

## Ein einheitlicher Maßstab zur Erdmassenermittlung von Damm und Einschnitt bei vollständigen und Anschnittprofilen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden.

### I. Einleitung.

Im „Bauingenieur“ 1928, Heft 30, S. 541, schreibt Dr.-Ing. R. Kraus, „daß die graphischen Darstellungen (z. B. der Göringsche Profilmastab) zur Ermittlung der Flächeninhalte von Damm und Einschnitt theoretisch genau nur für reine (vollständige) Profile stimmen, für gemischte Profile (Anschnitte) dagegen je nach der Breite des Planums, der Querneigung des Geländes und dem Auflockerungsmaß des Erdreichs mehr oder weniger von den tatsächlichen Flächengrößen abweichen“. Entgegen dieser Behauptung soll nachstehend gezeigt werden, daß bei annähernd ebener Geländebegrenzung der einzelnen Erdkörper eine genaue Inhaltsermittlung dieser Prismatoide als Damm oder Einschnitt mit vollständigen oder Anschnittprofilen auch unter Berücksichtigung des Auflockerungsmaßes mit ein und demselben Maßstabe, der dem Göringschen Profilmastab für Querneigung ähnlich ist, in einfacher Weise möglich ist.

### II. Dämme und Einschnitte mit vollständigen Profilen.

#### a) Querschnittinhalt (Abb. 1).

Ergänzt man nach Abb. 1 den Dammquerschnitt eines Bahnkörpers mit der Böschungsneigung  $1:m$  und der Geländeneigung  $n$  zum Dreieck, so ist:

$$\begin{aligned} x_1 (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta) &= x_1 (1:m - n) = h_1; \quad x_1 = \frac{m h_1}{1 - m n} \\ x_2 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) &= x_2 (1:m + n) = h_1; \quad x_2 = \frac{m h_1}{1 + m n} \\ x_1 + x_2 &= \frac{2 m h_1}{1 - m^2 n^2} \end{aligned}$$

Der Gesamtquerschnitt ist dann

$$F_1 = F + F_0 = \frac{h_1 (x_1 + x_2)}{2} = \frac{m h_1^2}{1 - m^2 n^2}$$

und der Querschnitt des Bahnkörpers

$$(1) \quad F = \frac{m h_1^2}{1 - m^2 n^2} - F_0.$$

$$F_0 = \frac{B h_0}{2} = \frac{B^2}{4 m}, \quad \text{da } h_0 = \frac{B}{2 m} \text{ ist.}$$

$B$  ist die Planumsbreite.

Entsprechend ist für Einschnittprofile (Abb. 1):

$$F = \frac{m h_1^2}{1 - m^2 n^2} - F_0 + 2g.$$

$$F_0 = \frac{B_1 h_0'}{2} = \frac{B_1^2}{4 m}.$$

$2g$  ist der Inhalt der beiden Gräben. Für wagerechtes Gelände ist  $n = 0$  und  $F = m h_1^2 - F_0 + 2g$ .

#### b) Erdkörperinhalt (Abb. 2).

Der Erdkörper von der Länge  $l$  hat die Endquerschnitte  $F_a$  und  $F_b$ , die, in der Bahnachse gemessen, die Höhen  $h_a$  und  $h_b$  haben. Das Gelände begrenze den Bahnkörper mit einer quergeneigten Ebene.

Zur Ermittlung des Inhaltes zerlegt man den Erdkörper nach Abb. 3

1. in das Prisma  $BCIKFEGH = F_b \cdot l$ ,

2. in den Keil  $ILKMGH = (F_a - F_b - \Delta r - \Delta l) \cdot \frac{l}{2}$ ,

3. in die zwei Pyramiden  $AILG$  und  $DKMH = (\Delta r + \Delta l) \cdot \frac{l}{3}$ .

Dann ist der Inhalt

$$(2) \quad J = \left( \frac{F_a + F_b}{2} - \frac{\Delta r + \Delta l}{6} \right) \cdot l.$$

Es sind die Dreiecke  $\Delta r$  und  $\Delta l$  rechts und links, die beide die Höhen  $h_1 - h_2$  haben, ähnlich den Dreiecken  $\frac{x_1 h_1}{2}$  und  $\frac{x_2 h_1}{2}$  der Abb. 1. Beide zusammen sind dann dem zum Dreieck ergänzten Endquerschnitt ähnlich. Setzt man also in der Gl. 1 statt  $h_1$  den Wert  $h_1 - h_2$ , so ist  $\Delta r + \Delta l = \frac{m (h_1 - h_2)^2}{1 - m^2 n^2}$ .

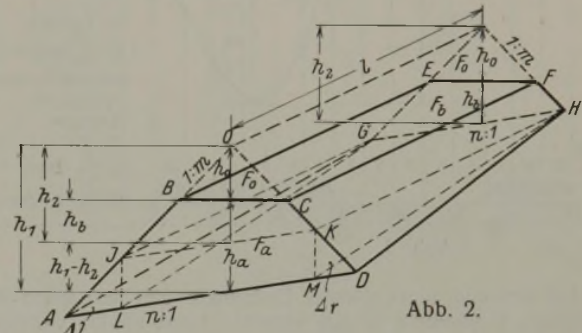


Abb. 2.

Diesen Wert und den der Gl. 1 in Gl. 2 eingesetzt, ergibt:

$$J = \frac{l m}{1 - m^2 n^2} \left[ \frac{h_1^2 + h_2^2}{2} - \frac{(h_1 - h_2)^2}{6} \right] - l F_0.$$

In dieser Gleichung ist  $\frac{l m (h_1 - h_2)^2}{6 (1 - m^2 n^2)}$  der Fehler bei der bisher üblichen Ermittlungsgleichung  $J' = \frac{F_a + F_b}{2} \cdot l$ , nach dem die Massen zu groß ermittelt wurden. Umgeformt ergibt die vorletzte Gleichung

$$J = \frac{l m}{3 (1 - m^2 n^2)} \cdot (h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2) - F_0 l,$$

Zähler und Nenner mit 2 multipliziert:

$$J = \frac{l m}{2 \cdot 3 (1 - m^2 n^2)} \cdot (2 h_1^2 + 2 h_1 h_2 + 2 h_2^2) - F_0 l,$$

$$(3) \quad J = \frac{l m}{2 \cdot 3 (1 - m^2 n^2)} \cdot [h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2] - F_0 l = F_m l,$$

wobei  $F_m = \frac{m}{2 \cdot 3 (1 - m^2 n^2)} \cdot [h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2] - F_0$  ist.

Für  $y^2 = h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2$  ist dann etwas umgeformt:

$$(4) \quad F_m = \frac{m}{3 (1 - m^2 n^2)} \cdot \frac{y^2}{2}.$$

$F_m l$  ist das dem Prismatoid inhaltgleiche Prisma, und  $F_m$  ist der mittlere Querschnitt.

#### c) Der Maßstab (Abb. 3).

Der Maßstab ist auf Millimeterpapier zu zeichnen.

Der Wert  $F_m$  kann mit einem Maßstabe, bei dem gegenüber dem Göringschen nur das die Querneigung berücksichtigende Strahlenbüschel gegen die  $x$ -Achse dreimal flacher geneigt ist, lediglich durch Zirkelabsetzen aus den Höhen des Längenprofils gefunden werden. Die Werte  $\frac{1}{2} [h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2]$  werden mittels der Parabel  $x = \frac{y^2}{2}$

gebildet. Der Flächenmaßstab für  $x$  ist zweckmäßig fünf- oder zehnmal kleiner als der für  $y$  (Höhenmaßstab) zu wählen. Nun werden aber aus dem Längenprofil nicht  $h_1$  und  $h_2$ , sondern  $h_a$  und  $h_b$  für die beiden Endquerschnitte entnommen. Da  $h_1 = h_a + h_0$  und  $h_2 = h_b + h_0$  ist, so setzt man vom Scheitel der Parabel bis  $A_1$  die Höhe  $h_0' = \frac{B_1}{2 m}$  für

Einschnitte und bis  $A_2$  für Dämme  $h_0 = \frac{B}{2 m}$  ab und überträgt die Höhen  $h_a$  und  $h_b$  des Längenprofils von  $A_1$  bzw.  $A_2$  auf die Ordinatenachse. Vom Parabelscheitel zieht man sodann die Strahlen zur Berücksichtigung der Querneigung für Dämme unterhalb und für Einschnitte oberhalb der  $x$ -Achse, die zu dieser die Neigungen  $k' = \frac{m}{3 (1 - m^2 n^2)} = \frac{k}{3}$  haben. Das Strahlenbüschel stellt man zweckmäßig so her, daß man auf der



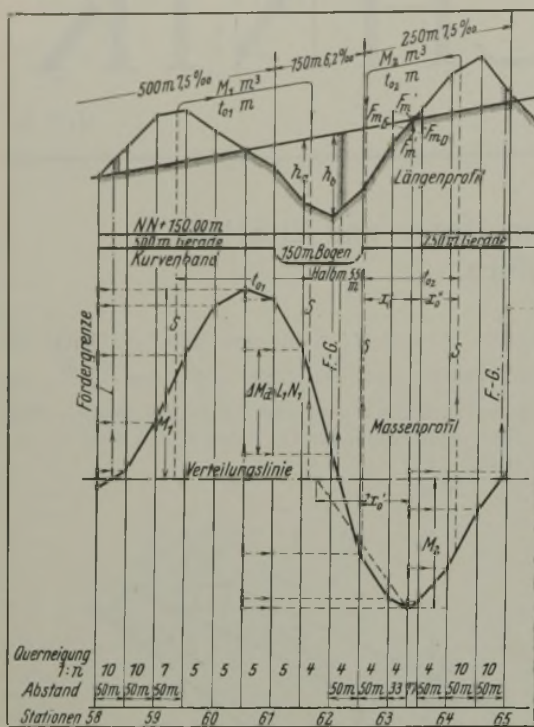


Abb. 4.

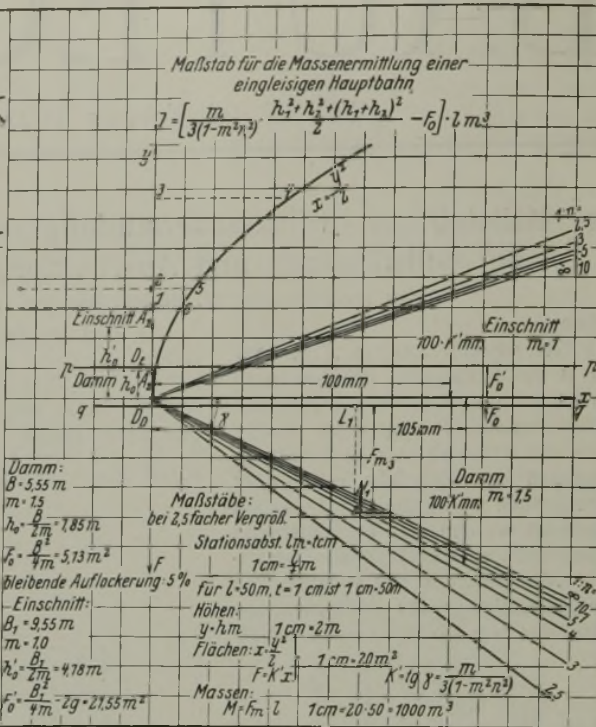


Abb. 3.

x-Achse 100 mm und unter diesem Endpunkte den 100fachen Wert der Tabellenzahlen  $k'$  ebenfalls in mm absetzt. Diese Punkte verbindet man mit dem Parabelscheitel. Die bleibende Auflockerung berücksichtigt man bei Dämmen dadurch, daß man die Strecke auf der x-Achse der Auflockerung entsprechend größer macht, z. B. bei einer bleibenden Auflockerung von 5% wird diese Strecke 105 mm groß, und man setzt nun an diesem Endpunkt das 100fache der Tabellenzahlen nach unten ab.

Im Flächenmaßstabe zieht man in den Abständen  $F_0 = \frac{B^2}{4m}$  für Dämme die Wagerechte  $q-q$  unterhalb und  $F_0' = \frac{B_1^2}{4m} - 2g$  für Einschnitte die Wagerechte  $p-p$  oberhalb der x-Achse.

Tabelle.

Neigungsstrahlen für vollständige und Anschnittprofile.

1:n	$k' = \frac{m}{3(1-m^2n^2)}$				$q' = \frac{n}{6(1-mn)}$			
	m=1,5	1,25	1,0	0,5	1,5	1,25	1,0	0,5
10	0,512	0,423	0,337	0,167	0,020	0,019	0,019	0,018
9	0,514	0,425	0,338	0,167	0,022	0,022	0,021	0,019
8	0,518	0,427	0,338	0,167	0,026	0,025	0,024	0,021
7	0,524	0,430	0,340	0,168	0,030	0,028	0,028	0,024
6,5	0,528	0,433	0,341	0,168	0,033	0,032	0,030	0,028
6,0	0,533	0,435	0,343	0,168	0,037	0,035	0,033	0,030
5,5	0,540	0,439	0,345	0,168	0,042	0,039	0,037	0,033
5,0	0,550	0,444	0,347	0,168	0,048	0,044	0,042	0,037
4,5	0,562	0,451	0,351	0,169	0,056	0,051	0,048	0,042
4,0	0,582	0,462	0,355	0,169	0,067	0,061	0,056	0,048
3,75	0,595	0,469	0,359	0,170	0,074	0,067	0,061	0,051
3,5	0,612	0,478	0,363	0,170	0,083	0,074	0,067	0,056
3,25	0,635	0,489	0,368	0,171	0,095	0,083	0,074	0,061
3,0	0,667	0,504	0,375	0,171	0,110	0,095	0,083	0,067
2,8	0,701	0,521	0,382	0,172	0,128	0,108	0,093	0,072
2,6	0,750	0,542	0,391	0,173	0,152	0,123	0,104	0,079
2,4	0,820	0,572	0,403	0,174	0,185	0,145	0,119	0,088
2,2	0,935	0,615	0,420	0,176	0,238	0,175	0,143	0,099
2,0	1,143	0,683	0,444	0,178	0,333	0,222	0,167	0,111

d) Die Massenermittlung.

Die Handhabung des Maßstabes ist folgende:

$h_a$  sei bereits aus dem Damm des Längenprofils (Abb. 4) mit dem Zirkel von  $A_2$  bis Punkt 1 auf der y-Achse abgesetzt und durch einen kleinen schrägen Bleistiftstrich markiert. Man überträgt ebenso  $h_b$  von  $A_2$  bis Punkt 2. Links neben 2 macht man zur Kennzeichnung dieses Punktes mit der linken Hand einen kleinen senkrechten Bleistiftstrich. Nun setzt man 0-2 von 1 bis 3 ab, so daß 0-3 gleich  $h_1 + h_2$  ist. Hierauf nimmt man wagerecht 3-4 in den Zirkel, setzt diese Zirkelöffnung links von 2 wagerecht an, rückt die rechte Spitze nach 5 und setzt diese erweiterte Zirkelöffnung wagerecht links von 1 an. Die rechte Zirkel-

spitze rückt man nun von 1 nach 6, dann stellt die nunmehrige Zirkelöffnung die Strecke für  $\frac{1}{2} [h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2]$  dar, die man auf der Wagerechten  $p-p$  von  $D_D$  bis  $L_1$  aufträgt. Von  $L_1$  geht man herunter bis  $N_1$  auf den Strahl für die betreffende Querneigung und erhält  $L_1 N_1 = F_m$ . Die Strecken  $F_m$  reiht man zur Aufzeichnung der Massenlinie unter dem Längenprofil auf der Senkrechten durch den Übergangspunkt von Damm und Einschnitt an die vorhergehenden Strecken als Massen an (Abb. 4). Diese Handgriffe werden ausgeführt, ohne den Zirkel aus der rechten Hand zu legen.

Dann kennzeichnet man Punkt 2, auf den man das folgende  $h_3$  aufsetzt, durch einen kleinen schrägen Bleistiftstrich und radiert den vorher durch 1 gezogenen Strich wieder weg. Man setzt nun von  $A_2$  aus dem Längenprofil die Höhe  $h_c$  ab bis 7 (nicht eingetragen) und 07 von 2 nach oben. In der beschriebenen Weise fährt man mit der Ermittlung

fort. Die Numerierung, die zur Erklärung des Verfahrens dient, wird nicht eingetragen. Die Anstoßpunkte der aneinandergereihten  $F_m$ -Werte projiziert man auf die zugehörigen Senkrechten, die in den Stationsabständen  $l$  den Einschnitt oder Damm in die einzelnen Erdkörper zerlegen. Die Verbindung dieser Projektionspunkte liefert die Massenlinie. Die  $F_m$ -Werte werden bei Einschnitten übereinander-, bei Dämmen untereinander gereiht (Abb. 4).

Ist insbesondere beim Übergang von Damm zu Einschnitt die Länge des Endkörpers gleich  $a$ , also kleiner als der Stationsabstand  $l$ , dann muß für die Aufzeichnung der Massenlinie der für die Länge  $a$  gefundene mittlere Querschnitt  $F_m'$  auf einen Querschnitt  $F_m$  für die gleichbleibende Länge  $l$  zeichnerisch im Längenprofil reduziert werden (Abb. 4), so daß  $F_m' = \frac{F_m a}{l}$  ist. Sodann ist  $F_m'$  für die Aufzeichnung der Massenlinie wieder zu übertragen.

### III. Anschnittprofile.

a) Querschnittinhalt (Abb. 5a u. 5b).

Der Einschnitt geht in Anschnitt über, wenn  $h = \frac{n B}{2}$  wird (Abb. 5a).

Der Damm geht in Anschnitt über, wenn  $h = \frac{n B_1}{2}$  wird (Abb. 5b).

Wird  $h$  kleiner, so ist die wagerechte Begrenzung beim Auftrag  $\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}$  und beim Einschnitt  $\frac{B_1}{2} \pm \frac{h}{n}$ . Die Höhe  $h$  ist in der Bahnachse gemessen (Abb. 6a u. 6b).

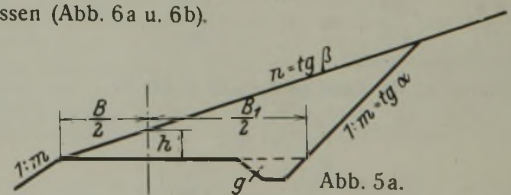


Abb. 5a.

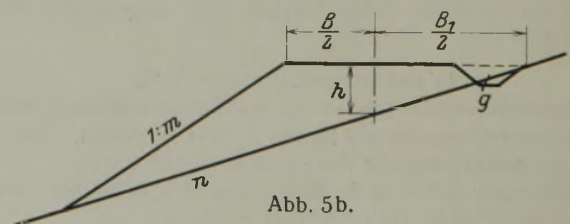


Abb. 5b.

Der Inhalt eines Anschnittprofils im Damm ist nach Abb. 6a u. 6b:

$$F = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2 \sin(180^\circ - \alpha) \sin \beta}{2 \sin(\alpha - \beta)} = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2 \sin \alpha \sin \beta}{2 \sin(\alpha - \beta)} = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2}{2 (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha)}$$



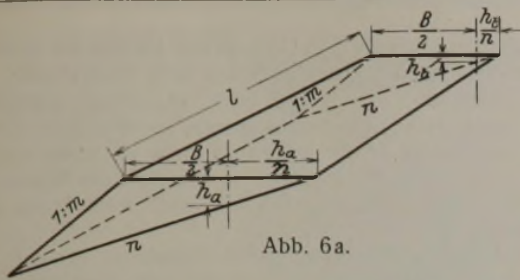


Abb. 6a.

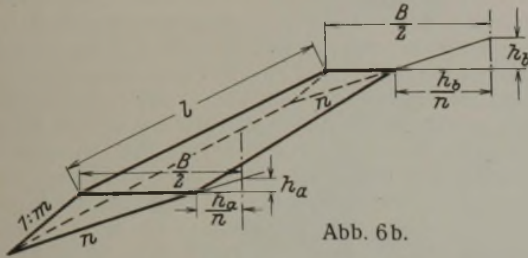


Abb. 6b.

Da  $\text{ctg } \beta = 1:n$  und  $\text{ctg } \alpha = m$ , so ist

$$(5) \quad F = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2 n}{2(1-mn)}$$

Für Anschnittprofile beim Einschnitt ist dann

$$(5a) \quad F = \frac{\left(\frac{B_1}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2 n}{2(1-mn)} + g.$$

Für  $\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}$  und  $\frac{B_1}{2} \pm \frac{h}{n}$  sei weiterhin stets der Buchstabe  $b$  ( $b_1$ ) gesetzt, so daß  $F = \frac{n b^2}{2(1-mn)}$  bzw.  $F = \frac{n b_1^2}{2(1-mn)} + g$ .

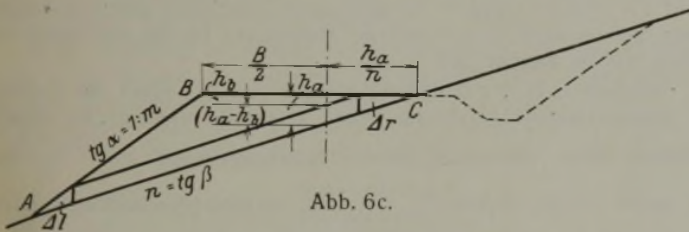


Abb. 6c.

b) Erdkörperinhalt (Abb. 6c).

Wie bei den vollständigen Profilen lassen sich auch die Anschnittprofile in ein Prisma, einen Keil und zwei Pyramiden zerlegen, so daß der genaue Inhalt des Prismatoids wieder

$$J = \left( \frac{F_a + F_b}{2} - \frac{\Delta l + \Delta r}{6} \right) l \text{ ist.}$$

$$\text{Da } F_a = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h_a}{n}\right)^2 n}{2(1-mn)} = \frac{n b_a^2}{2(1-mn)},$$

$$F_b = \frac{n b_b^2}{2(1-mn)} \text{ und } \Delta l + \Delta r = \frac{\left(\frac{h_a}{n} - \frac{h_b}{n}\right)^2 n}{2(1-mn)} = \frac{(b_a - b_b)^2 n}{2(1-mn)},$$

$$\text{dann ist } J = \frac{ln}{2(1-mn)} \left[ \frac{b_a^2 + b_b^2}{2} - \frac{(b_a - b_b)^2}{6} \right] = \frac{ln}{6(1-mn)} (b_a^2 + b_b^2 + b_a b_b),$$

Zähler und Nenner mit 2 multipliziert:

$$J = \frac{ln}{12(1-mn)} (2b_a^2 + 2b_a b_b + 2b_b^2)$$

$$(6) \quad J = \frac{ln}{12(1-mn)} [b_a^2 + b_b^2 + (b_a + b_b)^2] = F_m l.$$

Setzt man  $[b_a^2 + b_b^2 + (b_a + b_b)^2] = y^2$ , so ist etwas umgeformt

$$J = \frac{ln}{6(1-mn)} \cdot \frac{y^2}{2}. \text{ Bei Einschnitten kommt noch für den Grabeninhalt } gl \text{ hinzu.}$$

c) Der Maßstab (Abb. 7).

Die Flächen der Anschnitte können am gleichen Maßstabe wie die vollständigen Profile ermittelt werden.

Die Summen  $\frac{1}{2} [b_a^2 + b_b^2 + (b_a + b_b)^2]$  sind an derselben Parabel  $x = \frac{y^2}{2}$  zu bilden. Da  $b = \frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}$  ist, aus dem Längenprofil aber  $h$  abgegriffen wird, setzt man zunächst auf der  $y$ -Achse für Dämme  $\frac{B}{2}$  bis  $B_2$  und für Einschnitte  $\frac{B_1}{2}$  bis  $B_1$  von 0 aus ab. Von Punkt 0

zieht man nach rechts unten Strahlen, die zur senkrechten Achse die vorkommenden Geländeneigungen  $n$  haben. In derselben Weise wie bei vollständigen Profilen zeichnet man mit Hilfe der Tabellenwerte  $q' = \frac{n}{6(1-mn)}$  das Strahlenbündel für die Querneigung, unterhalb der  $x$ -Achse für Dämme vom Scheitel der Parabel aus, und oberhalb für Einschnitte von einem Punkte  $G$  aus, der um den Betrag  $g$  (Grabeninhalt im Flächenmaßstab ausgedrückt) über Punkt 0 liegt. Die Auflöckerung wird genau so wie bei vollständigen Auftragprofilen berücksichtigt.

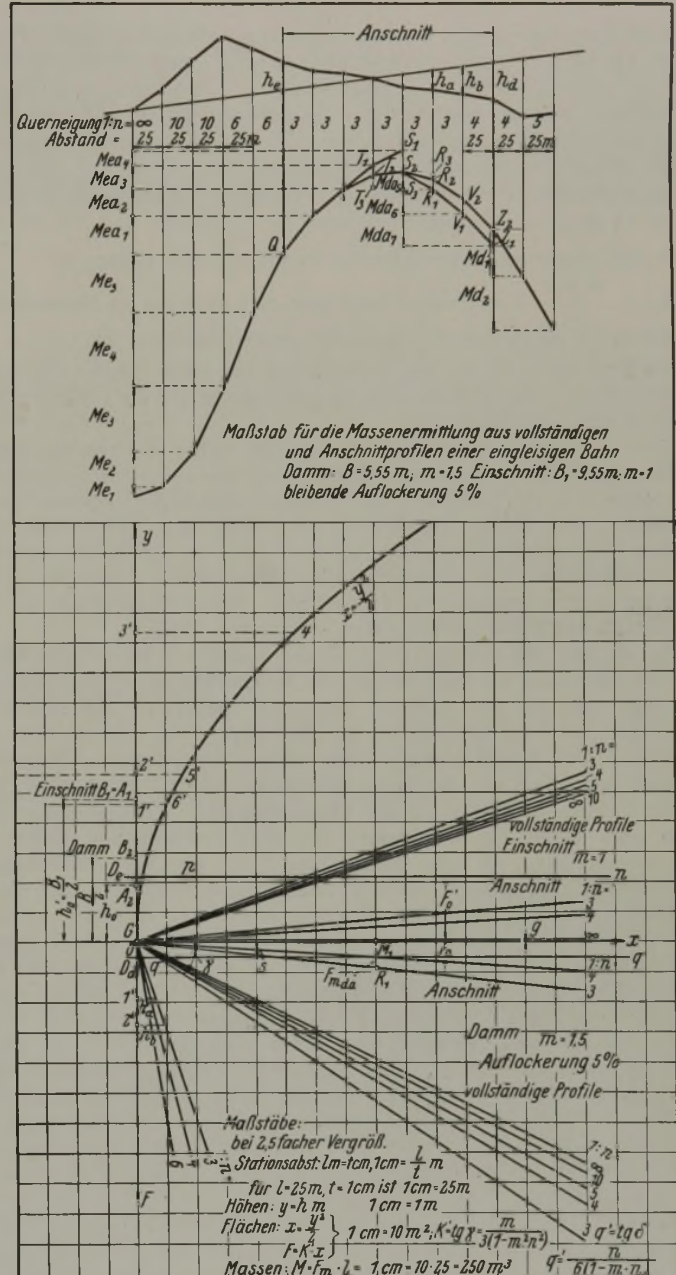


Abb. 7.

d) Die Massenermittlung (Abb. 7).

Man entnimmt für den Einschnitt des Anschnittprofils dem Längenprofil die Höhe in der Bahnachse  $h_a$ , setzt  $h_a$  zwischen der  $F$ -Achse und der schrägen Linie für  $n$  wagerecht ab und erhält Punkt 1°, so daß  $0-1^\circ = \frac{h_a}{n}$  ist. Ebenso erhält man Punkt  $0-2^\circ = \frac{h_b}{n}$ . Je nachdem  $\frac{B}{2} + \frac{h}{n}$  oder  $\frac{B}{2} - \frac{h}{n}$  zu bilden ist, trägt man  $0-1^\circ$  bzw.  $0-2^\circ$  von  $B_1$  oder  $B_2$  nach oben oder unten ab und erhält die Punkte 1' bzw. 2', die man wie bei der Inhaltermittlung vollständiger Profile mit Bleistiftstrichen markiert. Dann setzt man  $0-1'$  über 2' und bekommt Punkt 3', greift mit dem Zirkel wagerecht von 3' bis 4', legt die Zirkelöffnung wagerecht links von 2', steckt die rechte Zirkelspitze bis 5' und erweitert die nunmehrige Zirkelöffnung um die Strecke 1' 6' wie vorher. Diese größte Zirkelöffnung setzt man nun von 0 auf der  $x$ -Achse bis  $M_1$  ab, greift senkrecht bis  $R_1$  auf dem betreffenden Strahl für die Querneigung und findet in  $M_1 R = F_{mea}$  die mittlere Einschnittfläche des



Anschnitts. Ebenso ermittelt man  $F_{mda}$  die mittlere Dammfläche des Anschnitts für dieselbe Erdkörperlänge und reduziert, falls erforderlich, wie gezeigt, die Querschnitte  $F_m$  bei kleineren Erdkörperlängen auf die Stationsentfernung  $l$  nach der Formel  $F_m' = \frac{F_m a}{l}$  zeichnerisch. Ist bei dem nächsten Anschnitt oder bei Einschnitt und Damm desselben Anschnittes die Geländequerneigung verschieden, so ist  $\frac{h_a}{n}$  und  $\frac{h_b}{n}$  neu zu bilden.

#### IV. Berücksichtigung der Übergangspunkte zwischen Einschnitt und Damm bei Querneigung. Scheidung von Quer- und Längsförderung. (Abb. 7).

Befinden sich in der Nähe der Übergangspunkte von Auftrag zum Abtrag Anschnittprofile, so sind zunächst die Massen durch Quertransport und die übrigen durch Längstransport auszugleichen.

Im Massenplan stellt man den Querausgleich folgendermaßen dar:

Im Längenprofil kennzeichnet man für Einschnitt und Damm die Höhen, bei denen die Anschnittprofile beginnen oder enden:  $h_e = \frac{nB}{2}$  und  $h_d = \frac{nB_1}{2}$ . Von diesen Höhen geht man herunter ins Massenprofil, das bereits bis zu Beginn der Anschnittstrecke gezeichnet ist.

Ein Anschnittprofil besteht in der Regel aus einer Damm- und einer Einschnittfläche. Die kleineren Flächen bestimmen auf die Längeneinheit die Größe des Querausgleichs.

Vom Beginn des Anschnitts zeichnet man in der gleichen Weise wie die Massenlinie für vollständige Querschnitte als deren Fortsetzung die Massenlinie aus den größeren der beiden zugehörigen Flächen eines Anschnitts. Von dieser Massenlinie zieht man die Massen aus den kleineren Flächen des Anschnitts ab und erhält so die Massenlinie für den Längstransport. Der senkrechte Unterschied beider Linien stellt die Größe der quer ausgeglichenen Massen dar. Diese Konstruktion sei für eine Strecke des Massenplanes näher beschrieben (Abb. 7):

Es sei die Massenlinie  $Q S_1$  in der bekannten Weise gezeichnet.  $T_1 T_2$  sei die Summe der Dammmassen vom Anschnittbeginn  $Q$  an gerechnet. Man setzt nun die am Maßstab ermittelte Dammmasse der nächsten Abschnittstrecke von  $T_2$  nach  $T_3$  ab, überträgt  $T_1 T_3$  von  $S_1$  bis  $S_2$ , verbindet  $T_2$  mit  $S_2$  und erhält so eine weitere Seite der Massenlinie für Längstransport. Bei der folgenden Abschnittstrecke ist  $M_{da5} > M_{ea5}$ , also die Dammmasse größer als die Einschnittmasse. Es sind daher von  $S_2$  ab nach unten die Dammmassen bis zum Anschnittende senkrecht aneinanderzureihen, um die Massenlinie  $S_2 Z_1$  wie bei vollständigen Dammprofilen zu zeichnen. Von  $R_1$  dieser Linie setzt man nach oben bis  $R_2$  die Einschnittmassen des Anschnitts zwischen  $S$  und  $R$  ab und zieht  $S_2 R_2$  als Seite der Massenlinie für Längstransport. Die folgende Einschnittmasse setzt man von  $R_2$  bis  $R_3$  ab und trägt  $R_1 R_3$  von der nächsten Ecke  $V_1$  der unteren Massenlinie bis  $V_2$  nach oben ab, um einen weiteren Punkt der Massenlinie für Längstransport zu erhalten. Das Verfahren wird so bis zum Anschnittende fortgesetzt. Die Linie  $Q-S_2-Z_1$  ist, wie gesagt, die Massenlinie für Längstransport. Die Höhenunterschiede der Linienzüge  $Q S_1$  und  $Q S_2$  sowie  $S_2 Z_2$  und  $S_2 Z_1$  sind die quer auszugleichenden Massen. Am Ende des Anschnitts zieht man wieder im Massenplan eine Senkrechte, auf der man von  $Z_2$  aus die Aufträge wie bekannt nach unten aneinanderreicht, um die weitere Massenlinie zu zeichnen.

Der vorliegende Massenplan gibt also ein vollständiges Bild der Erdmassenbewegung mittels Längs- und Querförderung.

#### V. Schlußbetrachtung.

Nach dem beschriebenen Verfahren lassen sich mit demselben Maßstab in einheitlicher Weise die Erdmassen der Einschnitte und Dämme für vollständige und Anschnittprofile lediglich durch Zirkelabsetzen

ermitteln. Wie der Maßstab dem Göringschen ähnlich ist, so ähneln sich auch die Handhabungen. Wenn auch bei dem vorliegenden Verfahren infolge der Ermittlung  $(h_a + h_b)^2$  bzw.  $(b_a + b_b)^2$  gegenüber dem Göringschen wenig Handgriffe hinzukommen, so wird diese kleine Mehrarbeit durch den Fortfall des Flächenplanes mehr als wettgemacht. Dafür aber ist als weiterer Vorteil die größere Genauigkeit der Massenermittlung zu buchen. Die beiden letzten Vorteile sollen noch etwas näher betrachtet werden.

Im Gegensatz zu dem Göringschen Verfahren, bei dem aus dem Längenprofil der Flächenplan und aus letzterem der Massenplan gewonnen wird, wird hier aus den Höhen des Längenprofils unmittelbar der Massenplan aufgezeichnet. Es fragt sich nun, ob durch den Fortfall des Flächenplanes die Darstellung unvollständig oder unklar wird. Außer der Ermittlung der Erdmassen soll der Entwurf Aufschluß über die Massenverteilung, insbesondere über den Massenausgleich bei Längs- und Quertransport geben. Bei der Massenlinie (Abb. 4) ist der Ausgleich durch Längstransport in bezug auf Größe der Erdmassen und bezüglich der Transportwege zu erkennen, wenn die Höhe des aufsteigenden Astes der Massenlinie gleich der des absteigenden ist, beim Flächenplan, wenn das Flächenstück für Einschnitt gleich dem für Damm ist. Nach dem Göringschen Verfahren ist also der Massenausgleich durch Längstransport zweimal dargestellt (im Flächen- und im Massenplan). Nun ist aber der Ausgleich leichter an der Gleichheit der Massenordinaten der Massenlinie als an der Gleichheit der Flächenstücke des Flächenplanes zu ersehen. Etwas anderes war es bisher mit der Darstellung des Massenausgleichs durch Quertransport, den Göring nur im Flächenplan darstellte, wobei er die Anschnittmasse nur näherungsweise bestimmte. Nachdem aber auch die Darstellung des Querausgleichs im Massenplan nach dem vorhergehenden Abschnitt gezeigt worden ist, besteht nach meiner Ansicht keine Notwendigkeit mehr für die Aufzeichnung des Flächenplanes, da die Massenlinie in Verbindung mit dem Längsprofil eine klare, knappe und doch vollständige Darstellung aller erforderlichen Angaben liefert. Nebenanlagen wie Gräben und Schneedämme sowie Stützmauern lassen sich im Massenplan ebenso anschaulich darstellen wie im Flächenplan.

Wie bereits in der Einleitung gesagt, wird der Inhalt der Erdkörper für ebene Geländebegrenzung genau ermittelt, während für dieselbe

Annahme durch die bisher übliche Näherungsformel  $J = \frac{F_a + F_b}{2} \cdot l$  der Inhalt um den Betrag  $\frac{l m (h_1 - h_2)^2}{6(1 - m^2 n^2)}$  zu groß berechnet wird. Diese

Fehler sind stets positiv und gleichen sich daher nicht aus, sondern addieren sich, und zwar wächst der Fehler quadratisch mit dem Höhenunterschied der Endquerschnitte. Diese einseitig wirkenden Fehler können daher weniger leicht vernachlässigt werden, als die sich ausgleichenden, z. B. die infolge von Ungenauigkeit in der Geländeaufnahme, Außerachtlassung der Unebenheiten des Geländes im Querschnitt und in Richtung der Bahnachse oder diejenigen infolge Abgreifens mit dem Zirkel aus dem Maßstabe. Bei Nebenbahnen oder Straßen, deren Wirtschaftlichkeit wegen der geringen Verkehrsgrößen leicht in Frage gestellt ist und die in beträchtlichen Steigungen sich eng an das Gelände anschließen, wo also die Erdbewegung verhältnismäßig klein ist, ist eine genaue Erdmassenermittlung und ein wirtschaftlicher Massenausgleich insbesondere bei den heutigen hohen Preisen für Erdarbeiten von Wichtigkeit.

Mit demselben Maßstabe lassen sich in einfacher Weise auch die Fehler vermeiden, die bei der Ermittlung des Inhaltes quergeneigter Erdkörper in der Krümmung dadurch begangen werden, daß man statt des Schwerpunktweges die Länge der Bahnachse einsetzt. Diese Frage, sowie die Beseitigung von Fehlern bei windschiefer Geländebegrenzung soll u. a. in meinem in Vorbereitung befindlichen Werkchen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) „Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten“ behandelt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 6.)

Am Kanal Wesel—Datteln gehen die Bauarbeiten ihrem Ende entgegen. Die Erdarbeiten sind auf dem rd. 60 km langen Kanal bis auf einen verhältnismäßig kleinen Rest in der Nähe der Schleuse Friedrichsfeld vollendet. Ebenso sind sämtliche Dükerbauten und Brücken bis auf eine Eisenbahnbrücke bei Dorsten, die aber auch schon zum Vernieten bereitsteht, fertiggestellt. Von den sechs Schleusen können die fünf Schleusen Hünxe, Dorsten, Flaesheim, Ahsen und Datteln im allgemeinen als fertig angesehen werden. Es fehlen hier noch in der Hauptsache die elektrischen Ausrüstungen zum Betrieb der Tore. Abb. 24 zeigt eine der fertigen

Schleusen mit gehobenem Hubtor. Die weißen Streifen am Tor sind Zeichen für die Schifffahrt.

Abb. 25 gibt ein Bild der Schleuse Hünxe, fertig betoniert und gerammt vom Unterhaupt gesehen. Im Vordergrund eine Leitwerkwand aus Larssenpundwand. Bei der Schleuse Friedrichsfeld ist der eigentliche Schleusenkörper ebenfalls fertig bis auf einen Teil der Verankerungen der eisernen Kammerwände und die Hinterfüllung des Bauwerks sowie die Montage der Hubtore. Die Füllung des Kanals ist auf der Strecke von Dorsten bis zum Dortmund-Ems-Kanal, d. h. also mehr als auf der halben Kanal-



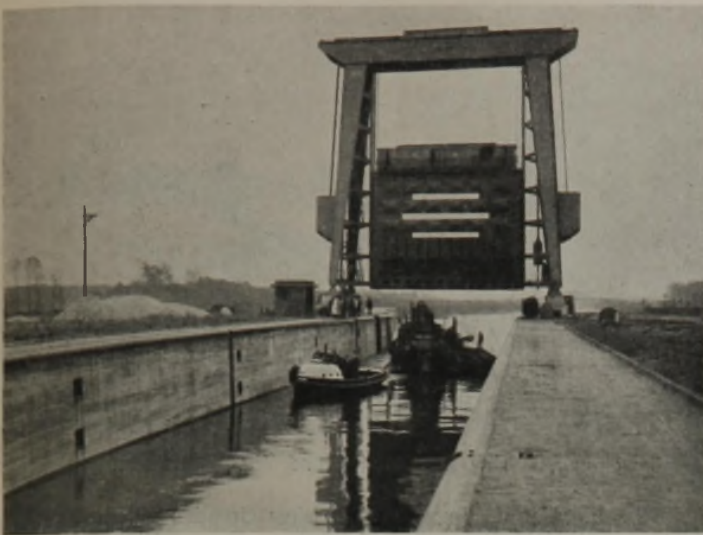


Abb. 24. Kanal Wesel—Datteln. Schleuse mit gehobenem Hubtor.

länge schon durchgeführt. Die weitere Füllung der von Dorsten westlich anschließenden Kanalstrecke ist im Gange. Die zwischen den einzelnen Arbeitslosen befindlichen Absperrdämme werden jetzt mit einem Schwimmbagger beseitigt. Bei der Durchschleusung des Schwimmbaggers durch die Schleuse Ahsen konnte zum ersten Male die Wirkung der zur Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers beim Eintritt in die Schleusenkammer eingerichteten Verteilungsbalken beobachtet werden. Nach den Ergebnissen dieses Versuches, bei dem allerdings noch nicht die gesamte in Aussicht genommene sekundliche Wassermenge in die Schleusenkammer eingeleitet wurde, zeigte sich, daß die Erwartungen, die an die Einrichtung dieser Verteilungsbalken gestellt waren, erfüllt sind. Abb. 26 zeigt die Schleuse Hünxe mit den Verteilungsbalken im Oberhaupt.

An der Mündung des Kanals Wesel—Datteln in den Dortmund-Ems-Kanal ist die Füllung der obersten Kanalhaltung, die in gleicher Höhe mit dem Dortmund-Ems-Kanal steht, bewirkt. Es soll in nächster Zeit der hier noch befindliche Trennungsdamm zwischen Dortmund-Ems-Kanal und dem Kanal Wesel—Datteln durch Schwimmbagger entfernt werden.

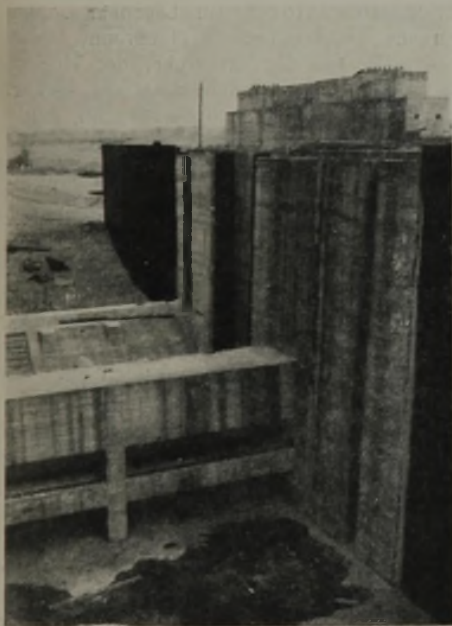


Abb. 26. Schleuse Hünxe. Verteilungsbalken im Oberhaupt.

Zur unbedingten Sicherstellung der Wasserspeisung des Dortmund-Ems-Kanals und der anschließenden Kanalstrecken, besonders auch des Rhein-Herne-Kanals und des Kanals Wesel—Datteln, werden an den sechs Schleusen des Kanals Wesel—Datteln Pumpwerke errichtet, die imstande sind, 10 bis 12 m<sup>3</sup>/sek Wasser zu heben. Es handelt sich um Pumpen mit einer Leistungsfähigkeit von etwa je 3 m<sup>3</sup>/sek bei einer Förderhöhe von 4 bis 9 m. Die Pumpenkammern sind bei der Schleuse Friedrichsfeld im Bau begriffen, bei den übrigen Schleusen bereits fertig. Mit der Montage der Pumpen soll etwa im April d. J. begonnen werden. Es ist damit zu rechnen, daß im Laufe dieses Jahres der Betrieb auf dem Kanal Wesel—Datteln eröffnet werden kann.



Abb. 25. Schleuse Hünxe, fertig betoniert und gerammt vom Unterhaupt aus gesehen.

### 7. Rheingebiet.

Am Rheinstrom wurden die Arbeiten zur Aufrechterhaltung der Solltiefen (vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 4, S. 48) fortgesetzt, wobei insbesondere die Buhnenbauten bei Ürdingen sowie die Verbesserungsarbeiten zwischen Mannheim und Sondernheim vollendet wurden, während im Binger Loch (Verbesserung des zweiten Fahrwassers) die Vertiefungsarbeiten fortgesetzt wurden. Für die weitere Vertiefung der Strecke St. Goar—Mannheim auf 2,50 m wurden Vorarbeiten eingeleitet.

An der Lahn wurde die Kanalisierung bis oberhalb Limburg durch Einlegen von bisher fehlenden Zwischenstufen beendet. Über die von den Interessenten gewünschte Fortsetzung der Kanalisierung bis Gießen ist eine Entscheidung noch nicht getroffen.

Am Untermain wurden im Stadtgebiet Frankfurt Arbeiten zur Verbesserung des Fahrwassers beiderseits der Obermainbrücke in Angriff genommen, um die hier bestehenden Gefahren und Schwierigkeiten für die Schifffahrt zu beseitigen.

Die Arbeiten für die Umkanalisierung des Untermain durch Zusammenlegen von fünf auf drei Staustufen wurden in Angriff genommen, größere eigentliche Bauarbeiten werden aber erst in diesem Jahre einsetzen können. Nach neuerem Plan sind an den neuen Staustufen Doppelschleusen vorgesehen.



Abb. 27. Staustufe Heidelberg. Gesamtansicht der fertigen Schleusen und der Wehrbaustelle (Nov. 1928).

Die Vorarbeiten für den Stichkanal vom Rhein nach Aachen und für einen Saar-Pfalz-Kanal wurden fortgesetzt, können aber mit Rücksicht auf die verfügbaren Mittel erst in diesem Jahre abgeschlossen werden.

### 8. Die Neckarkanalisation.

Dank der monatelangen Niederwasserführung des Neckar im Jahre 1928, des Ausbleibens größerer Hochwasserwellen und des 1928 erst kurz vor Jahresschluß eingetretenen Frostes konnten in diesem Jahr nicht nur die programmgemäßen Bauarbeiten am Neckar wie selten ungestört und rasch gefördert, sondern auch noch die durch die vielen Hochwässer im Jahre 1927 verursachten Verzögerungen im Bauprogramm eingeholt werden.





Abb. 29. Staustufe Horkheim Baustelle des Wehrs mit Seitenkanalabzweigung, Hochwasserabschluß und Wehrwärterhaus.

An der Staustufe Heidelberg wurde nach dem Hochwasser vom Februar 1928 die geräumige, im Jahre 1927 bereits fertiggestellte Baugrube für die Doppelschleuse zum Betonieren vorbereitet und sodann die ganze Schleusenanlage mit den Leitmauern und den Toren sowie dem sonstigen maschinellen Zubehör so schnell fertiggestellt, daß bereits im Juli 1928 die Schifffahrt durch die beiden Schleusen geleitet werden konnte. Außerdem wurde im Jahre 1928 auch mit der Gründung für die

Wehrpfeiler und Ufermauern aus ästhetischen Gründen mit Buntsandstein verkleidet werden mußten. Das ebenfalls in Buntsandstein ausgeführte Dienstgebäude für den Schleusen- und Wehrbetrieb mit den Wohnungen für das Personal konnte im Sommer 1928 bezogen werden. Im Jahr 1929 sind nur noch die beiden Wehrwalzen für die mittlere und die rechteitige Öffnung einzubauen und einige Restarbeiten auszuführen. Die Inbetriebnahme der ganzen Anlage Heidelberg darf somit bis spätestens Juli d. J. erwartet werden (s. Abb. 27).



Abb. 28.  
Staustufe Horkheim.  
Lageplan.

Für die flußaufwärts auf die Anlage Heidelberg folgenden zwei Staustufen Neckargemünd und Neckarsteinach sind die Tiefbauarbeiten sowie die Wehr- und Schleusenverschlüsse im Dezember 1928 zur Vergebung ausgeschrieben worden, damit in den ersten Monaten von 1929 mit der Einrichtung der Baustellen und den eigentlichen Bauarbeiten für Wehr, Schleuse und Kraftwerk begonnen werden und die Inbetriebnahme der beiden Staustufen Ende 1930 stattfinden kann, womit dann von der 114 km langen Neckarstrecke Mannheim—Heilbronn weitere 17 km und damit insgesamt 55,5 km oder annähernd die Hälfte dieses ersten Bauabschnitts für Großschifffahrt und Kraftnutzung ausgebaut sein werden.

Bei der Staustufe Horkheim (Lageplan s. Abb. 28), der nächsten am Neckar oberhalb Heilbronn, konnte im Jahr 1928 der Tiefbau für das Wehr, der Hochwasserabschluß am Anfang des Seitenkanals mit Wehrwärterhaus, der 3,159 km lange Seitenkanal mit den Uferbefestigungen und Sohldichtungen sowie das Kraftwerk für zwei Kaplanturbinen nebst dem Leerschuß, der zur Aufrechterhaltung der bestehenden Schifffahrt bis Lauffen als Kahnschleuse ausgebildet wird, im wesentlichen fertiggestellt werden (s. Abb. 29). Das Wehr wurde als Schützenwehr mit drei Öffnungen von je 25 m Lichtweite und 5,4 m Höhe ausgeführt; die drei Schützen erhalten je einen für sich beweglichen Aufsatz von 1,50 m Höhe an torsionssteifer Welle und sind so bemessen, daß sie bei der Fortsetzung der Großschifffahrt über Heilbronn hinauf um 1,90 m erhöht werden können. Die Wehrsohle und die vier Wehrpfeiler wurden auf Muschel-

linke Wehröffnung begonnen und im übrigen der Tiefbau für das ganze Wehr, das drei Walzen mit je 40 m Lichtweite und 4,1 m Höhe erhält, so betrieben, daß Ende 1928 der ganze Wehrunterbau und alle vier Wehrpfeiler in der Hauptsache fertiggestellt und noch die linke Wehrwalze sowie die Eisenstege über die Schleusenanlage und die drei Wehröffnungen betriebsfertig eingebaut waren. Dabei ist zu beachten, daß der feste Wehrkörper und die Wehrpfeiler in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden auf hartem Granit gegründet und die sichtbaren Flächen der

der zur Aufrechterhaltung der bestehenden Schifffahrt bis Lauffen als Kahnschleuse ausgebildet wird, im wesentlichen fertiggestellt werden (s. Abb. 29). Das Wehr wurde als Schützenwehr mit drei Öffnungen von je 25 m Lichtweite und 5,4 m Höhe ausgeführt; die drei Schützen erhalten je einen für sich beweglichen Aufsatz von 1,50 m Höhe an torsionssteifer Welle und sind so bemessen, daß sie bei der Fortsetzung der Großschifffahrt über Heilbronn hinauf um 1,90 m erhöht werden können. Die Wehrsohle und die vier Wehrpfeiler wurden auf Muschel-



Abb. 30. Staustufe Horkheim.  
Kaplanturbine vor dem Einsetzen.

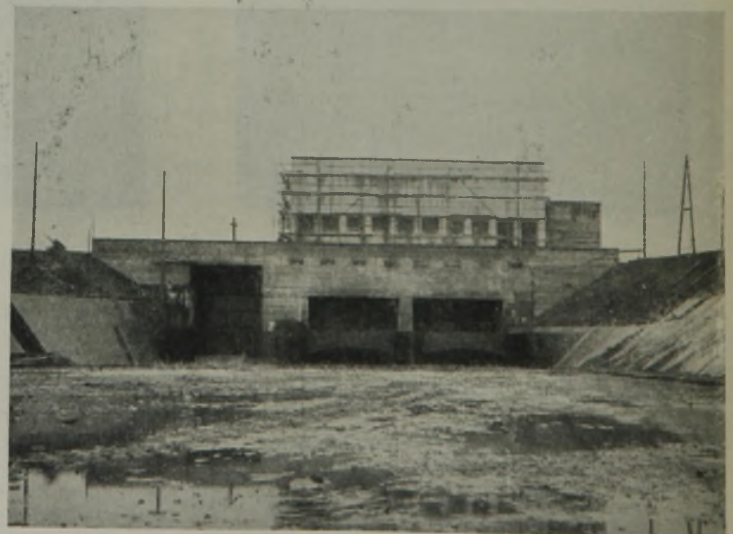


Abb. 31. Staustufe Horkheim.  
Kraftwerk mit Leerschuß vom Unterwasser aus.



kalkfels gegründet; die Antriebsvorrichtungen der Schützen werden in besonderen Windwerkhäuschen auf den Wehrpfeilern untergebracht, über denen ein Bedienungsteg aus eisernen Vollwandträgern, an denen die Antriebswellen der Schützen gelagert sind, angeordnet ist. Oberhalb und unterhalb des Wehres ist das Flußbett auf beiden Seiten und auf größere Strecken verbreitert worden. Über das Vorland zwischen Wehr und Hochwasserabschluß führt ein eiserner Verbindungsteg. Am oberen Ende des Seitenkanals — rd. 200 m unterhalb der Abzweigung des letzteren vom freien Fluß — ist in diesem Kanal zum Schutz vor Hochwasser und Eis ein zwischen den Widerlagern 30,50 m breites und der Höhe nach zweiteiliges Gleitschütz von 8 m Gesamthöhe eingebaut worden; auf den Widerlagern dieses Gleitschützes ist neben den beiden Windwerkhäuschen eine eiserne Fahrwegbrücke gelagert worden, an der die Antriebswelle des Gleitschützes befestigt ist. Der Oberkanal ist 2,63 km lang und in der Sohle 24 m breit; die Mindestwassertiefe beträgt beim vorläufigen Wehrstau 3,30 m, die Wasserspiegelbreite 33,90 m. Die 1,5fachen Kanalböschungen sind mit 0,20 m dicken Betonplatten befestigt worden; wo in der Kanalsohle nicht fester Fels ansteht, ist die Sohle durch einen 0,40 m

starken Lehmschlag auf darüber liegender 0,60 m dicker Kiesschicht gedichtet und gegen Beschädigungen gesichert. Der Unterkanal ist 0,52 km lang; er hat eine Sohlenbreite von mindestens 40 m und eine Mindestwassertiefe von 2,50 m. Das Kraftwerk hat zunächst ein Gefälle von 5,60 (später 7,50) m. Die Schluckfähigkeit der beiden Kaplan-turbinen (s. Abb. 30) beträgt je 35 m<sup>3</sup>, ihre durchschnittliche Jahreserzeugung 17 (später 26) Mill. kWh. Turbinenhaus und Schalthaus sind ganz in Stampfbeton ausgeführt. Über Leerschuß und Unterkanal unmittelbar am Kraftwerk führt eine Fahrwegbrücke aus Beton, unter der auf die Länge des Turbinenhauses die für den Kraftwerkbetrieb erforderlichen Neberräume angeordnet sind (s. Abb. 31). Von den drei Wehrschützen ist das rechteitige betriebsfertig aufgestellt. Die beiden anderen Schützen des Wehres sowie die maschinelle und elektrotechnische Ausrüstung des Kraftwerks werden zurzeit eingebaut, so daß die Inbetriebnahme der Staustufe Horkheim bis spätestens April d. J. erwartet werden darf. Für die Staustufe Horkheim waren insgesamt 908 000 m<sup>3</sup> Boden und Felsen auszuheben und u. a. 31 500 m<sup>3</sup> Beton und Eisenbeton herzustellen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern.

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

(Schluß aus Heft 5.)

Von den kleinen Gebirgsseen kann wegen ihres kleinen Flächeninhalts eine größere Hochwasserzurückhaltung als bisher nicht erreicht werden. Die größeren Seen im Isargebiet (Ammer-, Würm- und Chiemsee) können aber eine erhöhte Ausnutzung des Speichervermögens durch künstliche bewegliche Abflußregulierung nicht mehr vertragen wegen der starken Uferbesiedlung und des Dampfschiffahrtbetriebes. Da die übrigen Arten natürlicher Wasserzurückhaltung, wie Teiche, Anlage von Versickerungsgräben an den Hängen, Schaffung unterirdischer Grundwasserbecken, Verbauung der Wildbäche, nur als kleine Hilfsmittel der Hochwassermilderung angesehen werden können, so verbleibt als das wichtigste künstliche Mittel der Wasserzurückhaltung nur noch die Talsperre.

Künstliche Staubecken für den Hochwasserschutz allein sind für größere Flußgebiete sehr kostspielig.<sup>6)</sup> Sie lassen sich wirtschaftlich in der Regel nur dann vertreten, wenn durch Ausnutzung der Wasserkraft ein laufender Ertrag sichergestellt ist. Der in der Tagespresse wiederholt erörterte Gedanke, durch Aufspeicherungswerke an einzelnen Nebenflüssen der Donau die Hochwassergefahr für die Donau selbst zu vermindern oder Einsparungen an Hochwasserdambauten zu machen, ist nur dann erfolgversprechend, wenn solche Speichereinrichtungen an allen größeren Nebenflüssen in genügender Zahl und Größe errichtet würden. Da dies jedoch sowohl betriebstechnische (der Hochwasserschutz verlangt große, leere Speicherräume, die Wasserkraftnutzung dagegen große Druckhöhen an den Sperrstellen, d. h. möglichst volle Becken), wie namentlich auch finanzielle Schwierigkeiten mit sich bringt, so müßte der Einfluß von Talsperren nur an einzelnen Nebenflüssen (z. B. Jller- und Lechgebiet) für die Donau selbst unmerklich bleiben, wenn auch im eigenen Flußlauf die Hochwasserführung durch solche Sperrbauten beträchtlich abgemindert würde. Zudem verträgt es das Interesse der Kraftnutzung schwer, wenn ein durch Hochwasser gefülltes Becken nach dem Ablauf des Hochwassers zum Teil wieder rasch entleert werden muß, um neuen Raum für eine etwa nachfolgende Hochwasserwelle zu schaffen, wie dies gerade bei den südlichen Donaunebenflüssen notwendig würde. Hier könnten nur sehr große Speicherbecken Abhilfe schaffen, zu deren Füllung mehrere Jahre benötigt werden und für die daher in unseren dichtbesiedelten und engen Tälern im allgemeinen die Vorbedingungen fehlen. (Eine der wenigen Ausnahmen bildet z. B. die geplante Lechtalsperre bei Roßhaupten mit 189 Mill. m<sup>3</sup> Fassungsraum, wovon 48 Mill. m<sup>3</sup> Hochwasserschutzraum sind.)<sup>7)</sup> „Für den Hochwasserschutz an der Donau sind aber Aufspeicherungswerke in den Alpenflüssen insofern von Bedeutung, als sie einerseits für die Zulänglichkeit der gewählten Dammhöhen einen Sicherheitsrückhalt geben, der wegen der unvermeidlichen Aufschlickung der zwischen Fluß und Hochwasserdamm liegenden Vorländer (Abb. 6) und der dadurch bedingten Verminderung des Abflußquerschnitts sehr erwünscht ist,<sup>8)</sup> andererseits

einer Erhöhung der bisher bekannten größten Hochwässer entgegenwirken.“ Da hiermit die Mittel zur wirksamen Verhütung von Hochwässern im Donautal erschöpft sind, so verbleibt als einzige Hilfe nur noch der Schutz gegen die Hochwässer.

II. Eines der wichtigsten Schutzmittel gegen das Hochwasser bildet der seit Jahren bestehende, von der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde bearbeitete und geleitete Hochwassernachrichtendienst, „durch den die von oben kommenden Wellen nach unten rechtzeitig



Abb. 6. Auflandungen im Vorlande des Diepoldsauer Durchstiches (schweizer. Rhein).

angekündigt werden und unter gleichzeitiger Vorhersage des am Aufgabeort nach Zeit und Pegelmaß zu erwartenden Höchststandes die Möglichkeit geschaffen wird, noch eine Reihe von Vorkehrungen gegen Überschwemmungen zu treffen“. Der Hochwassernachrichtendienst stützt sich nicht nur auf Pegelbeobachtungen, sondern muß sich im Hinblick auf den raschen Abfluß der Hochwässer in den südbayerischen Gebirgsflüssen auch auf Niederschlagsmessungen (Regendauer und -menge) gründen. Unter diesem Gesichtspunkte gewinnt natürlich die wissenschaftlich begründete Wettervorhersage immer mehr an Bedeutung. Tatsächlich hat auch die Zusammenarbeit von Gewässerkunde und Wetter- und Niederschlagskunde bei den letzten Hochwässern in Bayern hervorragende Dienste geleistet.

Ein örtlich beschränktes Mittel zur Milderung der Hochwassergefahren bildet die Absenkung des Hochwasserspiegels durch Vertiefung der Flußsohle. So hat sich die Donau von Ulm bis unterhalb Günzburg infolge der dauernden Baggerungen bei Ulm um 60 bis 70 cm vertieft, wodurch die Überschwemmungsgefahr erheblich abgemindert worden ist. Baggerungen allein können aber die Hochwasserverhältnisse nur vorübergehend verbessern. Man sollte sie daher in der Regel nur in Verbindung mit Flußbauwerken anwenden.

Als bedeutsamstes Hilfsmittel zur Bekämpfung der Hochwässer steht vor allem der Dammschutz zur Verfügung. Je nachdem man die Hoch-

<sup>6)</sup> Bezüglich kleiner Flußgebiete vergl. die zutreffende Beurteilung von Winkel in der „Bautechnik“ 1927, Heft 34, S. 476 u. 477.

<sup>7)</sup> Vergl. „Deutsche Wasserwirtschaft“ 1927, Nr. 5, S. 119. Eine schwierige und heute noch nicht befriedigend gelöste Frage ist hierbei die Zuschüttung der durch eine Talsperre in geschiebeführenden Flüssen geschaffenen Speicherräume. Dabei liegen die Verhältnisse nicht überall so günstig wie beim Tauernmoospeicher des Stubachwerkes, bei dem man mit einer Ausfüllung mit Geschiebe erst nach 600 Jahren rechnet.

<sup>8)</sup> So hat z. B. die Ablagerung auf den Vorländern des Fußacher Durchstiches im st. gallischen-österreichischen Rhein von 1900 bis 1909 rd. 76 000 m<sup>3</sup> betragen und bis 1920 bereits die Höhe von 1,10 m überschritten.



wässer ganz vom Binnengelände abhalten oder dieses nur gegen die weniger hohen, aber häufig wiederkehrenden Sommeranschwellungen schützen will, unterscheidet man Volldämme (Winterdeiche) und Überlaufdämme (Sommerdeiche). Mit letzter Dammart ist bei verhältnismäßig niederem Ufergelände und hohen Sommerhochwasserständen, wie an der Donau (vergl. Abb. 1), ein befriedigender Hochwasserschutz nicht zu erreichen. Die bei ihnen bestehende Gefahr von Dammbrüchen, ihr unter den heutigen wirtschaftlichen Verhältnissen ungenügender Schutz gegen Sommerhochwässer, die für die Binnenentwässerung aufzuwendenden Kosten u. a. m. lassen die Überlaufdämme an der Donau als unzureichendes Mittel im Kampfe gegen die Hochwässer erscheinen. Dagegen bieten die noch vor 25 Jahren in den norddeutschen Stromtälern wenig beliebten Volldämme (Winterdeiche), die auch die bekannten größten Hochwässer abzuführen haben, den vollkommensten Schutz. Auf den früher allgemein geschätzten Vorteil, daß die von den Anschwellungen mitgeführten Dungsstoffe bei rechtzeitiger Überflutung den Graswuchs fördern, verzichtet man bei dem heute üblichen Gebrauch von Kunstdünger manchenorts nicht ungern. Der bei Volldämmen besonders folgeschweren Gefahr von Dammbrüchen begegnet man durch eine Überbordung der Dammkrone über HHW um 0,80 bis 1,20 m, sowie durch eine sachgemäße Formgebung und Ausführung der Dämme. Natürlich scheiden Volldämme dort aus, wo kleine Überschwemmungsgebiete oder geringwertige Grundstücke in Betracht kommen oder wo der Fluß in zahlreichen und scharfen Krümmungen verläuft. Hier wird man durch örtliche Schutzmaßnahmen, gegebenenfalls unter Anwendung von Überlaufdämmen, den Aufwand in ein gesundes Verhältnis zu dem abzuwendenden Schaden bringen müssen.

Als weiteres Mittel des Hochwasserschutzes hat man sodann auch die Hochwasserversicherung genannt, die sich jedoch infolge mangelnden Zuspruchs weder bei uns noch in Österreich und in der Schweiz halten konnte. Wenn man bedenkt, daß die im Jahre 1926 in den verschiedenen Stromgebieten Deutschlands entstandenen Hochwasserschäden auf über 220 Mill. R.-M. geschätzt wurden, so ist an eine Deckung solcher Schäden auf dem gewöhnlichen Wege der Versicherung nicht mehr zu denken. Die Hochwasserschadenversicherung erscheint uns nur dort als ein gangbarer Schutz, wo Vorbeugungsmaßnahmen aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen unmöglich sind. In solchen Fällen müßte natürlich auch eine Beteiligung von Staats- und anderen Körperschaften an der Versicherung Platz greifen.

### C. Die geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen an der Donau.

Das in der Denkschrift entwickelte Bauprogramm besteht in der Hauptsache in der Anlage neuer ein- oder beiderseitiger Volldämme, in dem Vollausbau, d. h. der Erhöhung, Verstärkung und Ergänzung bestehender Dämme, im Abbau von Mulden und Rinnen, in der Herstellung von neuen Binnenentwässerungen mit Schöpfwerken und in der Hochwasserumleitung um Ortschaften durch Flutmulden dort, wo eine zusammengefaßte Abführung des Hochwassers wegen zu enger Bebauung oder anderer nicht zu beseitigender Hindernisse nicht möglich ist. Auf diese Weise entsteht z. B. von Lauingen bis zur Stepperger Enge ein geschlossenes Volldammensystem (Abb. 1). Die neuen Dammanlagen sind im allgemeinen auf jene Gebiete beschränkt, wo der für sie erforderliche Kostenaufwand wirtschaftlich vertretbar ist, d. h. wo es sich um den Schutz von Ortschaften und wertvollem Kulturland handelt, also unter Ausschluß von Au- oder Ödland. Das für die Dämme notwendige gemischte Kiesmaterial wird in der Hauptsache aus Baggerungen gewonnen, wie solche ohnedies vielfach erforderlich sind. Gegenüber dem Schutze von Ortschaften und der Verbesserung der Verkehrsverhältnisse tritt der Schutz der Kulturlächen in der Strecke Kelheim—Regensburg in den Hintergrund. Infolge finanzieller und technischer Schwierigkeiten bleiben großzügige Lösungen der Hochwasserfrage den Gemeinden Donauwörth, Kelheim, Regensburg und Passau vorläufig versagt. Insbesondere bildet die alte Steinerne Brücke in Regensburg (erbaut 1135 bis 1146) mit ihren 14 mächtigen Pfeilereinbauten neben den ungünstigen Bebauungsverhältnissen auf den Donauinseln und -ufeln noch die größten Hindernisse für den Hochwasserabfluß. Die Ausführung von Durchstichen lehnt die Denkschrift teils wegen der hohen Kosten, teils wegen ihrer geringen Wirkungen auf den Hochwasserabfluß und wegen der damit verbundenen Verschlechterungen des Fahrwassers mit Recht ab.

1. Wenden wir uns nun einigen Einzelfragen zu, so ist bezüglich der Linienführung der Dämme zu beachten, daß bei Hochwasser die Richtung der Wasserbewegung nicht mehr von den Niedrig- und Mittelwasserwerken, sondern von den hohen Schutzdämmen bestimmt wird. Zudem rufen die Hochwässer die größten Wandlungen in der Form des Flußbettes hervor. Um Nachteile für die Hochwasserführung, Schifffahrt und Bettausbildung zu vermeiden, muß die Linienführung der Hochwasserdämme mit jener der Mittel- und Niederwasserbauten derart in Einklang gebracht werden, daß Übereinstimmung des Stromstrichs bei Hochwasser mit dem Stromstrich bei MW und NW erzielt wird. Von alters her bestehende Dämme sind dementsprechend in ihrer Linienführung zu berichtigen. In diesem Zusammenhang müssen wir einer vielfach —

namentlich auch in Lehrbüchern — verbreiteten Auffassung entgegen treten, die lautet: „Die Eindeichung dient lediglich der Landeskultur und ist kein Mittel zur Regulierung der Flüsse, welche durch sie mehr geschädigt als gefördert wird.“ Dieser Standpunkt übersieht, daß Dämme in vielen Fällen nicht nur zum Schutze des Geländes gegen das Hochwasser der Flüsse, sondern auch als wichtiges Regulierungsmittel der Flüsse dienen, indem sie bei richtiger Linienführung die Hochwässer zusammenhalten und somit eine schädliche Überquerung des ausbuchtenden Ufers und eine der Schifffahrt ungünstige Ablagerung der Geschiebe verhindern.

2. Neben der Linienführung der Dämme ist ihr gegenseitiger Abstand, ihre Querschnittsanordnung sowie die Zusammensetzung des zu verwendenden Materials von besonderer Wichtigkeit. Die Zeit, in der man Hochwasserdämme nach den gleichen Grundsätzen entworfen und gebaut hat, wie Eisenbahn- und Straßendämme, ist vorüber. Wenn auch theoretische Untersuchungen über die Formgebung und Materialwahl von Hochwasserdämmen bei dem heutigen Stande unserer Bodenmechanik vorerst noch versagen, so besitzen wir doch wertvolle Erfahrungen aus der Praxis, sowie aufschlußreiche Versuche im Laboratorium, die uns eine einigermaßen zuverlässige Beurteilung der Standsicherheit von Hochwasserschutzdämmen ermöglichen. Besondere Bedeutung haben in dieser Hinsicht z. B. die Untersuchungen der niederösterreichischen Donau-regulierungskommission, sowie die durch die geplante Ausgestaltung der Hochwasserschutzdämme an der Donau bei Wien veranlaßten Modellversuche von Schaffernak an durchlässigen geschütteten Dämmen erlangt, die auch in der bayerischen Denkschrift verwertet worden sind (Abb. 1, Dammquerschnitt<sup>9)</sup>).

3. Fragen wir uns nun noch, welchen Einfluß die geplanten Hochwasserdambbauten, d. h. die Beseitigung großer Überschwemmungsflächen, auf die Donau und ihre Regime haben, so ist zu erwähnen, daß ein Hochwasserschutz nach Art und Umfang der an der Donau geplanten Dammanlagen u. U. die allgemeinen Flußverhältnisse ungünstig beeinflussen kann.<sup>10)</sup> Dieser Gefahr war sich auch die bayerische Staatsbauverwaltung bewußt und hat daher auch vermieden, die umfangreichen Dammbauten vor allem nach dem rein örtlichen Bedürfnis zu bemessen. — Zunächst wird sich durch die Eindämmung der Wasserspiegel heben, so daß sich bei gleichen Gefällen größere Abfluß- und damit auch größere Fortpflanzungsgeschwindigkeiten bilden, d. h. die Hochwasserstände werden künftig in den unteren Donaustrecken früher eintreffen als bisher. Je größer nämlich die Seitenquerschnitte im Vergleich zum eigentlichen Flußquerschnitt sind (vergl. Talquerschnitt in Abb. 1), d. h. je größer das Überschwemmungsgebiet ist, um so länger dauert die Überschwemmung. Die Verringerung der Überschwemmungsflächen bewirkt nun eine Vergrößerung der Abflußgeschwindigkeiten und damit einen beschleunigten Abfluß der Hochwasserwelle. Die vergrößerten Wassergeschwindigkeiten im Flußschlauch können ihrerseits in Strecken mit starkem Gefälle (z. B. von Ulm bis Offingen) eine Störung der Eintiefung der Sohle hervorrufen, während sie in Strecken mit träger Geschiebeführung die Durchführung von Baggerungen (z. B. oberhalb Weltenburg, bei Kelheim, unterhalb Regensburg und an der Isarmündung) ersparen können. Auch bezüglich der Schifffahrt können stark vermehrte Geschwindigkeiten hinderlich werden. — Daß sich unter diesen Umständen — namentlich früher — mehrfach eine starke Gegnerschaft gegen Volldämme bemerkbar machte, ist nicht zu verwundern, zumal bei außergewöhnlichen Eisgängen und Hochfluten die eingedeichten Niederungen mehr denn je bedroht waren. Für solche Fälle kann es sich daher empfehlen, die eingedeichten Niederungen in kleinere Polder zu zerlegen durch deren Begrenzung mit hochwasserfreien Querdeichen. Hierdurch würde bei einem Deichbruch die Katastrophe örtlich begrenzt werden können.

Es kommt dem an der Donau jetzt zu schaffenden Hochwasserschutz zugute, daß die aus früheren Zeiten herrührenden Dammanlagen hinsichtlich Anordnung und Ausmaß nicht jene Fehler aufweisen, die vielfach einer großzügigen Regelung des Hochwasserschutzes an den norddeutschen Strömen hinderlich sind. Was aus früheren Zeiten an Hochwasserdämmen an der Donau vorhanden ist, ist nicht allein unter dem Gesichtspunkte des Landesschutzes, sondern auch im Hinblick auf die Hochwasserabflußverhältnisse der Donau angelegt worden.

Nach den Untersuchungen der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde wird der Einfluß der Ausschaltung von Überschwemmungsflächen bis zur Lechmündung nur etwa 5 cm am Pegel Neuburg für das Augusthochwasser 1924 betragen und flußabwärts mehr und mehr abnehmen. Hinsichtlich der Geschiebeführung ist festzustellen, daß in der Strecke Ulm—Offingen, wo die Donau an sich das Bestreben nach Sohlenvertiefung

<sup>9)</sup> Vergl. auch Pickl: „Die Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material.“ „Die Bautechnik“ 1927, Heft 44, S. 642 ff. — „Die Wasserbewegung im Dammkörper.“ Von J. Schmid. Wien 1928. Verlag von J. Springer.

<sup>10)</sup> Leider ist der trefflich ausgestatteten Denkschrift kein Längenprofil der Donau beigegeben.



hat, ausgedehnte doppelseitige Hochwasserdämme weder vorhanden noch geplant sind. In ihrem übrigen Verlauf aber ist die Donau wegen ihres schwachen Gefälles als träger Fluß zu bezeichnen, der eine Erhöhung seiner Beträumungskraft durch Zusammenfassung aller Wassermengen in einem einheitlichen Flußschlauch wohl vertragen kann. In diesem Falle ist die durch die Hochwasserdämme bewirkte regelmäßigere Bewegung der Geschiebe vorteilhafter als die nur vorübergehenden Besserungen durch Baggerungen.

In welcher Weise werden nun durch die geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen die künftigen Schifffahrtsbedingungen auf der Donau beeinflußt? In der Strecke zwischen Ulm und Kelheimwinzer kommt der flachen Ufer halber für die künftige Großschifffahrt ein Staffelausbau nicht in Frage, sondern nur ein Seitenkanal. Bezüglich der unterhalb Kelheim liegenden Schifffahrtsstrecke bildet die durch die Volldämme bewirkte Herstellung und Erhaltung eines einheitlichen Flußschlauches mit vermehrter Räumungskraft eine der wichtigsten Vorbedingungen zur Schaffung eines auch bei kleinen Wasserständen genügend tiefen Flußschlauches. Die Gefahr, daß infolge Hebung des Wasserspiegels die Durchfahrtsmöglichkeit unter den bestehenden Brücken zeitweise beeinträchtigt wird, ist an der Donau praktisch nicht zu befürchten, so daß die Höherlegung von Brücken nicht notwendig wird.

Wenn auch Hochwasserdambauten vor allem der Landwirtschaft zugute kommen, so ist u. U. doch eine Benachteiligung durch sie zu befürchten. Wir meinen den früher oft gehörten Vorwurf des Entzuges der düngenden Wirkung der Hochwässer. Tatsächlich hat man auch an einzelnen Stellen, z. B. am Niederrhein und an der unteren Ems, gute Erfahrungen mit dem Einlassen von fruchtbaren Winterhochwässern in eingedeichte Niederungen gemacht. Anderwärts, z. B. an der unteren Oder, ist allerdings der gewünschte Erfolg ausgeblieben.<sup>11)</sup> Hiergegen ist zunächst zu sagen, daß seit der Herstellung von Kunstdüngern die düngende Wirkung von rechtzeitigen Hochwässern nicht mehr die Bedeutung hat wie früher. Sodann aber ist für die Donau zu beachten, daß die durch das Abschmelzen des Schnees verursachten Frühjahrshochwasser verhältnismäßig arm an Dungstoffen sind, während die durch starke Regenfälle erzeugten Sommerhochwässer zwar größere Mengen von Dungstoffen bringen, sie aber unzeitig auf den Feldern ablagern und die Ernte zerstören.

Will man schließlich noch fragen, in welcher Weise die Siedlungsverhältnisse an der Donau vom geplanten Hochwasserschutz beeinflußt

<sup>11)</sup> Vergl. „Über das Einlassen von fruchtbarem Hochwasser in eingedeichte Niederungen“. Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 62, S. 453.

werden, so zeigen die der Denkschrift beigegebenen Lichtbilder deutlich genug, was die Uferbewohner in gesundheitlicher und wirtschaftlicher Hinsicht zu gewinnen haben. Nicht wenige Gemeinden sind durch die bisherigen Überschwemmungsgebiete von dem Vollbesitz ihrer Donau unmittelbar ausgeschlossen gewesen. Wenn nun durch die geplanten Hochwasserdambauten für die meisten beteiligten Gemeinden eine wesentliche Besserung der Siedlungsverhältnisse eintritt, der Verkehr, die gesundheitlichen Bedingungen für Menschen und Tiere und damit auch die Erwerbstätigkeit sich günstiger gestalten, so liegt hierin auch schon eine wichtige Vorarbeit und Vorbedingung für die künftigen Siedlungen an der bayerischen Großschifffahrtsstraße.

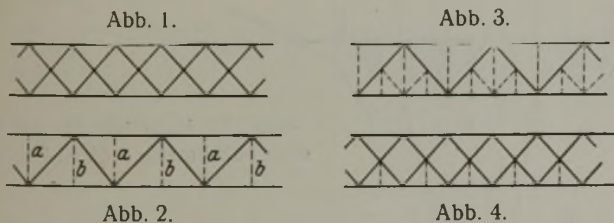
4. Die Gesamtkosten der in Aussicht genommenen Hochwasserschutzanlagen zwischen Ulm und Vilshofen belaufen sich auf 40,5 Mill. R.-M. Durch die Dammanlagen werden rd. 28000 ha Äcker und Wiesen geschützt. Auf 1 ha geschützter Wirtschaftsfläche trifft daher ein einmaliger Aufwand von rd. 1450 R.-M., wobei die gleichfalls geschützten Au- und Waldflächen mit zusammen rd. 4100 ha unberücksichtigt geblieben sind. Wenn man nun berücksichtigt, daß der durchschnittliche jährliche Hochwasserschaden an Äckern und Wiesen im Donautal für die letzten zwanzig Jahre mit mindestens 100 R.-M./ha angenommen werden muß, entsprechend einer jährlichen Gesamtschadensumme von 2,8 Mill. R.-M., so muß das Verhältnis zwischen Nutzen und Unkosten als ein sehr vorteilhaftes bezeichnet werden, ungeachtet der nach Durchführung des Unternehmens erzielbaren Mehrerträge auf den geschützten Flächen. Auch hier bewährt sich wieder die Richtigkeit des Gedankens, daß es besser ist, für Vorbeugungsmaßnahmen zu sorgen, anstatt bei eintretenden Schäden hohe Entschädigungen zu zahlen. Für ein so großzügiges Bauprogramm, wie es die vorgeschlagenen Hochwasserschutzarbeiten an der Donau auf eine Länge von 340 km darstellen und für dessen Abwicklung ein Zeitraum von zehn Jahren vorgesehen ist, helfen die besten technischen Lösungen nichts, wenn sie nicht im Sinne der Gemeinwirtschaft „wirtschaftlich“ sind und sich aus ihr verantworten lassen. Heute bedeutet Ingenieur Tätigkeit: technisches Gestalten auf wirtschaftlicher Basis. Aufgaben wie die vorliegende brauchen den Optimismus des Ingenieurs und den Kritizismus des Kaufmanns. Andererseits aber dürfen wir bei wasserwirtschaftlichen Werken, die auf Jahrhunderte hinaus bestehen sollen und auch bestehen, nicht kleinliche Rechner sein und die rechnerische Entscheidung allein ausschlaggebend sein lassen. Viele wasserwirtschaftliche Probleme, insbesondere aber solche, die — wie im vorliegenden Fall — die Landeskultur eines Volkes aufs engste berühren und beeinflussen, lassen sich eben nicht mit politischer Arithmetik, d. h. durch die Anwendung der Mathematik auf staats-, volks- und privatwirtschaftliche Fragen lösen.

## Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfsposten in den Kreuzungspunkten der Streben.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Krabbe, Essen.

1. Der Rautenträger (Abb. 1) löst in einfacher Weise die Aufgabe, bei hohen Fachwerkträgern große Knicklängen der Druckstreben zu vermeiden, und zwar sowohl in der Trägerebene als auch senkrecht dazu. Beim Strebenfachwerk (Abb. 2) ist, wenn die großen Knicklängen der Druckstreben vermieden werden sollen, dazu die oft angewandte, punktiert gezeichnete Unterteilung erforderlich, die sich natürlich nur dann rechtfertigen läßt, wenn es zweckmäßig erscheint, die Feldweite auf die Hälfte zu verringern. Zu vergleichen wären also die Träger Abb. 1 und Abb. 2.



Dabei fällt sofort auf, daß bei dem Rautenträger (Abb. 1) sämtliche Stäbe wirkliche Systemstäbe sind, d. h. sich an der Kräfteüberleitung im System beteiligen, während bei dem Strebenfachwerk (Abb. 2) die Hilfsposten *b* nur dazu dienen, die Querträgerbelastung zum oberen Fachwerkknoten zu führen, die Hilfsposten *a* sogar nur dazu da sind, die sonst viel zu große Knicklänge des Obergurtstabes zu verringern und ihn gegen Durchbiegung unter seinem Eigengewicht zu schützen. Die vielgerühmte Sachlichkeit des Strebenfachwerks scheint mir daher beim Rautenträger in noch höherem Maße vorhanden zu sein. Das Ständerfachwerk vermeidet zwar die vielen Hilfsstäbe, behält aber gegenüber dem Rautenträger die größere Knicklänge der Druckstreben. Der Einbau einer Unterteilung nach Abb. 3 halbiert zwar die Knicklänge in der Trägerebene, senkrecht dazu nutzt sie gar nichts (vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1927, Heft 51: „Das Verhalten

der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung“). Beim Rautenträger dagegen stützen sich auch gegen Ausknicken senkrecht zur Trägerebene Druckstäbe und Zugstäbe gegenseitig.

2. Diesen Vorzügen des Rautenträgers nach Abb. 1 gegenüber dem Strebenfachwerk und dem Ständerfachwerk stehen aber als Nachteile gegenüber:

a) Der schwierige Anschluß der Querträger an die Hauptträger infolge Fehlens von Pfosten, wobei noch zu bemerken ist, daß eine einwandfreie rechnerische Verfolgung der durch den biegefesten Anschluß der Querträger an die beiden Streben entstehenden Spannungsmomente und deren Aufnahme durch das Streben system praktisch fast unmöglich ist.

b) Die unstetig verlaufenden Einflußlinien, besonders der Streben, könnte die Befürchtung erheblicher Wechselbeanspruchungen aufkommen lassen. Praktisch ist das zwar wohl nicht der Fall, weil entsprechend kurze Belastungslängen nicht vorkommen.

c) Die zickzackförmige Gestalt der Biegelinie für eine Einzellast in einem Knotenpunkte bei Voraussetzung reibungsloser Gelenke hat den an sich berechtigten Verdacht aufkommen lassen, daß die Biegelinien in Wirklichkeit stark wellenförmig sein können und infolgedessen hohe Nebenspannungen unter Umständen bedingen können. (Vergl. Auseinandersetzungen darüber in der „Bautechnik“ 1928, Heft 5, S. 67 und Heft 28, S. 414.) Ich persönlich teile zwar diese Befürchtung, wie ich ausdrücklich hervorheben möchte, besonders auf Grund von Biege- und Nebenspannungsmessungen, auch unter Einzellasten, an der Weseler Rheinbrücke nicht; ebensowenig wie der Beweis, daß solche Nebenspannungen in höherem Maße als bei anderen Fachwerken auftreten, läßt sich indessen der allgemeine Gegenbeweis theoretisch erbringen.

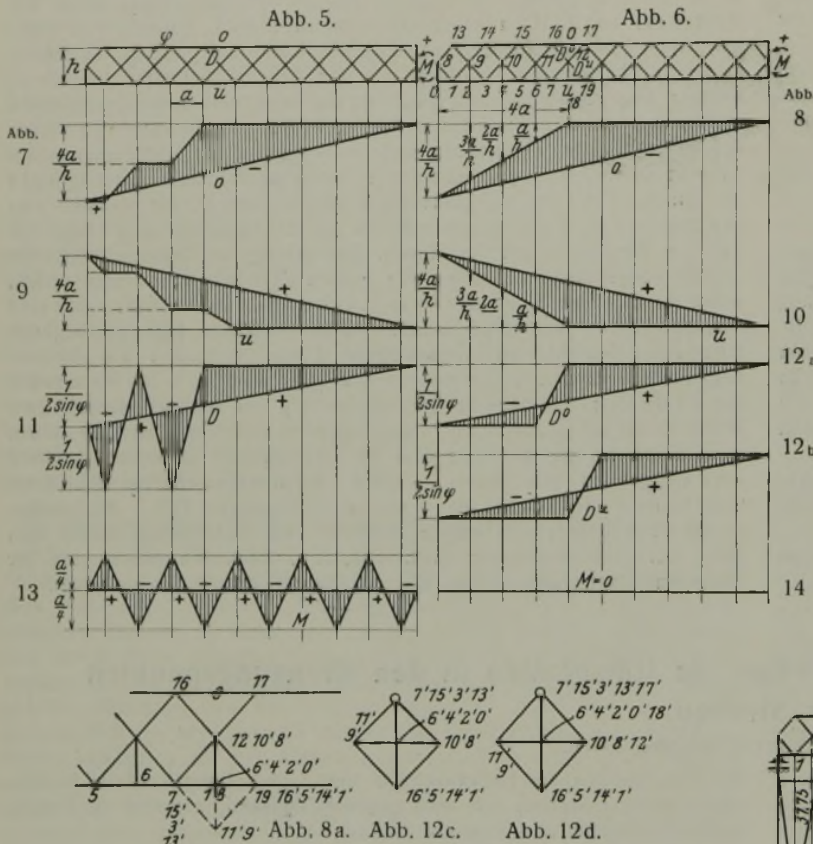
3. Sämtliche Bedenken unter 2. können durch Anbringung von Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben und Querträgeranschluß



nur an diese<sup>1)</sup> vollständig vermieden werden. Im einzelnen ist dazu zu bemerken:

Zu 2a. Der Anschluß der Querträger an die Hilfsposten bietet konstruktiv keinerlei Schwierigkeiten; in statischer Hinsicht stützt sich der durch Hilfsposten und Querträger gebildete Halbrahmen mit seinem oberen Ende auf den Kreuzpunkt der beiden Streben; die rechnerische Verfolgung der hierdurch erzeugten Beanspruchungen in Rahmen und Streben macht keine Schwierigkeiten. (Vergl. hierzu den vorhin genannten Aufsatz in der „Bautechnik“ 1927, Heft 51, sowie den Aufsatz in der „Bautechnik“ 1928, Heft 19, S. 232 von Dipl.-Ing. Kulka.)

Zu 2b. Der günstige Verlauf der Einflußlinien beim Trägernetz nach Abb. 6 gegenüber dem nach Abb. 5 soll an verschiedenen Beispielen gezeigt werden (vergl. Abb. 7 bis 14). Es sind da die Einflußlinien für einen Obergurtstab, einen Untergurtstab, eine Strebe und für das Biegemoment des biegefesten Endpfostens in dessen Mitte dargestellt. Die Einflußlinien des Trägernetzes Abb. 6 sind durch die beigefügten Geschwindigkeitspläne (Abb. 8a für den Obergurtstab, Abb. 12c für den Stab  $D^0$  und Abb. 12d für den Stab  $D^u$ ) erklärt.



Zu Abb. 8a. Nach Entfernung von  $O$  ist der rechte Teil des Trägers als ruhende Scheibe angenommen; es ruhen also die Punkte 7, 12, 7. Punkt 16 erhält die um  $90^\circ$  gedrehte Geschwindigkeit 16—19; dann ergibt sich der Geschwindigkeitsplan Abb. 8a. Für eine Last 1 beispielsweise im Punkte 4 ergibt sich die Gleichung:

$$hO - 2a \cdot 1 + 4aA = 0$$

$$O = -\frac{4a}{h} + \frac{2a}{h}A$$

Ebenso ergibt sich für Last 1 in Punkt 2:

$$O = -\frac{4a}{h}A + \frac{3a}{h}$$

und für Last 1 in Punkt 6:

$$O = -\frac{4a}{h}A + \frac{a}{h}$$

Solange die Last auf der starren Scheibe bleibt, also rechts von Punkt 7, ergibt sich:

$$hO + 4a \cdot A = 0$$

$$O = -\frac{4a}{h}A$$

<sup>1)</sup> Ich habe diese Konstruktion Anfang September 1928 für eine Parallelträgerbrücke von 86 m Stützweite im Reichsbahndirektionsbezirk Essen vorgeschlagen und sie ferner in meinem Wettbewerbentwurf für die Rheinbrücke Mannheim—Ludwigshafen verwendet. Unabhängig von mir ist dieselbe Konstruktion in ähnlicher Weise auch in einigen anderen Wettbewerbentwürfen für die Rheinbrücke Mannheim—Ludwigshafen verwendet worden. (Vergl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 6, S. 79, u. Fortsetzungen.)

In derselben Weise erhält man die Einflußlinie für den Untergurtstab, die der für den Obergurtstab mit entgegengesetztem Vorzeichen gleich ist.

Zu Abb. 12c. Nach Entfernung des Stabes  $D^0$  ist der rechte Teil des Trägers als ruhende Scheibe angenommen; es ruhen also die Punkte 7, 12, 17. Dem Punkte 16 wird eine senkrechte nach unten gerichtete Geschwindigkeit  $=1$  erteilt, daraus ergibt sich der Geschwindigkeitsplan Abb. 12c. Solange nun eine von rechts nach links rollende Last auf der starren Scheibe bleibt, also bis zum Punkte 18, gilt die Gleichung

$$D^0 \sin \varphi - A \cdot \frac{1}{2} = 0$$

$$D^0 = A \cdot \frac{1}{2 \sin \varphi}$$

Für eine Last 1 in allen Lastpunkten links der starren Scheibe ergibt sich:

$$D^0 \sin \varphi - A \cdot \frac{1}{2} + 1 \cdot \frac{1}{2} = 0$$

$$D^0 = \frac{A}{2 \sin \varphi} - \frac{1}{2 \sin \varphi}$$

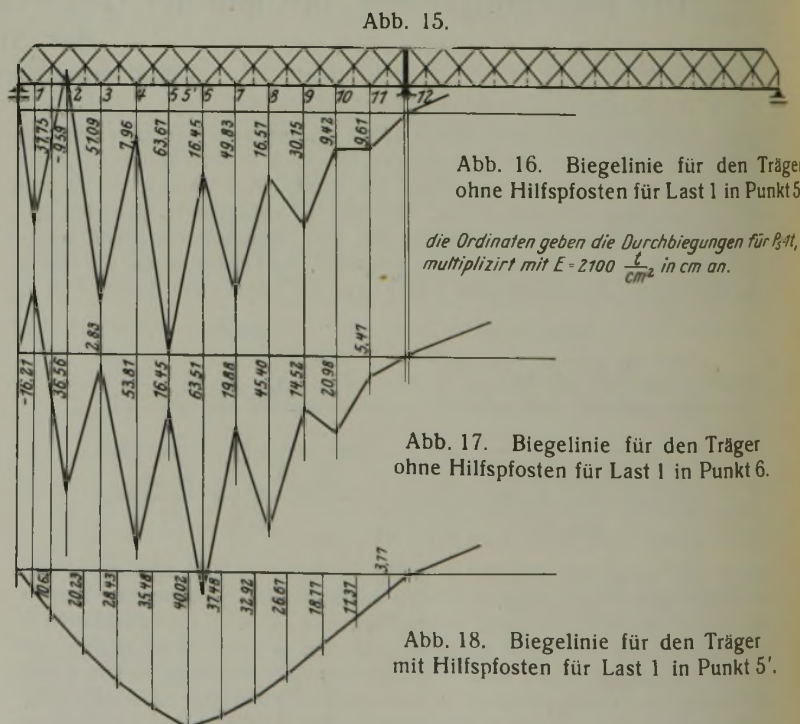
Ebenso ist die Einflußlinie für  $D^u$  aus dem Geschwindigkeitsplan Abb. 12d erklärt. Aus demselben Geschwindigkeitsplan erklärt sich auch ohne weiteres die Einflußlinie für  $M$ , die stets  $=0$  bleibt; daher ist der Träger, im Gegensatz zum Träger Abb. 5, für senkrechte Lasten auch ohne den biegefesten Endpfosten stabil.

Dieselben Einflußlinien erhält man auch aus den Einflußlinien des Trägers Abb. 5 durch geradlinige Verbindung der unter den Kreuzungspunkten der Streben liegenden Punkte der Einflußlinien.

Zu 2c. In Abb. 16 und 17 sind die für einen Hauptträger der Weseler Rheinbrücke, der die punktiert gezeichneten Hilfsposten nicht enthält, errechneten Biegelinien für eine Last 1 im Punkte 5 und für eine Last 1 im Punkte 6 dargestellt. Die Berechnung ist unter Annahme reibungsloser Gelenke in den Knotenpunkten durchgeführt. Der zickzackförmige Verlauf, der selbstredend auch unter einer Einzelast nicht in dieser Weise auftritt, ist jedenfalls mindestens ein Schönheitsfehler.

Abb. 18 zeigt die aus diesen beiden Biegelinien gemittelte Biegelinie, für eine Last 1 im Punkte 5, die sich ergeben würde, wenn der Träger die punktiert gezeichneten Hilfsposten hätte und nur an diese seine Querträger angeschlossen wären. Die Biegelinie zeigt einen stetigen Verlauf (mit einem kleinen Knick im Angriffspunkte der Einzellast).

Sowohl die Einflußlinien als auch die Biegelinien nehmen also ganz einfache und einwandfreie Formen an, die den Einflußlinien des einfachen Strebenfachwerks genau entsprechen. Die Stabkräfte  $O$  und  $U$  ergeben sich in einfachster Weise aus den Momenten der zugehörigen Strebenkreuzungspunkte, die Stabkräfte  $D$  aus den



Querkräften der zugehörigen Felder. Der Träger nach Abb. 6, der als Hilfsstäbe nur die kurzen Pfosten aufweist, dürfte somit die denkbar sachlichste und einfachste Form des Parallelträgers darstellen, die daher auch zweifellos wirtschaftliche Vorteile gegenüber allen anderen Formen des Parallelträgers ergeben muß. Dies spiegelt sich auch in dem einfachen und klar gegliederten Aussehen des Trägers äußerlich wider.



Diese Trägerform dürfte für Parallelträger von etwa 50 m Stützweite an aufwärts, wo ein oberer Windverband eingebaut werden kann, allen anderen Parallelträgerformen vorzuziehen sein. Nur für kleinere Stützweiten, also oben offene Brücken, bleibt das Strebenfachwerk nach Abb. 2 berechtigt, weil hier die Hilfspfosten die wichtige Aufgabe der Queraussteifung der Brücke übernehmen.

4. Die eben erkannten Eigenschaften des Rautenträgers mit Hilfspfosten machen ihn besonders auch zur Verwendung als durchlaufenden Träger ohne Gelenke auf drei oder mehr Stützen geeignet. Der stetige Verlauf der rechnerisch ermittelten Biegelinien macht diese zur Benutzung als Einflußlinien für die überzähligen, statisch nicht bestimmaren Kräfte unter Anwendung des Maxwellschen Satzes geeignet, wozu die zickzackförmigen Biegelinien des Rautenträgers ohne Hilfspfosten ungeeignet sind. Da die Spannungen der zu demselben Strebenkreuzungspunkte gehörigen Ober- und Untergurtstäbe entgegengesetzt gleich und daher auch ihre Querschnitte gleich sind, können die Biegelinien ebenso wie beim einfachen Strebenfachwerk oder Pfostenfachwerk unter Vernachlässigung der Formänderung der Streben mit Hilfe des einfachen Verfahrens der  $w$ -Gewichte (gleich der Winkeländerung der Strebenkreuzungswinkel) ermittelt werden, wobei (vergl. Abb. 19)

$$w_m = \frac{2 M_m a}{h^2 E F''} = \frac{2 M_m a}{h^2 E F^o}$$

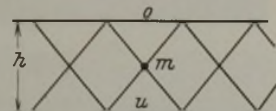


Abb. 19.

ist, unter der in den meisten Fällen wohl zu treffenden Voraussetzung, daß  $F^o \approx F''$  ist.

Als Beispiel hierzu betrachten wir den Träger auf vier Stützen, Abb. 20. Zunächst ist dazu zu bemerken, daß die Pfosten 6 und 12 (oder wenigstens einer davon) biegefest sein müssen, denn sonst ist der Träger labil. Entfernt man nämlich die Stützen B und C, so ist der dann entstehende Träger auf zwei Stützen bekanntlich labil. Nehmen wir den Punkt b als ruhend an und erteilen dem Punkte a die senkrecht

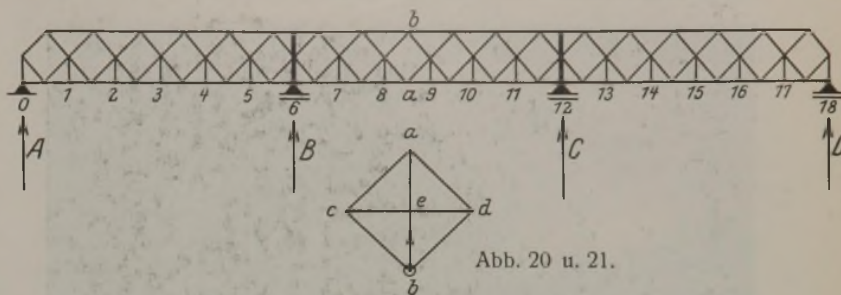


Abb. 20 u. 21.

aufwärts gerichtete augenblickliche Geschwindigkeit  $b-a$ , so fallen in dem Geschwindigkeitsplan Abb. 21 alle Knickpunkte des zu a gehörigen Strebenzuges mit dem Punkte a zusammen, desgleichen alle Knickpunkte des zu b gehörigen Strebenzuges mit b; die Kreuzungspunkte der Streben liegen abwechselnd in den Punkten c und d, während die Lastpunkte 0, 1, 2 usw. bis 18 sämtlich in den Punkt e fallen, also auch die Stützpunkte 0, 6, 12 und 18. Daraus folgt, daß die eben vorgenommene Verschiebung des Punktes b auch bei Vorhandensein der Stützen B und C möglich ist, denn die vier Punkte 0—6—12—18 des Trägers würden sich dabei alle um das gleiche Maß  $b-e$  heben, was die vier Lager nicht hindern können, denn der ganze Träger kann sich einfach um dieses Maß ungehindert senken.

Der betrachtete Träger Abb. 20 ist nun mit den zwei biegefesten Pfosten innerlich einfach, im ganzen also dreifach statisch unbestimmt; für senkrechte Lasten sind indessen (vergl. die Einflußlinien Abb. 14) die Momente der biegefesten Pfosten stets = 0; seine Einflußlinien können also ohne weiteres unter Annahme eines zweifach statisch unbestimmten Trägers auf vier Stützen ermittelt werden.

Nur für schräg oder wagerecht wirkende Kräfte (Bremskräfte) ist der Träger dreifach statisch unbestimmt und muß dementsprechend behandelt werden.

## Vermischtes.

**Technische Hochschule Karlsruhe.** Die Würde eines Ehrenbürgers wurde verliehen dem Prof. Dr.-Ing. ehr. Dr. phil. h. c. Hugo Junkers in Dessau, dem Schöpfer des Ganzmetallflugzeuges, in besonderer Anerkennung der Großtaten, die er für die Entwicklung der Luftfahrt als einer ihrer größten Pioniere geleistet hat.

**Technische Hochschule Stuttgart.** Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen Herrn Oskar Muiy, Direktor der Zweigniederlassung Halle a. d. S. der Wayss & Freytag A.-G., in Anerkennung seiner großen Verdienste um die mustergültige konstruktive Durchbildung und die gute Gestaltung von Ingenieurbauwerken.<sup>1)</sup>

**Die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E.V.)** findet am 7., 8. und 9. März 1929 in Berlin statt.

Donnerstag, den 7. März, von 9,30 Uhr vorm. ab im Gelben Saale des Hotels „Der Kaiserhof“, Wilhelmplatz 14: Innere Angelegenheiten des Vereins, nur für Mitglieder. Ferner von 14,00 bis 16,50 Uhr Vorträge für Mitglieder und Gäste im Beethovensaal der „Philharmonie“, Eingang Köthener Straße 32:

1. Arbeiten am Kraftwerk Niederwartha, Prof. Dr.-Ing. Beyer, Dresden.  
2. Der Bau der neuen Elektrizitätswerke der Compania Hispano Americana des Electricidad und der Compania Italo Argentina de Electricidad und der zugehörigen Hafenanlagen im Neuen Hafen von Buenos-Aires, Dr.-Ing. Arndt, Buenos-Aires.

Freitag, den 8. März, 9 bis 12,45 Uhr und 13,30 bis 16,10 Uhr, Ort wie vor: 3. Großmarkthalle Leipzig, Oberingenieur Dischinger der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich. 4. Der Beton als Formbildner, Architekt Hanns Hopp, Königsberg. 5. Die Senkkastengründungen der neuen Rheinbrücken bei Düsseldorf, Köln und Duisburg, Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Tils, Köln. 6. Instandsetzung und Verlängerung des Trockendocks VI der Deutschen Werke Kiel A.-G., Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel. 7. Über den Hafenbau in Helgoland, Hafenbaudirektor Eckhardt, Wilhelmshaven. 8. Ergebnisse der Mischmaschinenversuche, Prof. Dr.-Ing. Garbotz, Berlin, und Prof. Graf, Stuttgart.

Sonnabend, den 9. März, 9,30 bis 12,15 und 14,30 bis 16,00 Uhr, Ort wie vor: 9. Hochwertiger Beton unter Berücksichtigung der Darstellung im Vierstoffparallelogramm, Oberbaurat Dr. Spindel, Innsbruck. 10. Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton, Dr.-Ing. Olsen, München. 11. Leichtbeton als Baustoff und hochwertiger Isolierstoff, Dipl.-Ing. Luft, München. 12. Leichtbeton als Baustoff, Regierungsbaumeister Ernst Fraenkel, Berlin. 13. Einleitung und Erläuterung zur Vorführung des Films vom Bau der Brücke von Plougastel, Oberbaurat Dr. von Emperger, Wien. Außerdem Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

<sup>1)</sup> Herrn Dr.-Ing. ehr. Muiy verdanken wir mehrfach wertvolle Beiträge für die „Bautechnik“.

Die Schriftleitung.

**Auswechslung der Lohebrücke bei Klettendorf im Gleis Breslau—Schweidnitz mittels zweier 60-t-Krane,** ausgeführt durch Beuchelt & Co., Grünberg i. Schlesien. In der Nacht vom 29. zum 30. September 1928 wurde in der Betriebspause von 0 bis 6 Uhr der alte eiserne Überbau (Schwedlerträger) mit einer Stützweite von 21,6 m und einem Gewicht einschließlich Schwellen von etwa 35 t gegen einen Blechträgerüberbau im Gewicht von etwa 60 t einschließlich Schwellen mittels zweier 60-t-Krane, die von der Reichsbahn-Direktion Breslau zur Verfügung gestellt worden waren, ausgewechselt.

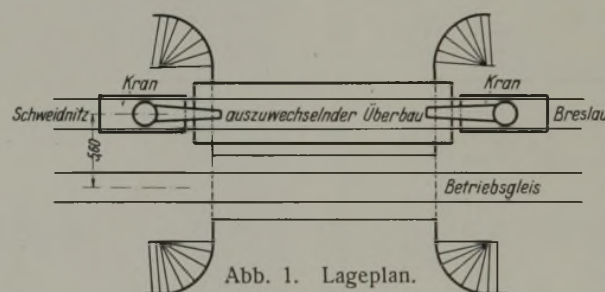


Abb. 1. Lageplan.

Der neue Überbau wurde auf dem Bahnhof Klettendorf neben der Ladestraße zusammengebaut, mit Brückenbalken versehen, und am Tage vor der Auswechslung mittels der beiden 60-t-Krane auf zwei SS-Wagen gesetzt. Da der neue Überbau in der für die Auswechslung vorgesehenen Betriebspause auf die Brücke im Betriebsgleis Schweidnitz—Breslau gefahren werden mußte, um von hier aus mittels der auf dem Nachbargleis vor und hinter der auszuwechselnden Brücke stehenden Krane eingesetzt zu werden, war es erforderlich, den Überbau so hoch zu verladen, daß seine Konstruktionsunterkante höher als Oberkante Obergurt der zu befahrenden Brücke lag. Aus diesem Grunde wurden auf den beiden gekuppelten SS-Wagen Schwellenstapel in der erforderlichen Höhe aufgebaut und darüber auf geschmierten Eisenplatten je ein eichener Brückenbalken als Schemel gelegt, auf die der neue Überbau abgesetzt wurde.

Die Anordnung eines Drehschemels war erforderlich, weil die Wagen auf dem Wege von der Zusammenbaustelle nach der etwa 1 km entfernt liegenden Verwendungsstelle verschiedene Weichen und eine Kurve mit einem Halbmesser von 300 m durchfahren mußten.

In derselben Weise wurden auch die Wagen, auf die der alte Überbau geladen und abgefahren wurde, ausgerüstet.

Das Heranfahren der beiden 60-t-Krane vom Bahnhof Klettendorf nach der Brückenstelle, das Abstützen der Krane mittels Stützspindeln und Stahlgußdruckplatten auf den bereits bei Tage verlegten Schwellenlagern sowie das Ausrichten der Krane und das Befestigen der Drahtseile am alten Überbau sowie deren Aufhängung an den Kranhaken (Abb. 1 u. 2)



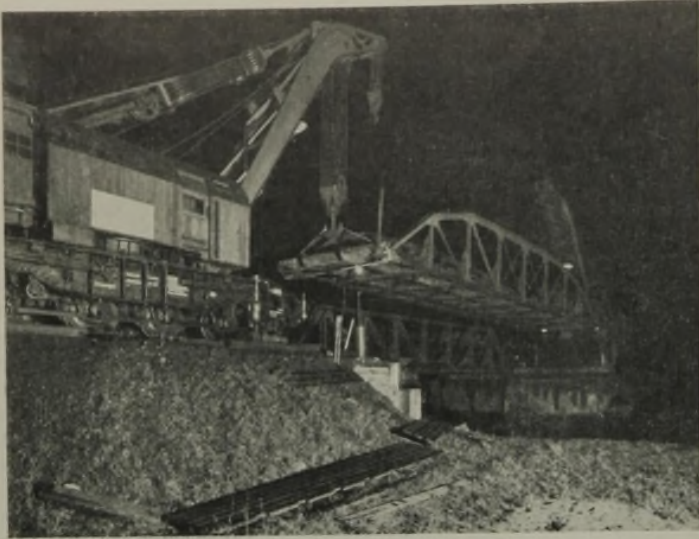


Abb. 2. Herausheben des alten Überbaues.

nahm ungefähr zwei Stunden in Anspruch. Das Herausheben des alten Überbaues und dessen Absetzen auf die im Nachbargleis auf der Brücke stehenden Wagen dauerte etwa 20 Minuten. Die zwecks Erneuerung der Auflagerbänke unter dem alten Überbau befindlichen Unterfangungsträger wurden ebenfalls mit den Kranen herausgehoben und mit dem alten Überbau verladen. Nun wurden die neuen Lager nebst Bleiplatten verlegt, die Wagen mit dem alten Überbau von der Brücke heruntergeschoben und die Wagen mit dem neuen Überbau auf die Brücke gefahren. Von hier aus wurde der neue Überbau mittels der Krane auf die neuen Lager eingesetzt (Abb. 3). Die beiden Krane mußten dabei gemäß der Gleismittentfernung von 5,60 m ihre Ausladung um etwa 2,0 m verändern und dementsprechend zur Vermeidung des Schrägzuges ihre Ausleger heben bzw. senken. Verhältnismäßig lange Zeit, etwa  $\frac{3}{4}$  Stunden, nahm das Einfädeln des Überbaues in die Lager in Anspruch. Da der alte Schwedler-Überbau beim Transport zum Verladegleis unter einer Signalbrücke durchgefahren werden mußte, war es erforderlich, die ganze Obergurtung eines Hauptträgers abzutrennen, was durch das Schneidbrennverfahren innerhalb einer Stunde geschah.

Das Gleis Schweidnitz—Breslau war rechtzeitig frei geworden, so daß der nächste fahrplanmäßige Zug keinen Aufenthalt erlitt.

**Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1928/29.** Die Gesamtbesucherzahl war:

	a)	b)	c)		Davon:		
	Studierende	Fachhörer	Gasthörer	Insgesamt <sup>1)</sup>	Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen . . .	1018	42	810	1870 (1489)	1763	107	—
Berlin . . .	5813	258	396	6467 (5198)	—	—	—
Braunschweig .	1004	—	127	1131 (1062)	1060	71	—
Breslau . . .	—	—	—	( 892)	—	—	—
Danzig . . .	1614	56	233	1903 (1654)	—	—	—
Darmstadt . . .	2513	27	218	2758 (2551)	—	—	—
Dresden . . .	2875	138	305	3318 (3037)	2813	357	148
Hannover . . .	1926	72	181	2179 (1897)	2107	72	—
Karlsruhe . . .	1246	40	237	1523 (1332)	1392	96	35
München . . .	4115	47	171	4333 (4148)	4025	174	134
Stuttgart . . .	1855	61	597	2513 (1668)	2415	54	44

<sup>1)</sup> Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1928.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Ingenieurwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie und Pharmazie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	153	80	207	117	47	254	64
Berlin . . .	938	480	1653	1360	321	127	308
Braunschweig .	130	99	282	135	197	—	151
Breslau . . .	—	—	—	—	—	—	—
Danzig . . .	274	132	446	288	136	—	138
Darmstadt . . .	303	263	865	540	142	—	400
Dresden . . .	287	220	907	—	266	—	1195
Hannover . . .	367	197	756	410	108	—	88
Karlsruhe . . .	190	171	438	271	104	—	72
München . . .	628	367	1933	—	306	—	881
Stuttgart . . .	303	337	571	243	207	4	190

Außerdem: Bergbau: Aachen 96, Berlin 265. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau, Flugtechnik: Berlin 361, Danzig 200.

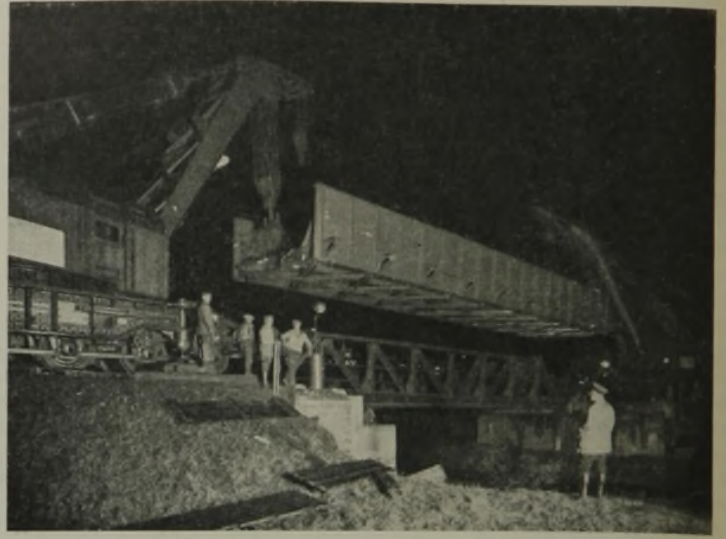


Abb. 3. Einsetzen des neuen Überbaues.

**Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau.<sup>1)</sup>** In dem Wettbewerb für die Brücke bei Speyer hat das Preisgericht am 6./7. Februar 1929 folgende Preise zuerkannt:

einen ersten Preis von 9000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 343 343, Verf. Baurat Dr.-Ing. Friedrich Voß, Kiel, unter Mitwirkung von Landesbaurat Klatt, Kiel;

einen zweiten Preis von 7000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 222 221, Verf. Architekt Karl Rotermond, BDA, Bremen, Ingenieure: Richard Muhr, Paul Köpke, Reinhold Balcke und Walter Hannemann;

einen dritten Preis von 5000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 220 146, Verf. Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien);

einen vierten Preis von 3000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 145 000, Verf. Dr.-Ing. Georg Müller, Regierungsbaumeister, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Lankwitz.

Zum Ankauf mit 1000 R.-M. wurden empfohlen:

der Entwurf mit der Kennzahl 300 128, Verf. MAN, Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln, und der Entwurf mit der Kennzahl 0 002 800, Verf. Bruno Schulz, Berlin-Grünwald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistratsoberrat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt.

Zum Ankauf mit 500 R.-M. wurden empfohlen:

der Entwurf mit der Kennzahl 242 168, Verf. Gesellschaft Harkort, Duisburg, mit Architekt Franz Brantzky, Köln; der Entwurf mit der Kennzahl 568 234, Verf. Dr.-Ing. Kirchhoff, Berlin W 9, und Hermann Honnef, Heidelberg; der Entwurf mit der Kennzahl 909 090, Verf. K. E. Leibbrand, Dipl.-Ing., Stuttgart, und der Entwurf mit der Kennzahl 270 000, Verf. Oberbaurat Alexander Brauer, Berlin-Wilmersdorf, Regierungsbaurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin NW 40, und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde.

Das Preisgericht für die Brücke bei Maxau tritt voraussichtlich am 14. März 1929 zusammen. Nach Abschluß der Arbeiten dieses Preisgerichts werden zunächst die Entwürfe für die Brücke bei Maxau und im Anschluß daran die Entwürfe für die Brücke bei Speyer in Berlin öffentlich ausgestellt werden. Näheres wird bei Bekanntgabe des Ergebnisses des Wettbewerbs für die Brücke bei Maxau noch mitgeteilt werden.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Februar erschienene Heft 4 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Reg.-Baumeister Auberlen: Gegensätze und Berührungspunkte im deutschen und amerikanischen Ingenieurbauwesen. — Kuppel über der Zeremonienhalle im neuen israelitischen Friedhof in Wien. — Dr.-Ing. Béla Enyedi: Umgekehrte Kuppelkonstruktion. — Dipl.-Ing. A. Bonwetsch: Wasserabmeßapparat „System Voglsamer“.

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 55, S. 844.

**INHALT:** Ein einheitlicher Maßstab zur Erdmassenermittlung von Damm und Einschnitt bei vollständigen und Anschlittprofilen. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 (Fortsetzung). — Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern (Schluß). — Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfsposten in den Kreuzungspunkten der Streben. — Vermischtes: Technische Hochschule Karlsruhe. — Technische Hochschule Stuttgart. — 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Auswechslung der Lohebrücke bei Klettendorf im Orlais-Breslau-Schweidnitz mittels zweier 60-t-Krane. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1928/29. — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau.

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