1 600,—	— 3 700,—	— 475,—
9	9-pf. Schutzdalben mit 2 Verbänden	9/18 m/45 cm/26,0 m ³ 2080,—	3,80 380,—	400 180,—	—	— 1 650,—	— 4 300,—	— 480,—
10	12-pf. Schutzdalben mit 3 Verbänden	12/18 m/50 cm/42,5 m ³ 3400,—	6,70 670,—	430 194,—	—	— 2 300,—	— 6 600,—	— 550,—
11	16-pf. Schutzdalben mit 3 Verbänden	16/18 m/50 cm/56,5 m ³ 4500,—	10,— 1 000,—	560 252,—	—	— 3 000,—	— 8 800,—	— 585,—
Vertäudalben								
12	3-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	3/16 m/45 cm/7,5 m ³ 600,—	1,20 120,—	240 130,—	ist im Eisenzeug enthalten	— 500,—	— 1 350,—	— 450,—
13	4-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	4/16 m/45 cm/10,0 m ³ 800,—	1,40 140,—	287 153,—	„	— 740,—	— 1 900,—	— 475,—
14	5-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	5/16 m/45 cm/12,5 m ³ 1000,—	1,80 180,—	350 175,—	„	— 1 170,—	— 2 600,—	— 520,—
15	6-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	6/18 m/45 cm/16,4 m ³ 1320,—	2,50 250,—	630 284,—	„	— 1 300,—	— 3 200,—	— 535,—
16	8-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	8/18 m/45 cm/22,0 m ³ 1760,—	4,— 400,—	352 160,—	600 490,—	— 1 850,—	— 4 700,—	— 585,—
17	9-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	9/18 m/45 cm/26,0 m ³ 2080,—	8,— 800,—	400 180,—	900 740,—	— 1 950,—	— 5 800,—	— 645,—
18	12-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	12/18 m/50 cm/42,5 m ³ 3400,—	6,70 670,—	430 192,—	1 730 1 260,—	— 2 600,—	— 8 100,—	— 675,—
19	16-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	16/18 m/50 cm/56,5 m ³ 4500,—	10,00 1 000,—	560 252,—	1 730 1 260,—	— 2 950,—	— 10 000,—	— 625,—
20	20-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	20/20 m/50 cm/79,0 m ³ 6320,—	10,00 1000,—	620 280,—	2 000 1 640,—	— 4 350,—	— 13 600,—	— 680,—
21	24-pf. Vertäudalben mit 3 Verbänden	24/20 m/50 cm/94,5 m ³ 7550,—	12,00 1 200,—	840 380,—	2 000 1 640,—	— 5 200,—	— 16 000,—	— 665,—

weniger geeigneten Tanne und Fichte. Pfähle aus Schleuderbeton haben sich wegen der mangelnden Elastizität des Baustoffes nicht bewährt. Stahldalben sind nur an einer Stelle von privater Seite verwendet worden.

a) Kollisionsstoß.

Sämtliche Dalben sind ebenso wie alle Hafenanlagen Kollisionsstößen ausgesetzt, die auf Nebel, Dunkelheit, Eisgang oder unachtsames Navigieren zurückzuführen sind.

Die bei einem solchen Stoß auftretenden Kräfte hängen ab vom Gewicht des Schiffes und seiner Geschwindigkeit. Der Versuch, sie mit irgendwelchen Annahmen zu berechnen und der Dalbenkonstruktion zugrunde zu legen, hat wenig Zweck, denn es

wird niemals gelingen, ein Bauwerk, das noch den Namen „Dalben“ verdient, standsicher gegen Kollisionsstöße zu machen. Versucht man es trotzdem, so erhält man keine Dalbe, sondern ein künstliches Riff im Fahrwasser mit schwerer Gefährdung der Schifffahrt. Rücksicht auf Kollisionsstöße darf bei der Konstruktion der Dalben nur insoweit genommen werden, als bei etwaigen Zusammenstößen möglichst kein Schaden am Schiff entstehen soll, der regelmäßig viel teurer zu beseitigen sein wird als ein solcher an den Dalben.

Die Zerstörung eines Dalbens durch Rammstoß geht im allgemeinen so vor sich, daß der das Bauwerk treffende Stoß zunächst den Dalben „überschiebt“, d. h. eine elastische Formänderung in Richtung des Stoßes hervorruft unter gleichzeitiger

Biegung sämtlicher Pfähle. Beim Weiterwirken des Stoßes werden die auf Zug beanspruchten Pfähle angehoben und, da sie nur durch die Umfangsreibung gehalten werden, verhältnismäßig leicht ausgezogen. Die weiter wirkende Stoßkraft findet dann nur noch Widerstand an der Biegefestigkeit der ursprünglich auf Druck beanspruchten Pfähle. Zum Schluß brechen diese im Grunde ab und der Rest des Dalbens schwimmt auf. Die Verbände werden bei dieser Zerstörung weitgehend aus ihrer ursprünglichen Lage

gleichzeitigen Vorwärtsbewegung des Schiffskörpers, eine drehende Wirkung ausüben. Auch hier sind statische Berechnungen wegen der willkürlich zu treffenden Annahmen ohne großen Wert. Am besten verläßt man sich auf die Erfahrung.

c) Gleichmäßiger Zug und Druck.

Mit einiger Zuverlässigkeit lassen sich dagegen die vom Schiffskörper ausgehenden gleichmäßigen Zug- oder Druckkräfte auf Vertäu- und bei Schwimmdocks auf Führingsdalben berechnen. Sie



Abb. 29. Zerstörter Vertäudalben.



Abb. 30. Zerstörter Schutzdalben mit 3 Verbänden.

und Form gebracht. Daraus ergibt sich, daß sie nicht als starre Scheibe, d. h. als schubfeste Verbindung wirken.

Je nach der Größe des Stoßes gibt es nun bei der Zerstörung von Dalben durch Zusammenprall alle nur denkbaren Zwischenstufen, von denen einige aus den Abb. 29—31 zu ersehen sind. Ältere Dalben lösen sich naturgemäß leichter auf als neue, sie wirken eher wie ein Bündel lose stehender Einzelpfähle (vgl. Abb. 31). Einen Sonderfall zeigt Abb. 32; der nicht mehr ganz

sind in erster Linie durch Wind bedingt. Hinzu kommt bei Lage im freien Strom der durch die Strömung verursachte Wasser- und Treibeisdruck auf den Schiffskörper. Gelegentlich wird auch bei Maschinenproben Zug auf Dalben ausgeübt. Die Gesamtkraft kann

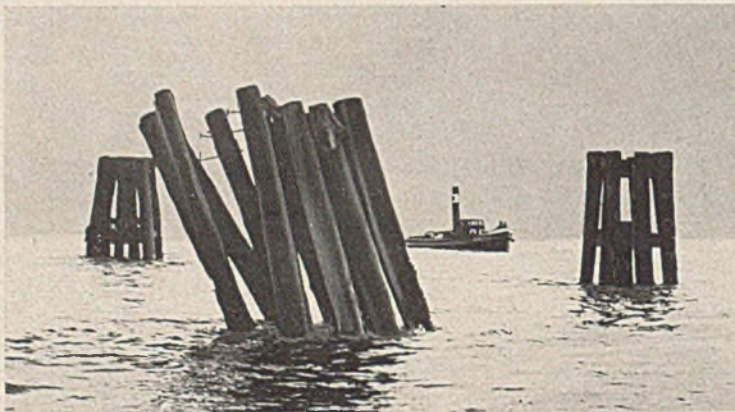


Abb. 31. Zerstörter Schutzdalben mit völlig verschwundenen Verbänden.



Abb. 32. Durch hochliegenden Stoß zerstörter angefauter Dalben.

gesunde Vertäudalben ist sehr hoch angestoßen worden, die meisten Pfähle sind in Höhe des Mittelverbandes gebrochen.

Die aus Abb. 29 u. 32 ersichtlichen Ketten um den Kopf der Dalben werden heute nicht mehr verwendet.

b) Stoß und Torsion beim Anlegen.

Anders verhält es sich mit den unvermeidlichen, aber leichten Stößen beim Anbinden der Schiffe oder beim Berühren von Schutzdalben. Ihnen müssen die Bauwerke, ohne Schaden zu erleiden, gewachsen sein. Dabei ist zu beachten, daß diese Stöße durchweg nicht lotrecht auf den Dalben treffen, sondern, wegen der

man wohl feststellen, es ist aber durchaus nicht gesagt, daß sie sich bei der Eigenart der Vertäuung gleichmäßig auf die Dalben verteilen. Liegt das Schiff auf der Leeseite der Dalben, so ist klar, daß die übertragenen Kräfte mit der Vorspannung der Leinen und der nicht genau gleichmäßigen Standfestigkeit der einzelnen Dalben schwanken müssen. Hinzu kommt, daß die Leinen vom Schiff zu den Dalben in verschiedenen Winkeln gespannt sind, so daß von einer gleichmäßigen Verteilung der Gesamtlasten in keiner Weise gesprochen werden kann. In Hamburg ist es vorgekommen, daß durch eine schwere Bö ein 50 000 t Schiff, das ausnahmsweise an 6 Stück 16-pfählichen Dalben in Lee vertäut werden mußte und

außerdem noch vorn und hinten je einen schweren Anker ausgebracht hatte, diese 6 Dalben einfach ausgezogen hat und vor den Ankern gegen eine Kaimauer getrieben ist. Die Dalben waren in bestem Zustand, teils völlig neu, die Pfähle 6 m tief in den Grund gerammt. Der Vorgang ist dadurch zu erklären, daß einer der für die Schiffsgröße an sich zu schwachen Dalben nach dem anderen herausgerissen wurde, ehe die Anker überhaupt zur Wirkung kamen.



Abb. 33. Eisbrecher mit Sägespuren der Eisdecke.

Eine gleichmäßige Verteilung der Last auf mehrere Dalben darf nur dann angenommen werden, wenn das Schiff auf ihrer Luvseite liegt. Die Außenwände der Handelsschiffe bilden vom Vor- bis zum Achterschiff durchweg immer eine gerade Linie, ebenso wie die Außenkante einer Dalbenreihe; damit ist die Vorbedingung für eine gleichmäßige Kraftübertragung erfüllt. Das gleiche gilt für die Führungsdalben an Schwimmdocks. Kleine



Abb. 34. Eiswaulstbildung an Pfählen.

Unebenheiten der Dalbenreihe infolge ungenauer Rammung werden ohne weiteres durch elastische Formänderung ausgeglichen. Zu fordern ist aber möglichst genaue Rammung der Außenseiten von Dalbenreihen und Vertäuerung gefährdeter Schiffe, d. h. solcher mit hohen Aufbauten, soweit möglich auf der Luv-Seite der Hauptwindrichtung.

d) Mechanische Abnutzung.

Bei Vertäudalben tritt eine mechanische Abnutzung der Dalben durch den Schiffskörper, auch durch das Auf und Ab bei der

Tidebewegung, kaum ein; der außen glatte Schiffskörper gleitet ohne nennenswerte Reibung über die nicht immer ebenen Pfahloberflächen hinweg, trotzdem gerade die Außenpfähle schräg stehen. — Früher, als die Seeschiffe noch z. T. mit vorstehenden Schlingerkielen ausgerüstet waren, sind dagegen oft erhebliche Abnagungen festgestellt worden. Dasselbe gilt für Streichpfähle und alle die-



Abb. 35. Durch Eisdecke ausgezogene Pfähle im Holzhafen.

jenigen Pfahlwerke, die nur gelegentlich von Schiffen berührt werden.

Anders liegen dagegen, wie bereits erwähnt, die Dinge bei Schutzdalben an Landungsanlagen. Namentlich im Fährverkehr, bei dem in den Hauptverkehrszeiten ein Dampfer nach dem anderen — und meistens nicht gerade mit besonderer Vorsicht — anlegt, werden sie durch Unebenheiten an den Stößen der Wallschienen oder durch deren vorstehende Bolzen außerordentlich stark abgenutzt (vgl. Abb. 15). Man kann den Pfahl in solchen Fällen durch Aufnageln von starken Scheuerbohlen schützen, die aber sehr oft erneuert werden müssen; besser ist das bereits erwähnte Anbringen eines der Pfahlrundung angepaßten 10—13 mm



Abb. 36. Wirkung der Eisdecke im Tidegebiet auf Wassertreppen u. Dalben.

starken Bleches (vgl. Abb. 16) mit versenkten Bolzenköpfen. Der Mehraufwand lohnt sich auf alle Fälle.

Einen Sonderfall der mech. Abnutzung bildet die Schädigung der Pfahlwerke durch Eistrift im Strom. In besonders ungünstigen Fällen, d. h. bei stehendem Eis zwischen Ufer und Pfahlwerken und Treibeisgrenze unmittelbar an den Dalben, sägt die zusammenhängende treibende Eisfläche vor allem bei ungünstiger Windrichtung glatt die Pfähle ab. Abhilfe bringen hier nur zweckentsprechend gebaute Eisbrecher, die das Eis teilen und ablenken (Abb. 33). — In diesem Zusammenhang mag erwähnt werden, daß

feste Eisdecken in Hafenbecken mit Tidebewegung imstande sind, Einzelpfähle auszuziehen. Um den Pfahl bildet sich nach und nach ein feststehender Eiswulst (Abb. 34) zwischen M. H. W. und M. N. W., an dem er dann von der Eisdecke bei ansteigendem Wasser nach und nach ausgezogen wird. Auf diese Weise sind



Abb. 37. Dalben nach Abschälen des faulen Splintholzes.

in Hamburg im Winter 1939/40 größere Schäden u. a. im Holzhafen entstanden (Abb. 35).

Weitere verheerende Wirkungen der Eisdecke im Tidegebiet an Wasserstegen und Dalben zeigt Abb. 36. Die beiden Wasser-



Abb. 38. Ummantelung von Pfählen nach Entfernung des faulen Splintholzes.



Abb. 39. Aus morschem Dalben herausgerissene Haltekette.

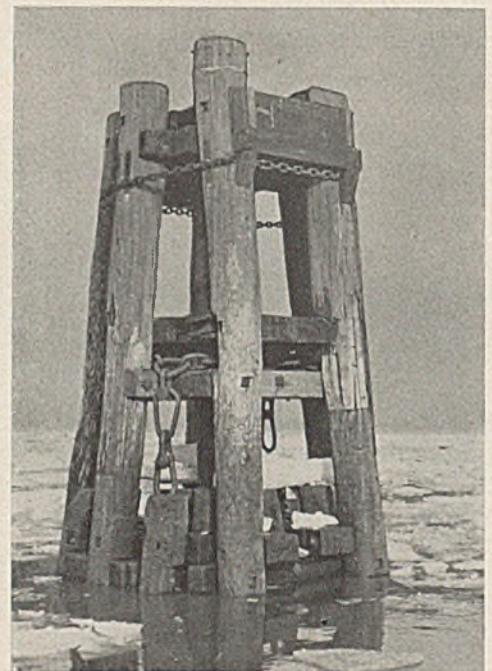


Abb. 40. Umrammter Dalben. Die noch gesunden unteren Teile werden zur Herstellung eines neuen Dalbens benutzt.

treppen waren ursprünglich waagrecht! In harten Wintern muß der Strom- und Hafenbau alle nur irgend erreichbaren Leute zum Freieisen der Pfahlwerke einsetzen, trotzdem haben sich große Schäden im Betrage von mehreren 100 000 RM in den letzten Jahren nicht vermeiden lassen.

e) Fäulnis und Schädlinge.

Die Mehrzahl aller hölzernen Dalben wird durch Fäulnis des Holzes zerstört, die das Holz dort angreift, wo es abwechselnd naß

und trocken ist. Das ist aber gerade die Zone, in der Verbände liegen und — bei Vertäudalben — die Haltekette. Im Mittel rechnet man in Hamburg mit einer Lebensdauer ungeschützter Dalben von 25 Jahren, Abweichungen nach oben oder unten sind durch die Güte des verwendeten Kiefernholzes, also durch die mehr oder weniger enge Lage der Jahresringe und durch den Harzgehalt bedingt. Die Kiefer hat außer der größeren Lebensdauer den praktischen Vorteil, daß man Fäulniserscheinungen immer schon äußerlich an dem zuerst betroffenen Splintholz erkennen kann, während bei dem neuerdings in Hamburg wegen des Mangels an langen Kiefernspfählen auch mitverwendeten Tanne-Fichteholz der Pfahl schon stark im Kern angefault sein kann, ohne daß man das von außen feststellen könnte. Darin liegt eine gewisse Gefahr, nämlich die, daß ein Dalben plötzlich zusammenbricht, trotzdem er „noch ganz gut aussieht“. Die beim ungeschützten Kiefernholz nach etwa 7 Jahren beginnende Zerstörung des Splintholzes durch Fäulnis bildet dagegen mit ihren äußerlich sichtbaren Kennzeichen — bis zum völligen Abfall des Splintes — ein deutliches Warnungszeichen. Es sei besonders bemerkt, daß selbst bei vorgeschrittener Fäulnis des Splintes der Kern im allgemeinen noch durchaus gesund ist.

In Hamburg ist mehrfach der angefaulte Splint entfernt worden, um den Kern des Pfahles vor weiterer Einwirkung der Fäulniserreger aus der schwammartig nassen Ummantelung zu schützen. Die Pfähle sind dann zwar erheblich dünner (Abb. 37) in ihrer Tragfähigkeit, aber den nicht „gereinigten“ Pfählen ebenbürtig und in der noch verbleibenden Lebensdauer zweifellos überlegen. Der für die Reinigung der Pfähle erforderliche Lohnaufwand ist indes so hoch, daß man jetzt auf eine solche Bearbeitung verzichtet, ebenso wie auf die früher, nach Entfernung des faulen Splintholzes, übliche Ummantelung aus trapezförmig geschnittenen Leisten gemäß Abb. 38. Diese Maßnahme bietet natürlich nur Schutz gegen mechanische Abnutzung, die Standfestigkeit des Pfahles wird dadurch nicht erhöht.

Wie bereits ausgeführt, beruht die Tragfähigkeit von Dalben in erster Linie auf der Biegefestigkeit des einzelnen Pfahles und auf seiner Haftfestigkeit im Boden. Da das größte Biegemoment aber an der Einspannstelle im Boden auftritt und ebenso die Zug- und Druckfestigkeit des Pfahles von der Umfangsreibung und der Spitzenbelastung abhängt — also an Stellen unter Wasser, die von der Fäulnis nicht betroffen werden —, ist die Tragfähigkeit eines Dalbens durch Fäulnis der oberen Teile nicht in dem Maße berührt, wie es oft, namentlich bei Streitfällen infolge Hava-

rien, angenommen wird. Bedenklich wird die Fäulnis erst dann, wenn die Haltekette wegen Kernfäule nicht mehr genügend Widerstand findet, so daß sie aus dem Dalben herausgerissen wird (Abb. 39).

Aus dieser Erkenntnis heraus hat man in Hamburg vielfach die verfaulten oberen Teile der Dalben abgeschnitten und dann zusätzliche Pfähle um den stehengebliebenen gesunden Teil herumgeschlagen (Abb. 40), die, mit dem alten Teil verzimmert und durch einen in der Mitte stehenden „Königspfahl“ verbunden, hauptsächlich der Aufnahme der Vertäuvorrichtung dienen. Auch diese Formen erfüllen durchaus ihren Zweck; sobald aber auch die hinzugerammten Pfähle der Fäulnis anheimfallen, ist es an der Zeit, den ganzen Dalben zu erneuern.

Gerade umgekehrt liegen dagegen die Dinge bei Befall von Dalben durch den Bohrwurm (*Teredo navalis*), der an der

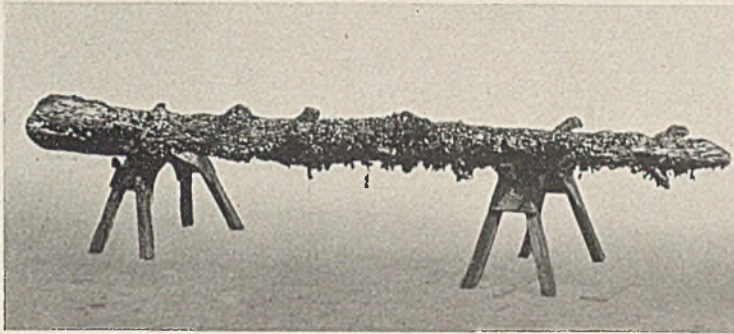


Abb. 41. Durch Bohrwurm (*Teredo navalis*) zerstörter Pfahl.

offenen See und im Brackwasser der Flußmündungen (Cuxhaven) auftritt. Dieser Schädling zerstört den Rammpfahl am stärksten, auch im Kern, gerade über der Sohle (Abb. 41), also an der gefährlichsten Stelle. Über Wasser kann der Dalben noch durchaus gesund sein, während unten die Pfähle bereits soweit zerfressen sind, daß sie überhaupt keine Tragfähigkeit mehr besitzen. Dieser Befall ist also viel gefährlicher als die gewöhnliche Fäulnis, weil damit unmittelbar die Tragfähigkeit — und zwar unsichtbar — in Mitleidenschaft gezogen wird.

In neuerer Zeit ist außerdem in Hamburg der Befall von Dalbenpfählen durch *Hausbock* festgestellt worden (Abb. 42). Dieser Schädling hält sich in den obersten, i. allg. trockenen Teilen der Pfähle auf, seine Larven zerfressen den Splint, ohne daß an der Oberfläche andere Spuren als die Ausflugslöcher der fertig entwickelten Käfer festzustellen wären. Vorher haben aber die Larven 2—6 Jahre lang unter der Oberfläche ihr Zerstörungswerk betrieben. Dieses geht so weit, daß man bei starkem Befall ohne größere Mühe die Splintchalen in größeren Flächen mit der Hand abreißen kann. Der harte Kern bleibt, bis auf oberflächliche Gänge, unberührt, so daß die Schäden vom Hausbock denjenigen der Fäulnis gleichgesetzt werden können.

Bei Schutzimpregnierungen muß in erster Linie festgestellt werden, welche Teile des Pfahles zu schützen sind. Muß man nur gegen Fäulnis und Hausbock schützen, so genügt eine Schutzbehandlung der oberen Teile des Pfahles³, gegen Bohrwurm müssen dagegen gerade die unteren Teile geschützt werden. Im letzteren Falle ist also eine Vollimpregnierung im Tauchverfahren (nicht Anstrich!) des ganzen Pfahles mit geeigneten Mitteln angebracht.

Bei sachgemäßer Ausführung wird mit einer Erhöhung der Lebensdauer hölzerner Rammpfähle durch Schutzbehandlung bis auf das Doppelte gerechnet werden können. Die Kosten betragen nur einen Teil des Herstellungswertes eines Dalbens. Die Schutzbehandlung kann also nur dringend empfohlen werden. Daß auch die Verbandshölzer und die Löcher für die Bolzen — als Eingangspforten der Fäulnis — in geeigneter Weise zu schützen sind, bedarf wohl kaum besonderer Erwähnung.

C. Stählerne Dalben.

Aus öffentlichen Mitteln sind in Hamburg, mit Ausnahme von zwei nicht erwähnenswerten kleinen Sonderausführungen, noch keine Stahldalben gebaut worden, lediglich von privater Seite sind am Reiherstieg die in Abb. 43 u. 44 dargestellten 4 Stück sechspfähigen Seeschiffsdalben für 8000 t-Schiffe aus Peiner Kastenprofilen P Sp 40 L (21 und 22 m lang) und 9 Stück 2-pfählige Flußschiffsdalben aus P Sp 30 L (18 m lang) hergestellt worden. Die Kosten dieser Dalben betragen RM 5 800,— bzw. RM 1 200,— je Stück im Jahre 1938.

Ein Preisvergleich zwischen hölzernen und stählernen Dalben ist nicht so einfach, wie es im ersten Augenblick scheinen mag. Ein solcher Vergleich muß natürlich Herstellungskosten, Verzinsung, Tilgung und laufende Unterhaltung enthalten. Während nun die für Berechnung der Jahreskosten anzusetzende Lebensdauer bei Holzdalben

in Hamburg mit 25 Jahren bekannt ist, fehlen noch Erfahrungen mit Stahldalben. Bei den Hamburger Verhältnissen, wo der Stahl durch eine sich bald bildende Schicht aus Öl, Schmutz und Algen geschützt wird, darf die von einzelnen Lieferwerken angegebene Lebensdauer von 50 Jahren mit Sicherheit als Mindestgrenze angenommen werden. An über 10 Jahre alten stählernen Spundwänden sind z. B. noch keine bemerkbaren Rostanfressungen festzustellen! Unter anderen Verhältnissen mögen die Dinge weniger günstig liegen, dort kann man aber durch einen wenig Aufwand er-

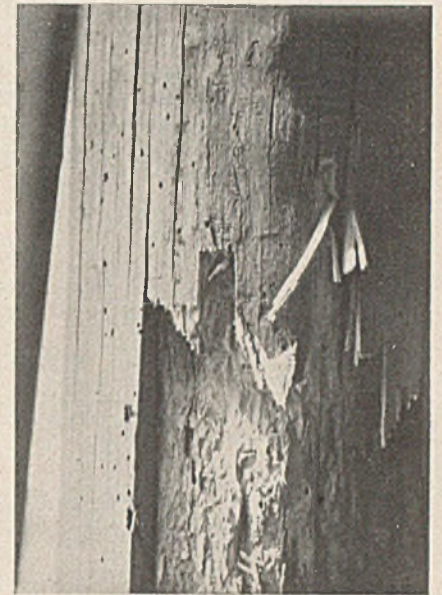


Abb. 42. Befall von Dalbenpfählen durch Hausbock.

fordernden öfteren Schutzanstrich die Lebensdauer verlängern. Das gleiche gilt selbstverständlich für hölzerne Dalben, die einer Schutzbehandlung unterzogen werden.

Die Herstellungskosten lassen sich nur von Fall zu Fall vergleichen. In der Nähe von Walzwerken, bei Wasser-Transport und bei Ausführung durch eine ortsansässige, gut eingearbeitete Bau-firma wird ein Stahldalben billiger sein als bei ungünstigeren Vorbedingungen.

Vor allem muß aber bei einem Vergleich darauf geachtet werden, daß nun auch tatsächlich gleichwertige Dalben nebeneinander gestellt werden. Aus der einschlägigen Literatur ergibt sich:

daß ein Dalben gegen gleichmäßige Belastung am widerstandsfähigsten ist, wenn er in sich steif ist und der Angriffspunkt der Kraft möglichst tief liegt.

Gegen Stoß ist dagegen der Dalben dann am unempfindlichsten, wenn er in sich weich ist und der Stoß möglichst hoch ansetzt.

Entscheidend ist also in jedem Falle die Frage nach der Schubfestigkeit der Verbände. Entsprechend den früheren Ausführungen und an Hand der Lichtbilder von Havarien ist erwiesen, daß die Verbände eines Holzdalbens nicht schubfest sind, sie können natürlich auch nicht als völlig lose angesehen werden, die Wahrheit wird in der Mitte liegen.

Während nun beim Holzdalben diese „Halbsteifheit“ ohne weiteres durch den Baustoff bedingt ist, liegt es beim Stahldalben — der ja durchweg nicht gespreizt ist, sondern als Bündel lot-rechter Pfähle ausgeführt wird — nahe, die einzelnen dicht nebeneinanderstehenden Profile mit stählernen Futterstücken und starken Bolzen miteinander zu verbinden. Diese Bolzen werden, wenn nicht große Löcher mit erheblichem Spielraum vorgesehen sind,

³ Vgl. „Bauingenieur“ 19 (1938) S. 417.

bei Stoßbelastung auf Abscheren beansprucht, während die im Verband der weitgespreizten Holzdalben liegenden langen Bolzen mit dem Holz gebogen werden.

In Erkenntnis dieser Tatsache sind an anderem Ort bereits Stahldalben mit Holzverbänden ausgeführt worden. Das ist natürlich ein, wenn auch zweckmäßiges, so doch baustoffmäßig nicht gerade erfreuliches Aushilfsmittel. In Anbetracht der viel größeren Steifigkeit des einzelnen Stahlprofils gegenüber dem einzelnen Holzpfehl und der unbedingten Notwendigkeit, leichte Stöße weich aufzunehmen, sollte bei Vertäu- und Schutzdalben aus Stahl auf jegliche Schubfestigkeit der Verbände überhaupt verzichtet werden, selbst wenn dadurch für gleichmäßige Belastung ein gewisser Mehraufwand an Baustoffen auftreten sollte. Solche ohne weiteres konstruktiv durchzubildenden „losen“ Verbände haben dann nur die Aufgabe, das Zusammenwirken aller Einzelprofile sicherzustellen und die Haltevorrichtung zu tragen.

Nach Vorstehendem dürfte klar sein, daß die Feststellung der „Gleichwertigkeit“ und damit der ganze Vergleich ziemliche Schwierigkeiten bereitet.

Wenn nun im Hamburger Hafen stählerne Dalben vom Strom- und Hafengebäude noch nicht gebaut worden sind, so liegt das weniger am Beharrungsvermögen und der fraglos vorhandenen Schwierig-

boden aufschneiden und sich beim unvermeidlichen Rückwärtsgang in das Schiff hineinbohren. Diese Gefahr ist so schwerwiegend, daß der Strom- und Hafengebäude in Anbetracht der in einem großen Seehafen unvermeidlichen zahlreichen Dalben-Havarien zu der erwähnten Stellungnahme gekommen ist. Hinzu kommt dann allerdings noch, daß Teilbeschädigungen von Dalben bei Holzbauweise viel leichter auszubessern sind als bei Verwendung von

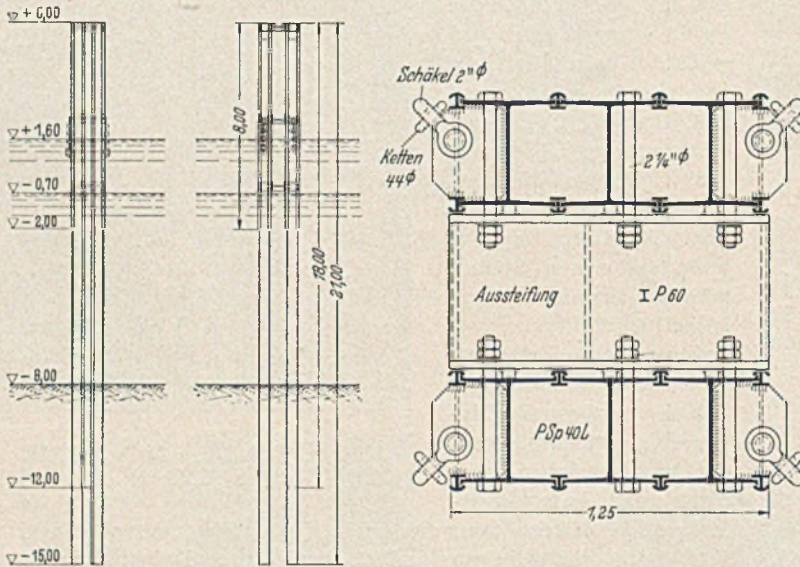


Abb. 43. 6-pfählige Seeschiffdalben aus Peiner Kastenbohlen.

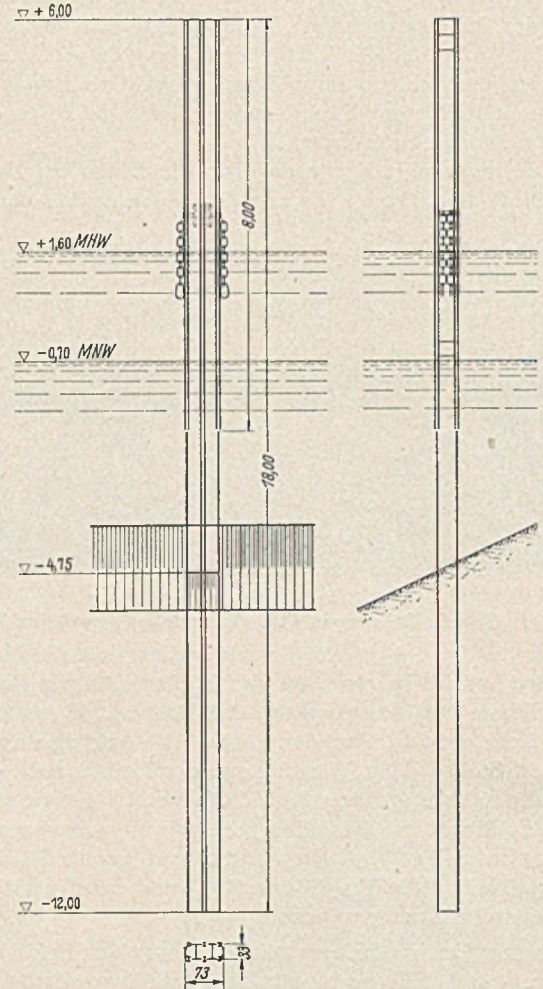


Abb. 44. 2-pfählige Flußschiffdalben aus Peiner Kastenbohlen.

keit, einen für den Bau und die Unterhaltung von Holzdalben eingearbeiteten und ausgerüsteten Betrieb auf Stahlbauweise umzustellen, es liegt auch nicht an der Kostenfrage, sondern es sind praktische Bedenken, die einer allgemeinen Verwendung der Stahlbauweise im Wege stehen. Und das ist das Verhalten von Stahldalben bei Havarien. In den sechs Jahren von 1935 bis 1940 sind im Hamburger Hafen durch Zusammenstoß insgesamt 64 Holzdalben völlig zerstört worden mit einer Schadenssumme von 1/4 Million RM.; die Gesamtzahl aller mehr oder weniger schweren Havarien an Dalben betrug 253. In Wirklichkeit liegen die Zahlen noch höher, weil nur die „ermittelten Havarien“ berücksichtigt wurden.

In allen diesen Fällen ist nicht ein einziges Schiff beschädigt worden! Wenn ein Holzdalben übergerannt wird, dann bricht er im Grunde ab und schwimmt auf; ein Stahldalben dagegen wird nicht abbrechen, sondern wird unter den Schiffsboden gleitend, auf den Grund heruntergebogen. Dabei wird er wahrscheinlich den Schiffs-

Stahl. Dabei muß man immer berücksichtigen, daß es sich, auch bei der Herstellung, nicht um Werkstattarbeit, sondern um Arbeiten auf dem bewegten Wasser ohne große maschinelle Hilfsmittel handelt. Ebenso ist die Beseitigung der Reste völlig zerstörter Dalben aus Holz viel einfacher. Hier können sogar die Pfahlreste noch nutzbringend zu Kantholz aufgeschnitten werden, wie es in Hamburg in großem Umfange geschieht. Fast 2/3 des Verzimmerungsholzes stammt aus dieser Quelle!

Es soll damit aber keineswegs gesagt sein, daß nun der Stahldalben überhaupt abzulehnen ist. In der Binnenschifffahrt, wo nicht so schwere Stöße wie in der Seeschifffahrt vorkommen, hat er sich bereits ein weites Feld erobert. Bei besonders großen Wassertiefen, bei felsigem Untergrund und für Sonderzwecke ist er unentbehrlich. Der Stahldalben ist ein wichtiges und gutes Hilfsmittel der Hafentechnik geworden — aber er wird den Holzdalben in Seehäfen mit ähnlichen Verhältnissen wie in Hamburg nicht verdrängen können!

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Fischhalle und die neuen Schuppen auf der Kaizunge Louis-Billiard im Hafen von Algier.

Anfang des Krieges wurden verschiedene neue Anlagen im Hafen von Algier für den Verkehr freigegeben, die dazu bestimmt sind, diesen wichtigsten Hafen von Französisch-Afrika auf der Höhe seiner Leistungs-

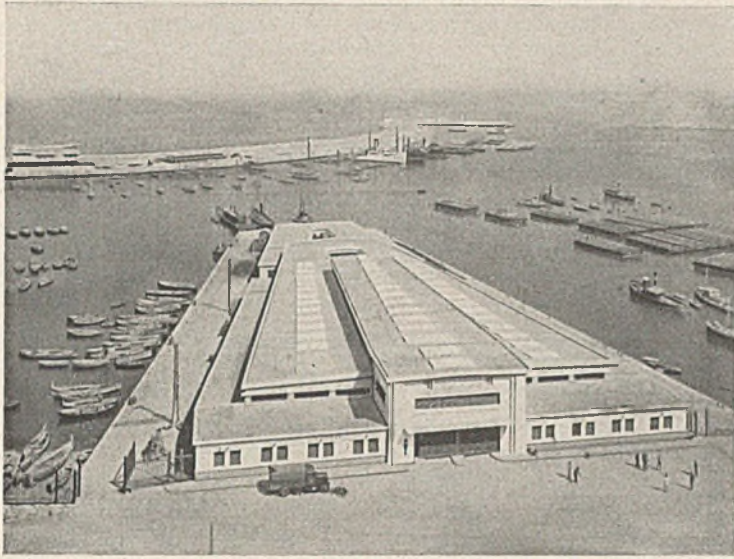


Abb. 1. Fischhalle.

fähigkeit zu erhalten. Die am 14. Juni 1939 in Betrieb genommenen Anlagen umfassen: einmal eine Fischhalle auf dem Fischerei-Kai im alten Hafen und dann vier Schuppen auf der Kaizunge Louis-Billiard im Mustapha-Becken.

Die Fischhalle. Das neue Gebäude (Abb. 1 bis Abb. 3), das von 1937 bis 1939 auf der im Jahre 1933 erweiterten Kaizunge errichtet wurde, dient zwei verschiedenen Zwecken; die Halle selbst, deren Kosten in Höhe von 4 1/2 Mio. Fr. von der Stadt bezahlt wurden, für den Umschlag und den Verkauf von Fischen und die anschließenden Gebäudeteile, deren Kosten in Höhe von rund 1 1/2 Mio. Fr. die Handelskammer bestritt, für die Unterbringung der Fischer und Reedereien. Das Gebäude erhielt in Anpassung an die Kaizunge Trapezform, an den beiden Längsseiten einen Verkehrsstreifen von 10 m Breite freilassend. Diese Form wurde auch gewählt, um ein möglichst ansprechendes Äußeres zu erzielen. Die Halle selbst bedeckt einen Flächenraum von reichlich 1800 m². Sie ist frei von Stützen, so daß die Übersicht und der Verkehr ungestört bleiben. Die

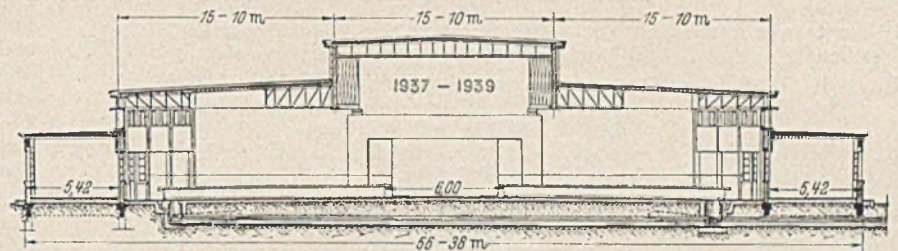


Abb. 3. Querschnitt durch die Halle.

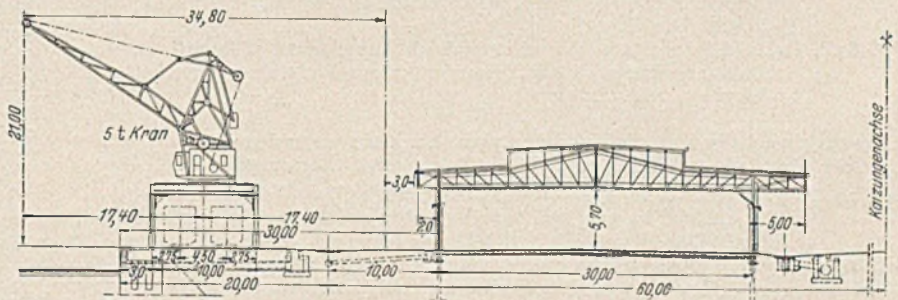


Abb. 4. Querschnitt durch einen der neuen Schuppen auf der Kaizunge Louis-Billiard.

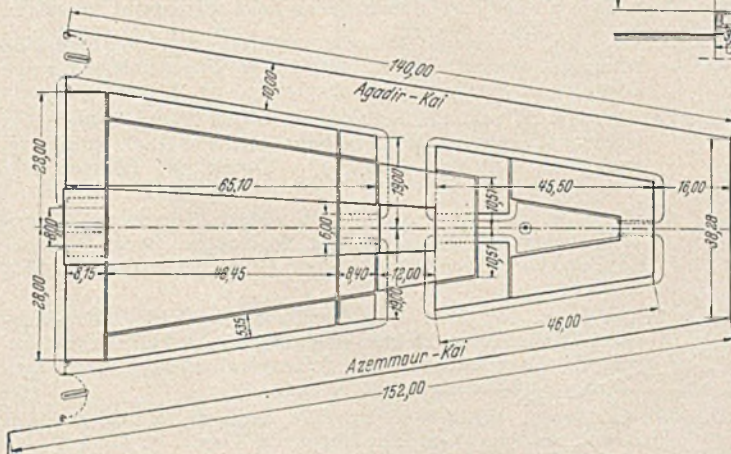


Abb. 2. Lageplan der Fischhalle.

Dachlast wird durch zwei schwere Stahlfachwerksträger von 48 m Spannweite aufgenommen; diese Tragkonstruktionen ruhen auf Widerlagern, die auf Pfahlbündeln gegründet und die als Rahmen über den Einfahrten zur Halle ausgebildet sind. Jeder Fachwerksträger wiegt etwa 40 t; die Decke wird durch stählerne Vollwandträger getragen. In den Seitenfeldern ist ein Blindboden angeordnet, der eine gute Entlüftung gewährleistet. Platten aus Glasbausteinen in Verbindung mit Glasjalousien sorgen für eine ausgezeichnete Belichtung.

Ein 6 m breiter Verkehrsstreifen wird seitlich durch niedrige Tische begrenzt, die eine Hufeisenform bilden; die Fischkästen werden auf den Tischen ausgestellt. Diese sind ringsum durch Einläufe entwässert. Der Hallenboden ist gepflastert, soweit er von Fuhrwerken benutzt werden muß. Anschließend an die Tische befinden sich die Büros. Eine freie Fläche in der Halle dient den Versteigerungen und als Waschplatz für die Fischkästen.

In Verbindung mit der Halle für die Versteigerung und die Verpackung der Fische steht das Gebäude, in dem sich Räume für die Fischer befinden.

Die neuen Schuppen auf der Kaizunge Louis-Billiard im Mustapha-Becken.

Die Handelskammer, die bereits acht neuzeitliche Stahlbeton-Schuppen auf der großen Agha-Mole hatte bauen lassen, hat neuerdings die Kaizunge Louis-Billiard ausgebaut und dort vier neue Schuppen errichten lassen. Abweichend von der Bauart der Schuppen auf der Agha-Mole sind die neuen Schuppen ebenerdig und mit Blechtafeln auf bewehrten Betonwänden abgedeckt. Sie haben im Schuppeninnern keine Säulen, so daß bei mäßigem Kostenaufwand der Fuhrwerksverkehr ungehindert bleibt (Abb. 4).

Die in Anspruch genommene Fläche ist, verglichen mit der Gesamtoberfläche der Kaizunge, klein. Sie macht nur den siebenten Teil der auf eine Schiffslänge entfallenden Kaifläche aus. Die Länge des Schuppens beträgt 54 m, des Liegeplatzes 130 m, Breite des Schuppens 30 m, der halben Kaizunge 80 m. Diese bescheidenen Abmessungen ermöglichen eine sehr gute wirtschaftliche Ausnutzung des Platzes. Nur die Güter, die unbedingt auf eine geschützte Lagerung angewiesen sind, werden über die Schuppen umgeschlagen, während die Güter, die keines Schutzes bedürfen und die sperrigen Güter wie Eisen und Konstruktionsteile im Freien gestapelt werden. Diese Anordnung gestattet einen glatten Ver-



Abb. 5. Blick auf die neuen Schuppen.

kehr auf der Kaifläche. Für die Ab- und Anfuhr der ein- und ausgeführten Güter bedient man sich in Algier in der Hauptsache der Rollfuhrwerke, die sich im Verkehr besser den örtlichen Verhältnissen anpassen als die Eisenbahn. Zwischen der Kaikante und Vorderflucht Schuppen verbleibt ein Streifen von 30 m. Es sind am Kai zwei Eisenbahngleise entlang geführt, die durch Volltor-Wippkräne überspannt werden.

Die Besonderheit der Schuppen liegt in der Ausbildung des Dachs. Das stählerne Binderfachwerk ruht unmittelbar auf Pfeilern und Mauern, die auf Pfahlbündeln gegründet sind. Der Oberlichtaufbau gibt dem Schuppen eine gute Entlüftung und Belichtung mittels Jalousien und verglaste Gitterwerke.

Die Dachdeckung besteht aus leicht bewehrten Bimsbetonplatten, deren Oberfläche durch einen wasserundurchlässigen Überzug geschützt ist. Die Verbindungsbolzen sind in einem Gemisch von Magerbeton mit Asphalt eingebettet. Dehnungsfugen sind senkrecht zu den Hauptbindern angeordnet. Der Schuppenboden erhielt eine 20 cm starke Sohle aus Rüttelbeton. Um unregelmäßige Setzungen auszuschneiden, ist der Beton in einzelnen Feldern von 3×3 m geschüttet.

Die Lichthöhe des Schuppens unter den Hauptbindern beträgt 5,70 m, die Höhe bis zum First der Dachlaterne 10,20 m. Jeder Schuppen hat acht Tore von 5,60 m Breite, drei an jeder Längsseite und je eins an den Stirnseiten. Sie sind durch hölzerne Rolltüren zu schließen. In jeder Ecke der Schuppen ist ein kleines Büro für den Zoll und für Reedereien untergebracht. An der Kaiseite steht das Dach 2 m über, an der abgekehrten Seite 5 m. Diese Überstände vergrößern die geschützte Lagerfläche (Abb. 5). Das Dach an der Wasserseite steht weniger weit über, um die Kräne nicht in ihrer Bewegung zu behindern. Zu jedem Schuppen gehören zwei Kräne von 3—5 t Tragfähigkeit und 17,40 m Ausladung. Der einzelne Schuppen kostete 2 1/4 Mio. Fr. (Nach P. J. M. Renaud in Le Génie Civil 118 (1941) S. 49.) B u n n i e s, Hamburg.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Abstimmung der elastischen Lagerung von Schmiedehämmern.

Bauingenieur 23 (1942), S. 109.

Herr Prof. Dr.-Ing. E. R a u s c h, Berlin, macht mich aufmerksam, daß in seinem Buche „Maschinenfundamente und andere dynamische Bauaufgaben“, 2. Teil, Berlin 1940, S. 335—338, Abb. 339—342, die Abhängigkeit der größten Schwingweite von dem Verhältnis der Eigenschwingzahl zur Schlagzahl bereits behandelt ist. Er ist dort auf empirischem Wege zu denselben Ergebnissen gekommen. Neu ist in meinem Bericht die Darstellung des Vorganges durch ein Vektordiagramm, die Hilfskonstruktion zur Ermittlung der größten auftretenden Schwingweite, die Formel zur Berechnung dieser größten Schwingweite und der Hinweis auf die Anwendungsmöglichkeit der von mir gezeigten Konstruktion bei Berücksichtigung der Dämpfung.

Karl de Gruben.

Berichtigung zum Aufsatz Pohl.

Zur Berechnung mehrstieliger Stockwerkrahmen auf Winddruck, Bauing. 23 (1942) S. 119.

Auf S. 119 rechts, Zeile 3 lies: $p(n-1)$ statt $p(n-2)$, entsprechend Zeile 6: $n-1$ statt $n-2$.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 20 vom 14. Mai 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 b, Gr. 6/02. R 105 709. Erfinder, zugleich Anmelder: Ernst Rieder, Lörrach i. B. Schneepflug. 25. VII. 39. Schweiz i. IV. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 37 b, Gr. 3/01. B 184 776. Erfinder, zugleich Anmelder: Paul Bertoli, Düsseldorf. Fahnenmasthalter. 1. X. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 37 e, Gr. 2. H 163 235. Erfinder, zugleich Anmelder: Waldemar Heß, Marienberg, Westerwald. Bauleiter. 31. VII. 40.

Kl. 80 b, Gr. 1/07. T 56 432. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Karl Tremmel, Ettlingen i. B. Verfahren zur Verminderung des Anmachwasserbedarfs von Mörtel und Beton; Zus. z. Anm. T 56 024. 4. XI. 41.

Kl. 84 c, Gr. 2. Sch 121 328. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr. Robert Schönhöfer, Braunschweig. Rammrohr zur Herstellung von Pfählen. 5. XI. 40.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 21 vom 21. Mai 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 c, Gr. 11/20. A 79 838. Alfelder Eisenwerk Otto Wesselmann & Co., Alfeld, Leine. Fahrbare Verteilervorrichtung für bituminöse Straßenbaustoffe. 1. VII. 36.

Kl. 19 c, Gr. 11/20. G 92 671. Gesellschaft für Teerstraßenbau m. b. H., Essen. Vorrichtung zum Erwärmen und Zerkleinern von bituminierten Gesteinmassen für Straßenbauzwecke. 9. IV. 36.

Kl. 19 e, Gr. 1. M 144 330. Erfinder: Dipl.-Ing. Hugo Cordes, Hamburg-Altona. Anmelder: Menck & Hambroek G. m. b. H., Hamburg-Altona. Grabgefäß mit Brustschild an selbstfahrenden Raupenfahrzeugen. 24. II. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 37 d, Gr. 40/11. I 59 035. Erfinder: Dr.-Ing. Werner Funke, Leverkusen-Wiesdorf. Anmelder: I.G. Farbenindustrie A.-G., Frankfurt, Main. Verfahren zur Reinigung von verschmutzten Oberflächen. 7. IX. 37. Österreich.

Kl. 37 e, Gr. 2. H 166 158. Erfinder, zugleich Anmelder: Waldemar Heß, Marienberg, Westerwald. Bauleiter. 31. VII. 40.

Kl. 37 f, Gr. 3/01. B 173 853. Heinrich Behrend, Berlin-Pankow. Auflager für kugelförmige Großbehälter aus genieteten oder geschweißten Blechen. 23. IV. 26.

Kl. 37 f, Gr. 7/02. S 138 380. Erfinder, zugleich Anmelder: Wilhelm Sarnowski, Köln. Garage mit Verschiebevorrichtung für Kraftwagen. 21. VIII. 39.

Kl. 38 h, Gr. 2/01. B 175 784. Erfinder: Emil Gotthilf Abel, St. Michaelis. Anmelder: Brander Farbwerke Chemische Fabrik G. m. b. H., Brand-Erbisdorf i. Sa. Holzschutz. 8. X. 36.

Kl. 72 g, Gr. 7/01. N 43 788. Erfinder: Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Frankfurt a. M., Dr.-Ing. Kurt Lenk, Frankfurt, Main-Eschersheim, und Max Lütze, Berlin-Zehlendorf. Anmelder: Neue Baugesellschaft Wayß & Freytag A.-G., Frankfurt, Main. Stahlbetonbewehrung für bomben- und geschosssichere Bauwerke. 18. I. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 72 g, Gr. 7/01. Z 24 699. Paul Zombeck, Dortmund. Luftschutzturm; Zus. z. Pat. 685 139. 21. VII. 38.

Kl. 84 a, Gr. 3/17. F 89 371. Erfinder, zugleich Anmelder: Arno Fischer, München. Mit einer Einsteigöffnung versehenes Wasserführungsrohr, insbesondere Treibwasserführungsrohr eines Unterwasserkraftwerks. 22. I. 41.

Kl. 84 c, Gr. 1. K 154 702. Erfinder, zugleich Anmelder: Otto Kamm, Berlin-Teltow-Seehof. Verfahren zur Instandsetzung und Verstärkung von Bauwerken sowie zum Verfestigen und Abdichten von klüftigen Felsschichten o. dgl. 9. VI. 39.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 190 948. Dipl.-Ing. Fritz Becker, München. Verfahren zur tieferen Gründung von bestehenden Bauwerken. 20. VI. 40.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 22 vom 28. Mai 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 c, Gr. 6/10. M 140 498. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Alexander Musall, Berlin. Zweiteilige Fugeneinlage für die Längsfugen von Betonfahrbahnplatten. 27. I. 38. Österreich.

Kl. 19 d, Gr. 6/01. M 144 412. Erfinder: Friedrich Knorr, Mainz. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Zerlegbare Brücke. 4. III. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 37 f, Gr. 1/01. Sch 122 717. Erfinder: Franz Schroedter, Berlin-Wilmersdorf. Anmelder: Franz Schroedter, Berlin-Wilmersdorf, und Bavaria-Filmkunst G. m. b. H., München-Geiselgasteig. Filmatelier o. dgl. 11. VI. 41.

Kl. 49 h, Gr. 35/01. E 55 243. Erfinder: Paul Rüggeberg, Berlin-Tempelhof. Anmelder: Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Aluminothermische Schienenschweißung nach dem Zwischenguß-Verfahren. 3. IX. 41.

Kl. 80 b, Gr. 20/04. B 193 838. Erfinder, zugleich Anmelder: Adolf Baron, Beuthen O.-S. Baukörper aus Lignit. 3. IV. 41.

Kl. 84 a, Gr. 3/13. M 149 352. Erfinder: Karl Alber, Mainz-Gustavsburg. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Antrieb einer vom Innern eines Wehrkörpers betätigten Klappe. 5. XII. 40.

INHALT: Einiges über gegliederte Balken und Druckstäbe. Von Prof. Karl Ljungberg, Stockholm. S. 195. — Dalben im Hamburger Hafen. Von Oberbaurat Dipl.-Ing. H. Wedekind, Hamburg. Fortsetzung und Schluß. S. 202. — Kurze Technische Berichte. S. 209. — Die Fischhalle und die neuen Schuppen auf der Kaizunge Louis-Billiard im Hafen von Algier. — Verschiedene Mitteilungen. S. 210. — Abstimmung der elastischen Lagerung von Schmiedehämmern. — Berichtigung zum Aufsatz Pohl. — Patentberichte. S. 210.