DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude, George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegkreis)
Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verbandes Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur",
Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,80 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 180 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,18 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei $\frac{13}{10}$ $\frac{26}{20}$ $\frac{52}{30}$ % maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungs**datum** (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

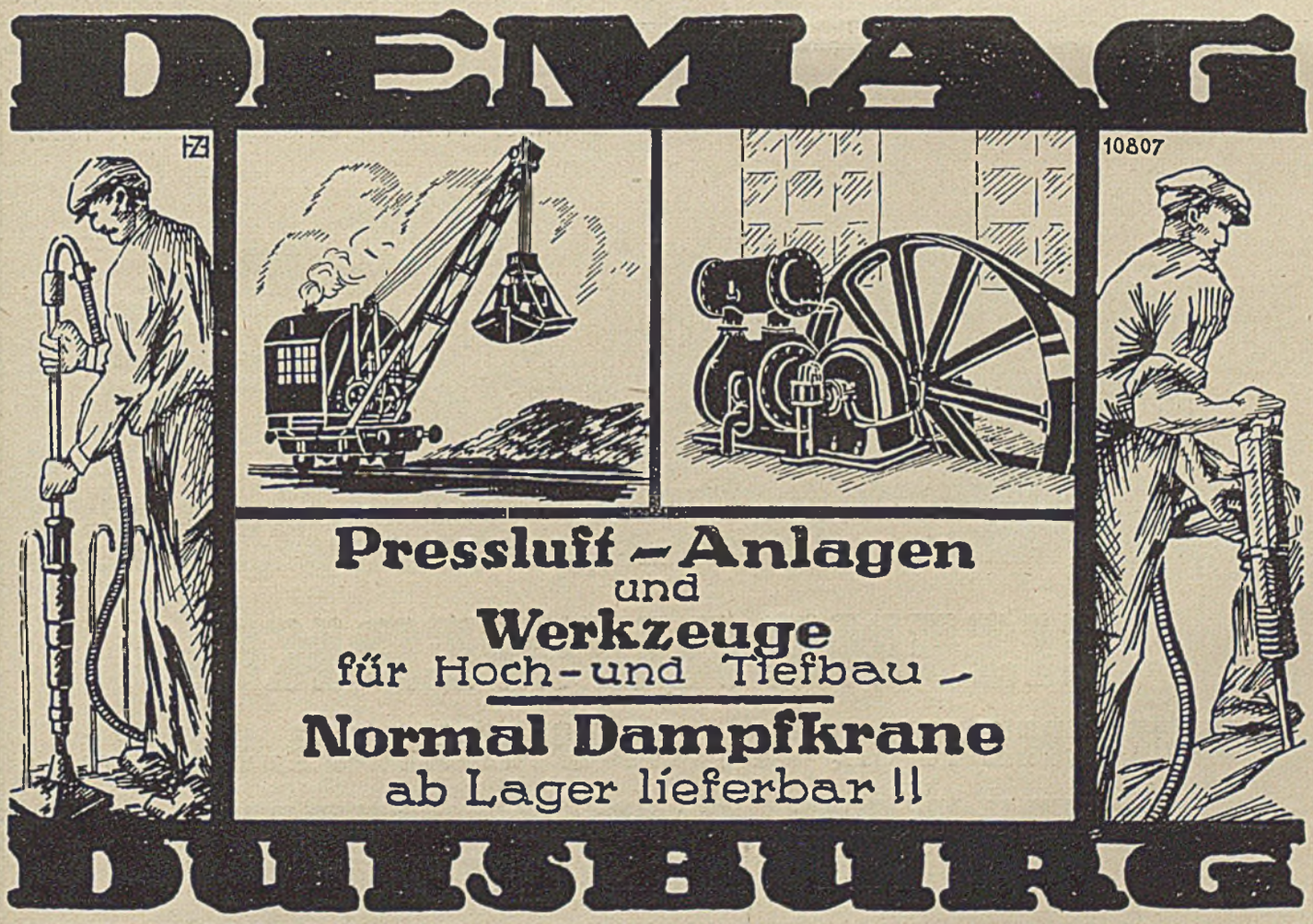
VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.
Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050—58. Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.
Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

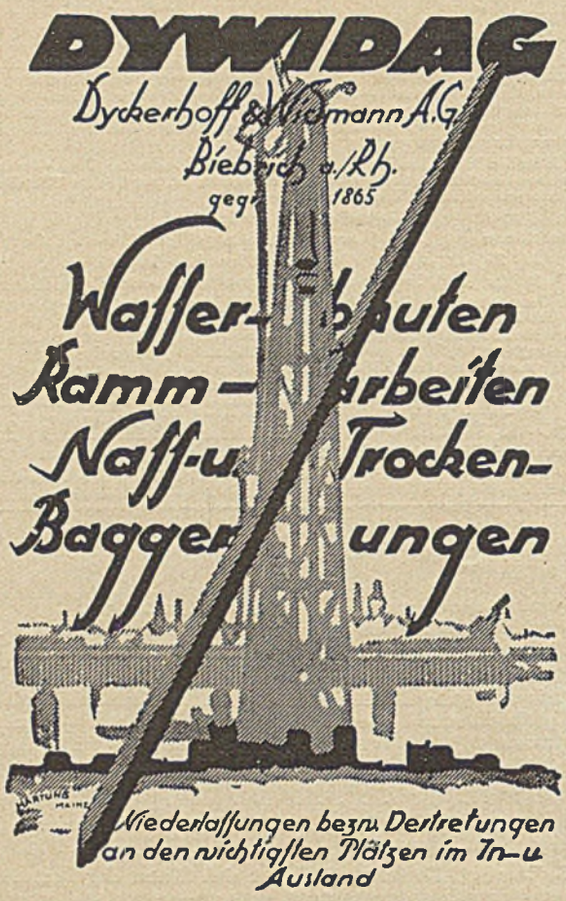
INHALT

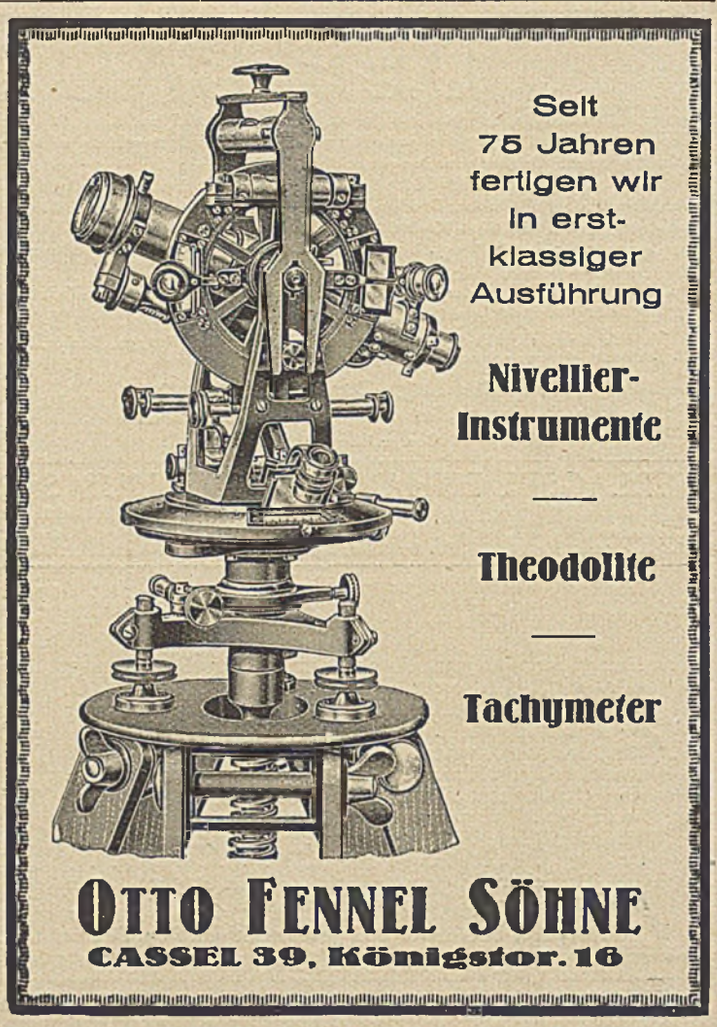
* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite
Auswertung der Marcusschen Formen zur Berechnung vierseitig gelagerter Platten. Von Dipl.-Ing. O. Luetkens, Ingenieur in der Firma Franz Schlüter A.-G., Dortmund	659*
Über den Bau des neuen Tunnels unter dem Hudsonfluß zwischen New York und Jersey (Vehicular Tunnel). Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg	664*
Zur Theorie steif bewehrter Gewölbe. Die teilweise Anhängung des Wölbgewichtes. Von Privat-Dozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag	666*
Ein neues Speicher-Großwasserkraftwerk in Bayern. Von Dipl.-Ing. Alex. Simon, München	671*
Kurze technische Berichte. Wiederherstellung von Eisenbetonsäulen bei drohendem Gebäudeeinsturz. — Der Heberaquädukt Pekalen auf Java.*	672
Wirtschaftliche Mitteilungen. Aufwertungsfragen im Baugewerbe. — Die neue Sächsische Landespfandbriefanstalt. — Gesetze, Verordnungen, Erlasse. — Rechtsprechung.	674
Patentbericht	677
Bücherbesprechungen	677
Die Baunormung (Mitteilungen des Normenausschusses der deutschen Industrie)	49/52

Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 674.




DYWIDAG
Dyckerhoff & Widmann A.G.
Biebrich a/Rh.
Wasser-bauten
Ramm-arbeiten
Naß-u. Trocken-
Bagger ungen
Niederlassungen bezw. Vertretungen
an den wichtigsten Plätzen im In- u.
Ausland


Seit
75 Jahren
fertigen wir
in erst-
klassiger
Ausführung
Nivellier-
Instrumente
Theodolite
Tachymeter
OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor. 16

EISEN-HALLEN
BAHNHOF FRIEDRICHSTRASSE, BERLIN 1923.
EISENBAUWERKE
BEUCHELT u. Co, GRÜNBERG i. SCHL.
BRÜCKENBAU + EISENHOCHBAU
WAGGONBAU + TIEFBAU

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 28. August 1925 Heft 21

AUSWERTUNG DER MARCUSSCHEN FORMELN ZUR BERECHNUNG VIERSEITIG GELAGERTER PLATTEN.

Von Dipl.-Ing. O. Luetkens, Ingenieur in der Firma Franz Schlüter A.-G., Dortmund.

Im „Bauingenieur" Heft 20/21, Jahrgang 1924, veröffentlichte Herr Dr.-Ing. Marcus zur Berechnung vierseitig gelagerter Platten neue vereinfachte Formeln, auf die in den neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen hingewiesen wird.

Die hiermit verbundenen Vorteile gegenüber der früheren Rechnungsart bedürfen nach den Ausführungen von Herrn Dr. Marcus keiner weiteren Erwähnung. Die Anwendung der Formeln verlangt aber einen beträchtlichen Zeitaufwand. Beim einfachsten Fall einer vierseitig frei aufliegenden Platte erfordert die Ermittlung des Größtmoments folgende Rechnung:

Es seien l_x und l_y die Seitenlängen, p die gleichmäßig verteilte Belastung, dann ist

$$M_{x_{max}} = p_x \frac{l_x^2}{8} v_a$$

$$= p\, l_x^2 \frac{1}{8} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right).$$

Darin ist für ein bestimmtes Seitenverhältnis folgender Ausdruck konstant:

$$C = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right).$$

Wird eine ein- oder mehrseitige Einspannung angenommen, ergeben sich entsprechende Konstanten.

Um ein schnelles Rechnen zu ermöglichen, sind in den folgenden Tabellen diese Konstanten für die hier behandelten 6 Fälle zusammengestellt. Hierbei sind die von Herrn Dr. Marcus gewählten Bezeichnungen beibehalten.

I. Die ringsum frei aufliegende Platte.

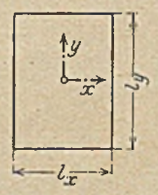
$$p_x = p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}; \qquad p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

$$v_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = p_x \frac{l_x^2}{8} v_a = p\, l_x^2 C_1;$$

$$M_{y_{max}} = p_y \frac{l_x^2}{8} v_a = p\, l_y^2 C_2.$$



Darin ist:

$$C_1 = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right);$$

$$C_2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right)$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_1	C_2
0,50	0,00591	0,0946
0,55	0,00806	0,0881
0,60	0,0105	0,0813
0,65	0,0133	0,0744
0,70	0,0162	0,0676
0,75	0,0194	0,0604
0,80	0,0226	0,0551
0,85	0,0259	0,0496
0,90	0,0293	0,0447
0,95	0,0329	0,0403
1,00	0,0365	0,0365
0,95	0,0403	0,0329
0,90	0,0447	0,0293
0,85	0,0496	0,0259
0,80	0,0551	0,0226
0,75	0,0604	0,0194
0,70	0,0676	0,0162
0,65	0,0744	0,0133
0,60	0,0813	0,0105
0,55	0,0881	0,00806
0,50	0,0946	0,00591
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$		

II. Die ringsum eingeklemmte Platte

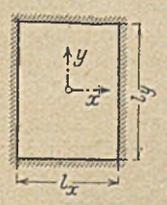
$$p_x = p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}; \qquad p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

$$v_b = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{p_x l_x^2}{24} v_b = p\, l_x^2 C_3;$$

$$M_{y_{max}} = \frac{p_y l_y^2}{24} v_b = p\, l_y^2 C_4.$$



Darin ist:

$$C_3 = \frac{1}{24} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right);$$

$$C_4 = \frac{1}{24} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right).$$

Einspannungsmomente:

$$M_{x_{min}} = -\frac{p_x l_x^2}{12 v_b} = -p\, l_x^2 C_5;$$

$$M_{y_{min}} = -\frac{p_y l_y^2}{12 v_b} = -p\, l_y^2 C_6.$$

Darin ist:

$$C_5 = \frac{1}{12} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \cdot \frac{1}{1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}};$$

$$C_6 = \frac{1}{12} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \cdot \frac{1}{1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}}.$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_3	C_4	C_5	C_6
0,50	0,00229	0,0367	0,00624	0,0839
0,55	0,00322	0,0352	0,00757	0,0827
0,60	0,00436	0,0336	0,0105	0,0809
0,65	0,00568	0,0318	0,0140	0,0785
0,70	0,00718	0,0299	0,0181	0,0755
0,75	0,00883	0,0279	0,0227	0,0718
0,80	0,0106	0,0258	0,0277	0,0677
0,85	0,0124	0,0238	0,0329	0,0631
0,90	0,0143	0,0217	0,0382	0,0582
0,95	0,0161	0,0198	0,0434	0,0533
1,00	0,0179	0,0179	0,0484	0,0484
0,95	0,0198	0,0161	0,0533	0,0434
0,90	0,0217	0,0143	0,0582	0,0382
0,85	0,0238	0,0124	0,0631	0,0329
0,80	0,0258	0,0106	0,0677	0,0277
0,75	0,0279	0,00883	0,0718	0,0227
0,70	0,0299	0,00718	0,0755	0,0181
0,65	0,0318	0,00568	0,0785	0,0140
0,60	0,0336	0,00436	0,0809	0,0105
0,55	0,0352	0,00322	0,0827	0,00757
0,50	0,0367	0,00229	0,0839	0,00624
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$				

III. Platten an drei Seiten frei aufliegend und an einem Rande fest eingeklemmt.

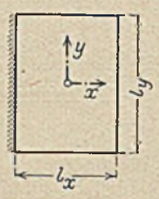
$$p_x = p \frac{5\, l_y^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}; \qquad p_y = p \frac{2\, l_x^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

$$\nu_c = 1 - \frac{75}{32} \cdot \frac{l_x^2}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}; \qquad \nu_c' = 1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{9}{128}\, p_x\, l_x^2\, \nu_c = p\, l_x^2\, C_7;$$

$$M_{y_{max}} = \frac{1}{8}\, p_y\, l_y^2\, \nu_c' = p\, l_y^2\, C_8.$$



Darin ist:

$$C_7 = \frac{9}{128} \cdot \frac{5\, l_y^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4} \left(1 - \frac{75}{32} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}\right);$$

$$C_8 = \frac{1}{8} \cdot \frac{2\, l_x^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4} \left(1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}\right).$$

Einspannungsmoment:

$$M_{x_r} = -\frac{1}{8}\, p_x\, l_x^2 = -p\, l_x^2\, C_9.$$

Darin ist:

$$C_9 = \frac{1}{8} \cdot \frac{5\, l_y^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_7	C_8	C_9
0,50	0,00709	0,0886	0,0169
0,55	0,00931	0,0809	0,0233
0,60	0,0117	0,0727	0,0306
0,65	0,0142	0,0654	0,0386
0,70	0,0169	0,0582	0,0469
0,75	0,0196	0,0515	0,0552
0,80	0,0224	0,0455	0,0632
0,85	0,0252	0,0401	0,0708
0,90	0,0280	0,0352	0,0777
0,95	0,0307	0,03097	0,0838
1,00	0,0334	0,0272	0,0893
0,95	0,0361	0,0237	0,0943
0,90	0,0393	0,0191	0,101
0,85	0,0419	0,0173	0,103
0,80	0,0448	0,0144	0,107
0,75	0,0478	0,0117	0,111
0,70	0,0507	0,00932	0,114
0,65	0,0535	0,00724	0,117
0,60	0,0561	0,00546	0,119
0,55	0,0586	0,00399	0,121
0,50	0,0608	0,00280	0,122
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$			

IV. Platten an zwei gegenüber liegenden Seiten frei aufliegend, an den beiden andern fest eingeklemmt.

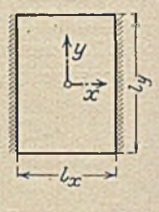
$$p_x = p \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}; \qquad p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

$$\nu_d = 1 - \frac{25}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5\, l_y^4}; \qquad \nu_d' = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{1}{24}\, p_x\, l_x^2\, \nu_d = p\, l_x^2\, C_{10};$$

$$M_{y_{max}} = \frac{1}{8}\, p_y\, l_y^2\, \nu_d' = p\, l_y^2\, C_{11}.$$



Darin ist:

$$C_{10} = \frac{1}{24} \cdot \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} \left(1 - \frac{25}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5\, l_y^4}\right);$$

$$C_{11} = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5\, l_y^4}\right).$$

Einspannungsmoment:

$$M_{x_r} = -\frac{1}{8}\, p_x\, l_x^2 = p\, l_x^2\, C_{12}.$$

Darin ist:

$$C_{12} = \frac{1}{8} \cdot \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{10}	C_{11}	C_{12}
0,50	0,00730	0,0801	0,0298
0,55	0,00931	0,0709	0,0392
0,60	0,0114	0,0620	0,0492
0,65	0,0136	0,0538	0,0590
0,70	0,0157	0,0463	0,0682
0,75	0,0179	0,0396	0,0766
0,80	0,0198	0,0338	0,0840
0,85	0,0218	0,0289	0,0904
0,90	0,0235	0,0246	0,0958
0,95	0,0252	0,0210	0,100
1,00	0,0267	0,0179	0,104
0,95	0,0281	0,0152	0,107
0,90	0,0295	0,0128	0,111
0,85	0,0309	0,0105	0,113
0,80	0,0322	0,00853	0,116
0,75	0,0334	0,00678	0,118
0,70	0,0346	0,00528	0,119
0,65	0,0357	0,00402	0,121
0,60	0,0367	0,00297	0,122
0,55	0,0375	0,00214	0,123
0,50	0,0383	0,00148	0,123
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$			

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{13}	C_{14}	C_{15}	C_{16}
0,50	0,00368	0,0589	0,00735	0,118
0,55	0,00513	0,0560	0,0105	0,113
0,60	0,00686	0,0529	0,0143	0,111
0,65	0,00886	0,0496	0,0189	0,106
0,70	0,0111	0,0462	0,0242	0,101
0,75	0,0135	0,0427	0,0300	0,0950
0,80	0,0161	0,0393	0,0363	0,0887
0,85	0,0187	0,0359	0,0429	0,0821
0,90	0,0215	0,0327	0,0495	0,0755
0,95	0,0242	0,0297	0,0561	0,0689
1,00	0,0269	0,0269	0,0625	0,0625
0,95	0,0297	0,0242	0,0689	0,0561
0,90	0,0327	0,0215	0,0755	0,0495
0,85	0,0359	0,0187	0,0821	0,0429
0,80	0,0393	0,01608	0,0887	0,0363
0,75	0,0427	0,0135	0,0950	0,0300
0,70	0,0462	0,0111	0,101	0,0242
0,65	0,0496	0,00886	0,106	0,0189
0,60	0,0529	0,00686	0,111	0,0143
0,55	0,0560	0,00513	0,113	0,0105
0,50	0,0589	0,00368	0,118	0,00735
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$				

V. Platten an zwei benachbarten Seiten frei aufliegend, an den beiden andern fest eingeklemmt.

$$p_x = p\,\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}; \qquad p_y = p\,\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

$$\nu_e = 1 - \frac{15}{32}\cdot\frac{l_x^2\,l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{9}{128}\,p_x\,l_x^2\,\nu_e = p\,l_x^2\,C_{13};$$

$$M_{y_{max}} = \frac{9}{128}\,p_y\,l_y^2\,\nu_e = p\,l_y^2\,C_{14}.$$

Darin ist:

$$C_{13} = \frac{9}{128}\cdot\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}\left(1 - \frac{15}{32}\cdot\frac{l_x^2\,l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right);$$

$$C_{14} = \frac{9}{128}\cdot\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}\left(1 - \frac{15}{32}\cdot\frac{l_x^2\,l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right).$$

Einspannungsmomente:

$$M_{x_r} = -\frac{1}{8}\,p_x\,l_x^2 = -p\,l_x^2\,C_{15};$$

$$M_{y_r} = -\frac{1}{8}\,p_y\,l_y^2 = -p\,l_y^2\,C_{16}.$$

Darin ist:

$$C_{15} = \frac{1}{8}\cdot\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4};$$

$$C_{16} = \frac{1}{8}\cdot\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

VI. Platten an drei Seiten eingeklemmt und an einem Rande frei aufliegend.

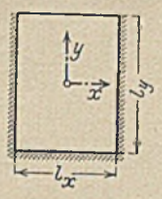
$$p_x = p\,\frac{2\,l_y^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4}; \qquad p_y = p\,\frac{l_x^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4}.$$

$$\nu_f = 1 - \frac{5}{9}\cdot\frac{l_x^2\,l_y^2}{l_x^4 + 2\,l_y^4}; \qquad \nu_f' = 1 - \frac{15}{32}\cdot\frac{l_x^2\,l_y^2}{l_x^4 + 2\,l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{1}{24}\,p_x\,l_x^2\,\nu_f = p\,l_x^2\,C_{17};$$

$$M_{y_{max}} = \frac{9}{128}\,p_y\,l_y^2\,\nu_f' = p\,l_y^2\,C_{18}.$$



Darin ist:

$$C_{17} = \frac{1}{24}\cdot\frac{2\,l_y^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4}\left(1 - \frac{5}{9}\cdot\frac{l_x^2\,l_y^2}{l_x^4 + 2\,l_y^4}\right);$$

$$C_{18} = \frac{9}{128}\cdot\frac{l_x^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4}\left(1 - \frac{15}{32}\cdot\frac{l_x^2\,l_y^2}{l_x^4 + 2\,l_y^4}\right).$$

Einspannungsmomente:

$$M_{x_r} = -\frac{1}{12}\,p_x\,l_x^2 = -p\,l_x^2\,C_{19};$$

$$M_{y_r} = -\frac{1}{8}\,p_y\,l_y^2 = -p\,l_y^2\,C_{20}.$$

Darin ist:

$$C_{19} = \frac{1}{12}\cdot\frac{2\,l_y^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4};$$

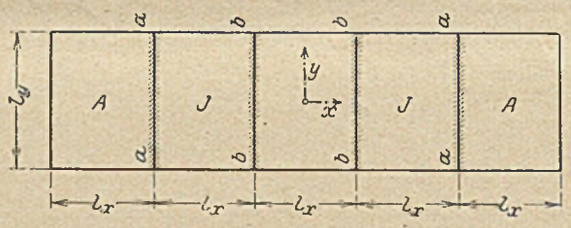
$$C_{20} = \frac{1}{8}\cdot\frac{l_x^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4}.$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{17}	C_{18}	C_{19}	C_{20}
0,50	0,00406	0,0560	0,00926	0,111
0,55	0,00553	0,0523	0,0129	0,106
0,60	0,00721	0,0483	0,0172	0,0993
0,65	0,00907	0,0443	0,0219	0,0921
0,70	0,0110	0,0401	0,0270	0,0844
0,75	0,0131	0,0361	0,0323	0,0766
0,80	0,0151	0,0323	0,0375	0,0687
0,85	0,0171	0,0287	0,0426	0,0612
0,90	0,0182	0,0263	0,0457	0,0565
0,95	0,0209	0,0224	0,0516	0,0475
1,00	0,0226	0,0198	0,0556	0,0417
0,95	0,0243	0,0173	0,0592	0,0362
0,90	0,0261	0,0149	0,0627	0,0309
0,85	0,0278	0,0126	0,0661	0,0259
0,80	0,0295	0,0105	0,0692	0,0212
0,75	0,0311	0,00851	0,0720	0,0171
0,70	0,0327	0,00676	0,0744	0,0134
0,65	0,0341	0,00524	0,0765	0,0102
0,60	0,0355	0,00394	0,0783	0,00761
0,55	0,0366	0,00287	0,0797	0,00547
0,50	0,0377	0,00201	0,0808	0,00379
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$				

Bei der Berechnung durchlaufender Platten gewähren die vorangegangenen Tabellen ebenfalls eine wesentliche Zeitersparnis. Es mögen daher die Marcusschen Formeln folgen, in denen die größtenteils oben schon errechneten Werte als Konstanten erscheinen.

Einreihige Platte.

Feldmomente:



Außenfelder A:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_c \frac{5\, l_y^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_7 \pm \frac{p}{2} C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{1}{8} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_c' \frac{2\, l_x^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_8 \pm \frac{p}{2} C_2 \right].$$

Innenfelder J:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_d \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{10} \pm \frac{p}{2} C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{1}{8} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_d' \frac{l_x^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{11} \pm \frac{p}{2} C_2 \right].$$

Stützenmomente:

$$M_a = -\frac{1}{10} (g + p)\, l_x^2 \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{21}.$$

Darin ist: $C_{21} = \frac{1}{10} \cdot \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}$.

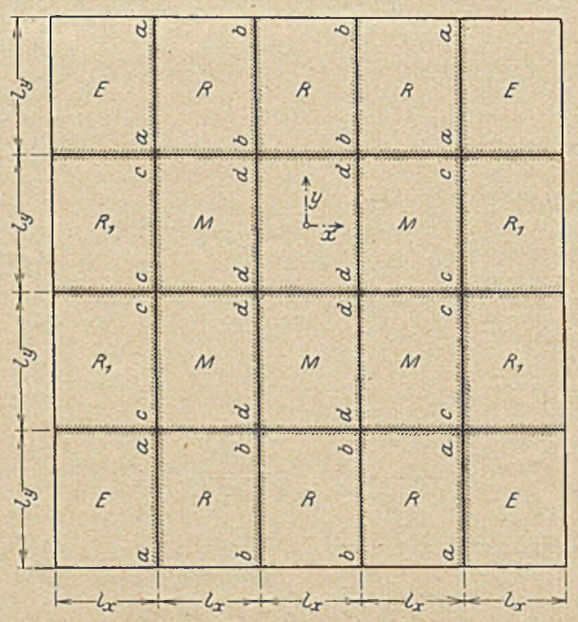
$$M_b = -\frac{1}{12} (g + p)\, l_x^2 \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{22}$$

Darin ist: $C_{22} = \frac{1}{12} \cdot \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}$.

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{21}	C_{22}
0,50	0,0238	0,0198
0,55	0,0314	0,0262
0,60	0,0393	0,0328
0,65	0,0472	0,0393
0,70	0,0546	0,0455
0,75	0,0613	0,0511
0,80	0,0672	0,0560
0,85	0,0723	0,0603
0,90	0,0766	0,0638
0,95	0,0803	0,0669
1,00	0,0833	0,0694
0,95	0,0860	0,0717
0,90	0,0884	0,0737
0,85	0,0905	0,0754
0,80	0,0924	0,0770
0,75	0,0940	0,0783
0,70	0,0954	0,0795
0,65	0,0966	0,0805
0,60	0,0975	0,0813
0,55	0,0982	0,0818
0,50	0,0988	0,823
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$		

Mehrreihige Platte.

Feldmomente:



Endfeld E:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_e \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{13} \pm \frac{p}{2} C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_e' \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{14} \pm \frac{p}{2} C_2 \right].$$

Randfeld R:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) \nu_f \frac{2\, l_y^4}{l_x^4 + 2\, l_y^2} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2} \right) C_{17} \pm \frac{p}{2} C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2} \right) \nu_f' \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2} \right) C_{18} \pm \frac{p}{2} C_2 \right].$$

Mittelfeld M:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) \nu_b \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2} \right) C_3 \pm \frac{p}{2} C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2} \right) \nu_b' \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2} \right) C_4 \pm \frac{p}{2} C_2 \right].$$

Stützenmomente:

$$M_a = -\frac{1}{10} (g + p)\, l_x^2 \frac{2\, l_y^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{23}$$

$$C_{23} = \frac{1}{10} \cdot \frac{2\, l_y^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4}.$$

$$M_b = -\frac{1}{12} (g + p)\, l_x^2 \frac{2\, l_y^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{24};$$

$$C_{24} = \frac{1}{12} \cdot \frac{2\, l_y^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4}.$$

Die Stützenmomente in der y-Richtung erhält man durch Vertauschung der Bezeichnungen für l_x und l_y.

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{23}	C_{24}	C_{25}	C_{26}
0,50	0,0111	0,00925	0,00588	0,00490
0,55	0,0155	0,0129	0,00838	0,00698
0,60	0,0206	0,0172	0,0115	0,00956
0,65	0,0263	0,0219	0,0151	0,0126
0,70	0,0324	0,0270	0,0194	0,0162
0,75	0,0388	0,0323	0,0240	0,0200
0,80	0,0450	0,0375	0,0291	0,0243
0,85	0,0511	0,0426	0,0343	0,0286
0,90	0,0548	0,0457	0,0396	0,0330
0,95	0,0620	0,0517	0,0449	0,0374
1,00	0,0667	0,0556	0,0500	0,0417
0,95	0,0711	0,0593	0,0551	0,0459
0,90	0,0753	0,0628	0,0604	0,0503
0,85	0,0793	0,0661	0,0657	0,0548
0,80	0,0830	0,0692	0,0709	0,0591
0,75	0,0863	0,0719	0,0760	0,0633
0,70	0,0893	0,0744	0,0806	0,0672
0,65	0,0918	0,0765	0,0849	0,0708
0,60	0,0939	0,0783	0,0885	0,0738
0,55	0,0956	0,0797	0,0916	0,0763
0,50	0,0970	0,0808	0,0941	0,0784
$\varrho' = \frac{l_y}{l_x}$				

$$M_c = -\frac{1}{10} (g + p)\, l_x^2 \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{25};$$

$$C_{25} = \frac{1}{10} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

$$M_d = -\frac{1}{12} (g + p)\, l_x^2 \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{26};$$

$$C_{26} = \frac{1}{12} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

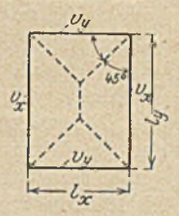
Zur Ermittlung der Auflagerkräfte und Randdrillungsmomente für eine allseitig frei aufliegende Platte sind im folgenden wiederum die in den Marcusschen Formeln enthaltenen Konstanten zusammengestellt.

Es möge l_y die größere Seitenlänge, Q die Gesamtbelastung der Platte bezeichnen.

Bei gleichmäßigen Auflagerbedingungen beträgt angenähert der auf die einzelnen Ränder entfallende Lastanteil:

$$V_x = \frac{Q}{2} \left(1 - \frac{l_x}{2\, l_y} \right) = Q\, C_{27};$$

$$V_y = \frac{Q}{4} \cdot \frac{l_x}{l_y} = Q\, C_{28}.$$



Die zusätzlichen Randdrillungsmomente sind für den Fall freier Auflagerung:

$$\mu_{x_{max}} = \frac{Q\, l_y}{24} \cdot \frac{m}{m + 1} \nu_a \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$= \frac{5}{32} Q_i\, l_y = Q\, l_y\, C_{29};$$

$$\mu_{y_{max}} = \frac{Q\, l_x}{24} \cdot \frac{m}{m + 1} \nu_a \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$= \frac{5}{32} Q_i\, l_x = Q\, l_x\, C_{29}.$$

Darin bedeutet Q_i die Randbelastung, welche den Randdrillungsmomenten entspräche:

$$Q_i = \frac{4}{15} Q \frac{m}{m + 1} \nu_a \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$= Q\, C_{30} \quad (m = 10/3).$$

Die Gesamtauflagerkräfte betragen dann für den Fall freier Auflagerung:

$$A_x = V_x + Q_i = Q\, C_{31};$$

$$A_y = V_y + Q_i = Q\, C_{32}.$$

$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$	C_{27}	C_{28}	C_{29}	C_{30}	C_{31}	C_{32}
0,50	0,375	0,125	0,00606	0,0388	0,4138	0,1638
0,55	0,3625	0,1375	0,00683	0,0437	0,4062	0,1812
0,60	0,350	0,150	0,00750	0,0480	0,3980	0,1980
0,65	0,3375	0,1625	0,00806	0,0516	0,3891	0,2141
0,70	0,325	0,175	0,00850	0,0544	0,3794	0,2294
0,75	0,3125	0,1875	0,00881	0,0564	0,3689	0,2439
0,80	0,300	0,200	0,00905	0,0579	0,3579	0,2579
0,85	0,2875	0,2125	0,00920	0,0589	0,3464	0,2714
0,90	0,275	0,225	0,00928	0,0594	0,3344	0,2844
0,95	0,2625	0,2375	0,00933	0,0597	0,3222	0,2972
1,00	0,250	0,250	0,00934	0,0598	0,3098	0,3098

ÜBER DEN BAU DES NEUEN TUNNELS UNTER DEM HUDSONFLUSS ZWISCHEN NEW YORK UND JERSEY (VEHICULAR TUNNEL).

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht. Entscheidung zwischen Hochbrücke und Tunnel. Name des Bauwerks und Bauleitung. Lage und Abmessungen. Beschaffenheit des Baugrundes und Festlegung des Projekts. Bauart und Querschnitt. Luftzufuhr und Entlüftung. Beleuchtung und Entwässerung. Bauzeit und Ausführungskosten. Schlußbemerkung.

Im Jahre 1918 wurde eine Kommission eingesetzt, deren Aufgabe es war, zu prüfen, ob man zur Behebung der Schwierigkeiten, die in der Bewältigung des Verkehrs zwischen New York und Jersey bestehen, eine Brücke über den Hudsonfluß oder einen Tunnel unter seinem Bett bauen sollte. Die Entscheidung fiel nach eingehender Erwägung aller Umstände und Aufstellung vergleichender Kostenanschläge zugunsten eines Tunnels. Für einen Tunnelbau wurden in der Folge im ganzen acht Entwürfe aufgestellt, von denen der Entwurf vier als der beste und zweckmäßigste der Ausführung zugrunde gelegt wurde. Mit Bezug auf die Annahmen für den mutmaßlichen zukünftigen Verkehr gingen die Meinungen sehr weit auseinander. Zählungen der Fuhrwerke, die zwischen den beiden Städten verkehren, und die jetzt gezwungen sind, die Fährboote zu benutzen, gaben einen nur unvollkommenen Anhaltspunkt für den Verkehr der Zukunft. Es wurde schließlich angenommen, daß der Verkehr vom Eröffnungsjahr bis 1943 von 5,6 auf 23 Millionen Straßenfuhrwerke im Jahr und in beiden Richtungen steigen wird.

Nach sorgfältiger Untersuchung des Baugrundes und nach konstruktiver Festlegung der wesentlichsten Einzelheiten der Ausführungsart wurde im Jahre 1919 mit dem Bau begonnen. Der Tunnel, der den Namen „Vehicular Tunnel" erhielt, wird etwa 2800 m lang; er soll lediglich dem Straßenverkehr und von diesem vorzugsweise dem Wagenverkehr dienen. Fußgängerverkehr soll er nur in sehr beschränktem Umfange aufnehmen, weshalb er verhältnismäßig schmale Fußwege (0,61 m) erhält. Der Name „Vehicular Tunnel" bezeichnet die Hauptart seines Verkehrs. Daneben führt der Tunnel nach dem Namen seines Erbauers, des Chefingenieurs Clifford M. Holland, öffentlich und im Volksmunde die Bezeichnung „The Holland Tunnel". In den Vereinigten Staaten von Nordamerika wird nämlich schon lange anerkannt, daß der Techniker die führende Stellung im Wirtschaftsleben in der Tat einnimmt und daß ihm entsprechende Ehre gebührt. Der Ingenieur ist mit Bezug auf die Einschätzung seiner Leistungen durch die öffentliche Meinung dem Architekten gegenüber vielfach sehr im Nachteil. Seine Bauten — mit Ausnahme vielleicht von großen, weitgespannten Brücken, Eisenbahnen im Hochgebirge, sowie bedeutenden Schleusen und Schiffshebewerken — sehen, wenn sie fertiggestellt sind, so einfach und selbstverständlich aus, daß sie leicht übersehen werden, während ein Monumentalgebäude jedem ins Auge fällt. Und dabei erfordern gerade die Ingenieurbauten meistens ungeheuere technische Leistungen und setzen ein besonders großes Maß von wissenschaftlicher Arbeit voraus. Ein Bau, wie der Holland Tunnel, ist eine Glanzleistung erhabener Ingenieurkunst; er stellt aber, wenn er fertig ist, nur einen einfach erscheinenden Hohlraum dar, den man mal vielleicht flüchtig betrachtet, wenn man mit dem bequemen Auto hindurchfährt.

Der „Vehicular Tunnel" oder „Holland Tunnel" besteht aus zwei kreisrunden Rohren, eins für den westwärts gerichteten und eins für den ostwärts gerichteten Verkehr. Jedes Rohr erhält etwa 9 m äußeren Durchmesser, während für den Lichtraumquerschnitt ein Durchmesser von etwa 7,78 m vorgesehen ist. Die Wanddicke beträgt daher etwa 61 cm. Das Tunnelrohr für den westwärts gerichteten Verkehr beginnt in New York in der Broome Street, schließt mit einem Bogen an die Spring Street, verläuft unter dieser und unter dem Pier Nr. 35 durch das Bett des Hudsonflusses nach der Stadt Jersey, wo es in der Fourteenth Street seine Ausmündung findet. Das Rohr für den ostwärts gerichteten Verkehr geht in Jersey von der Twelfth Street aus, verläuft unter dem Hafengebiet und unter dem Hudsonfluß ungefähr in gleicher Tiefe und parallel mit dem erstgenannten Rohr und tritt in New York in der Vestry Street, Ecke Canal Street, zutage. Die Entfernung der beiden Rohre voneinander beträgt unter den beiderseitigen Hafengebieten und unter dem Flußbett, von Mitte zu Mitte gemessen, etwa 13,5 m.

Aus dem Lageplan, Abb. 1, der auch einen Längsschnitt enthält, sind die Lagen der beiden Tunnelrohre und ihre Gefällverhältnisse ersichtlich. Die Tunnelsohle liegt an ihrer tiefsten Stelle mit der Unterkante etwa 31,80 m unter dem Hochwasserspiegel. Die Überdeckung ist sehr verschieden dick. Im Durchschnitt liegt über den Tunnelrohren eine Erdschicht von etwa 5 m Dicke. Nach dem Ergebnis vieler Bohrungen und geologischer Untersuchungen besteht der Baugrund fast auf der gesamten Länge des Tunnels aus jüngeren Formationen. Sein Hauptbestandteil ist Sand von ziemlich feinem Korn und dichter Beschaffenheit. Nur an einer Stelle, auf der New York zugekehrten Seite des Flusses, muß der Tunnel durch eine Wellenkuppe des Grundfelsens hindurchgetrieben werden (vgl. Längsschnitt auf Abb. 1). Die größte Steigung im Rohre beträgt für den Verkehr von New York nach Jersey 3 vH (etwa 1 : 33), während im anderen Rohr eine noch etwas größere Steigung, nämlich 3,80 vH (etwa 1 : 26), vorhanden ist. Diese Größtsteigung im Bauwerk ist aber verhältnismäßig kurz, sie erstreckt sich nur vom Portal bis zu der Stelle, wo die Tunnelsohle die Straßenhöhe auf der New-Yorker Seite erreicht. Hierbei handelt es sich um Steigungen, die sich der Fahrrichtung entgegenstellen. Das Gefälle in der Fahrrichtung, das dem Verkehr nicht hinderlich ist, erreicht an einer Stelle, in der Einfahrt auf der New-Yorker Seite, das Maß von 4,03 vH (etwa 1 : 25).

Infolge der Art und Zusammensetzung des Baugrundes entschloß man sich zur Anwendung der Schildvortriebbauweise, wie sie aus Abb. 2 ersichtlich ist. Die Erfahrungen, die man mit dieser Bauweise s. Zt. bei der Ausführung des fast gleichgroßen Rotherhithe Tunnels in London gesammelt hatte, und die Tatsache, daß der Baugrund an beiden Orten fast der gleiche ist, gaben bei der Wahl der Ausführungsart den Ausschlag. Die Tunnelrohre bestehen an ihrer Außenseite aus eisernen Segmentringstücken, die an allen vier Seiten mit breiten Flanschen versehen sind und mit versetzten Fugen, also im Verband, aneinander geschraubt werden. Jeder Ring besteht aus 14 rechteckigen Segmentteilen von je 0,76 m Länge, in der Tunnelrichtung gemessen, und 1,83 m Breite, sowie aus einem Paßstück, das im Scheitel eingefügt wird. Die Ringe werden an jeder Stoßfuge mit 84 Schraubbolzen von 4,45 cm Durchmesser an den benachbarten Ring angeschlossen, während in den Lagerfugen jedes Ringes zusammen 75 Schraubbolzen gleichen Durchmessers die Verbindung bewirken. Die hierdurch entstehende, kassettenförmige Wandung wird alsdann mit Beton ausgekleidet. Der Tunnelquerschnitt, Abb. 3, zeigt die Ausführungsart. Jedes Tunnelrohr erhält eine Fahrbahn von 6,10 m Breite zwischen den Bordkanten und einen Fußweg von 61 cm Breite auf der linken Seite, von der Fahrrichtung aus gesehen.

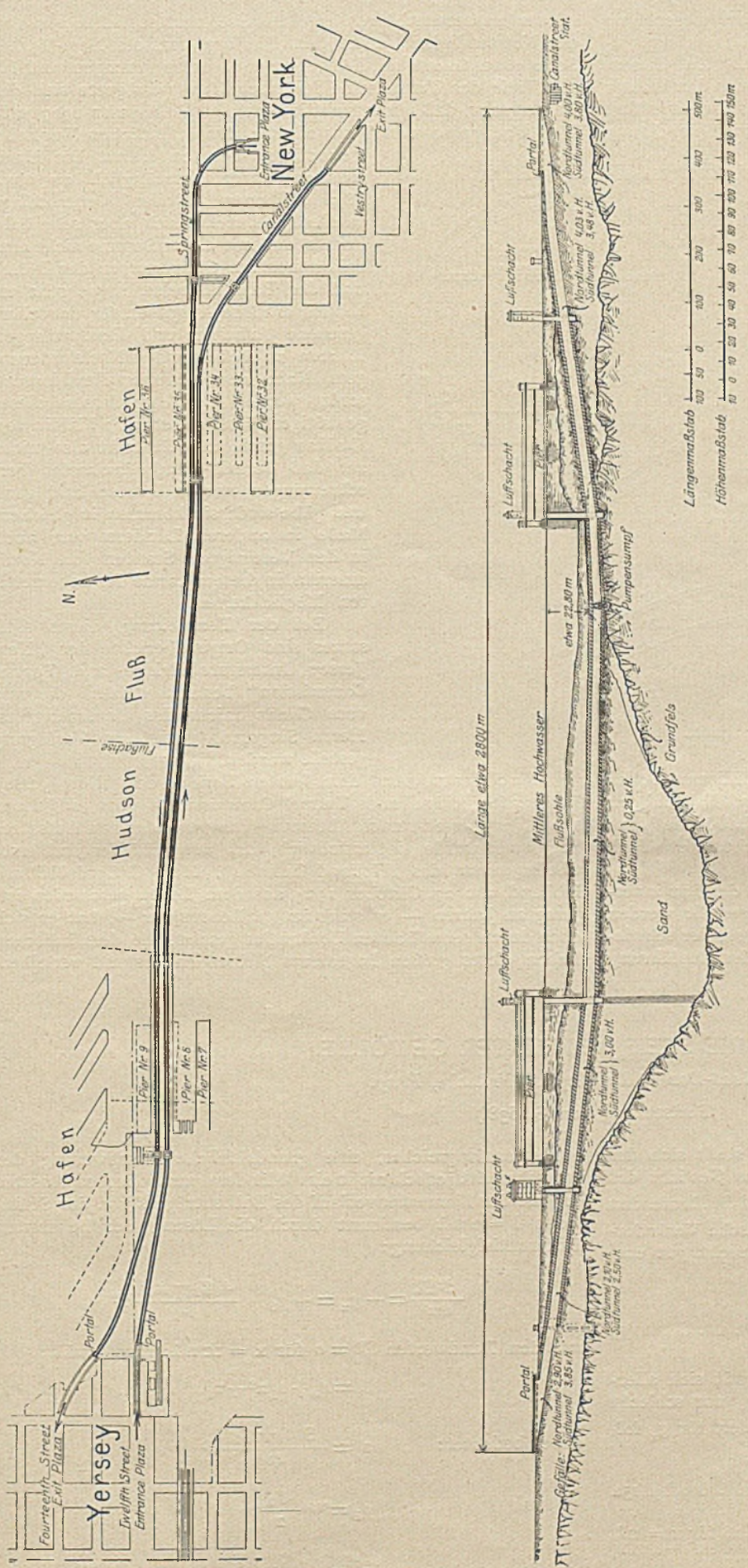


Abb. 1. Lageplan und Längsschnitt.

Eine neue Ausführung ist mit Bezug auf Vorkehrungen für die Zufuhr frischer Luft und für die Absaugung der verbrauchten Luft gewählt worden, wie sie in dieser Art bis jetzt noch nicht versucht wurde. Dieses System ist erst nach erschöpfenden experimentellen Versuchen der verschiedenen Phasen des Problems an Modellen endgültig angenommen worden und wird nach übereinstimmender Ansicht aller Sachverständigen, die mitgewirkt haben, voraussichtlich sehr zufriedenstellend arbeiten. Der Entwurf sieht die Einführung von frischer Luft durch den Raum, der unter der Fahrbahn liegt, vor. Von diesem durchgehenden Raum führen Leitungsrohre seitlich durch die Wandung in den darüberliegenden Hauptraum hinein. In der Höhe von 4,12 m über der Fahrbahn ist eine mit vielen Ventilationsöffnungen versehene Eisenbetondecke eingezogen, wodurch zwischen dieser und dem Tunnelgewölbe ein Raum entsteht, in welchem durch elektrisch angetriebene Exhaustoren dauernd ein schwaches Vacuum erzeugt wird, das die verbrauchte Luft aus dem Hauptraum aufsaugt und durch vier große Ventilationsschächte (s. Abb. 1) abführt. In diesen Schächten sind neben Leitungen für den Auspuff auch solche für die Zufuhr frischer Luft vorhanden. Es ist angenommen worden, daß ungefähr 120 000 m³ frischer Luft in der Minute zugeführt werden müssen. Zu diesem Zwecke sollen im ganzen 84 aus Exhaustor und Kompressor bestehende Einheiten an verschiedenen Stellen im Tunnel aufgestellt werden, von denen zwei Drittel für die Ventilation notwendig sind, während der Rest als Reserve dienen soll.

Zur Beleuchtung der beiden Tunnelrohre werden im ganzen 350 elektrische Lampen von je 100 Watt Strom-

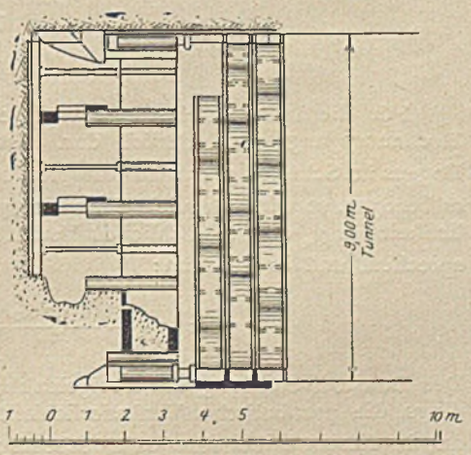


Abb. 2. Schildvortrieb.

verbrauch, d. h. etwa 100 Kerzen Lichtstärke, in einer mittleren Entfernung von etwa 6 m voneinander an der Tunneldecke angebracht, die ihr Licht mittelbar über den Raum ausstrahlen, so

daß eine gleichmäßige, nicht blendende und daher angenehme Beleuchtung entsteht. Die Entwässerung soll mittels selbsttätiger elektrischer Pumpen bewirkt werden. Zu diesem Zwecke werden Pumpensümpfe angelegt, aus denen das Wasser ausgepumpt und durch Druckrohre der Kanalisation zugeführt wird. Die Kosten der Ausrüstung mit Ventilation, Beleuchtung und Entwässerung sind allein auf etwa 0,705 Millionen Dollar veranschlagt worden. Zu beiden Seiten der Fahrbahnen werden Rohre in die Tunnelwandungen eingebaut, die dazu dienen sollen, Leitungen aufzunehmen, die zwischen New York und Jersey verlegt werden sollen.

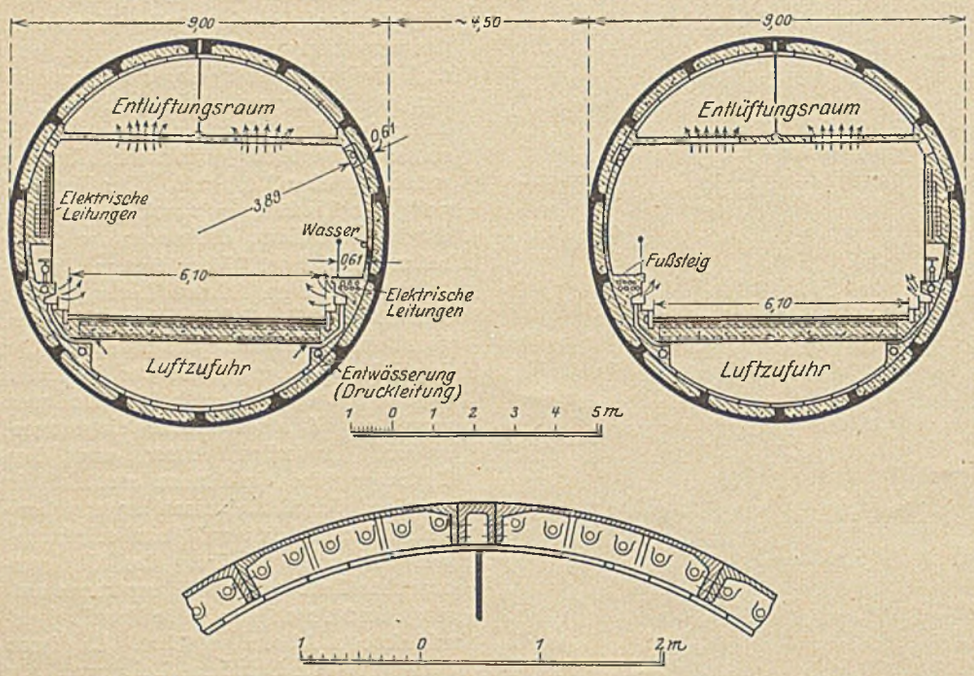


Abb. 3. Tunnelquerschnitt.

Ursprünglich war angenommen worden, daß der Bau innerhalb des Zeitraums von drei Jahren fertiggestellt werden könnte. Infolge der zeitraubenden Vorbereitungen, der schwierigen, mit Bezug auf die Bemessung der Zeit der Ausführung schwer zu veranschlagenden Bauweise, und schließlich infolge der Notwendigkeit, unter dem Pierkopf auf der New-Yorker Seite etwa 60 000 m³ Fels unter Wasser zu sprengen und bis zur Tiefe der Tunnelsohle fortzuschaffen, verzögerte sich der Bau so sehr, daß voraussichtlich erst im Frühjahr 1927 mit der Freigabe des Tunnels für den öffentlichen Verkehr gerechnet werden kann. Die Baukosten waren ursprünglich zu etwa 28,7 Millionen Dollar veranschlagt worden. Es stellte sich aber sehr bald heraus, daß mit dieser Summe nicht auszukommen ist. Steigerungen der Löhne und der Baustoffpreise, sowie sehr erheblich erhöhte Ausgaben für unvorhergesehene Arbeiten und Beschaffungen führten zu bedeutenden Nachforderungen. Nach dem neuesten Revisionsanschlag werden die Gesamtkosten dieses gewaltigen Baues auf etwa 42 Millionen Dollar geschätzt. Es trifft also nicht zu, daß Termin- und Baukostenüberschreitungen nur in Deutschland gang und gäbe sind; sie kommen in gleichem Maße in anderen Ländern vor, auch in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, in diesem Lande der unbegrenzten Möglichkeiten.

Bei der Bearbeitung dieses Aufsatzes sind Originalberichte der „New Jersey Interstate Bridge and Tunnel Commission" benutzt worden, die mir vom Chefingenieur des Unternehmens, Herrn Singstad, gütig zur Verfügung gestellt wurden.

Nachtrag. Aus dem letzten Bericht der „New Jersey Interstate Bridge and Tunnel Commission" vom 2. Januar 1925, der mir erst nach Abfassung des vorstehenden Aufsatzes zugesandt wurde, ist ersichtlich, daß der Schöpfer und erste Chefingenieur des „Holland Tunnels", Herr Clifford Milburn Holland, am 27. Oktober 1924 aus dem Leben geschieden ist. Jung an Jahren — er starb im 41. Lebensjahr —, hat er sich doch durch seine Bauten Denkmäler gesetzt, die dem irdischen Leben dieses großen Ingenieurs bleibenden Bestand verleihen

---

ZUR THEORIE STEIF BEWEHRTER GEWÖLBE.

Von Privat-Dozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag.

(Fortsetzung von S. 638.)

Für die äußere Belastung (Wölbgewicht) stellt sich der Rechnungsgang ganz ähnlich dar. Ist g_0 das Gewicht des Bogens im Scheitel, g_1 das im Kämpfer, beide auf den laufenden m bezogen, so wird für viele Fälle eine parabolische Veränderlichkeit für g_x den tatsächlichen Verhältnissen recht gut entsprechen, und es ist dann:

$$g_x = g_0 + \frac{4(g_1 - g_0)}{l^2} x^2 \quad \ldots\ldots\ldots (15$$

Der Baustoffverteilung des Dreigelenkbogens paßt sich allerdings die parabolische Veränderlichkeit von g_x nur schlecht an; in diesem Falle wäre es zweckentsprechender, für g_x folgenden Ansatz zu machen:

$$g_x = g_0 + c_1 x^2 + c_2 x^4 \quad \ldots\ldots\ldots (15a$$

und die Konstanten c_1 und c_2 so zu bestimmen, daß für $x = n\lambda$, $g_x = g_1$ und für $x = m\lambda$, $g_x = g_m$ dem Wölbegewicht im Bogenviertel gleich ist; die Rechnung gestaltet sich naturgemäß etwas umfangreicher, eine grundsätzliche Erschwerung der Aufgabe tritt jedoch nicht ein. Mit dem parabolischen Ansatze (15) ist der Momentenverlauf des Balkenträgers von der Stützweite $l = 2n\lambda$ bestimmt durch die Lösung der bekannten Differentialgleichung:

$$\frac{d^2 \mathfrak{M}}{d x^2} = - g_x = - g_0 - \frac{4(g_1 - g_0)}{l^2} x^2$$

mit den Randwerten $\mathfrak{M} = 0$ für $x = \pm n\lambda$; man erhält:

$$\mathfrak{M} = a_0 + a_1 x^2 + a_2 x^4 \quad \ldots\ldots\ldots (16$$

dabei bedeutet:

$$a_0 = \frac{5 g_0 + g_1}{48} l^2$$

$$a_1 = - \frac{g_0}{2}$$

$$a_2 = - \frac{g_1 - g_0}{3 l^2}$$

Führt man in (16) wiederum $x = \nu\lambda + \xi$ ein, so bekommt man:

$$\mathfrak{M} = a_0 + a_1(\nu\lambda+\xi)^2 + a_2(\nu\lambda+\xi)^4$$
$$= \mathfrak{M}_\nu + \xi\cdot 2\nu\lambda(a_1 + 2a_2\nu^2\lambda^2) + \xi^2(a_1 + 6a_2\nu^2\lambda^2) + \xi^3\cdot 4a_2\nu\lambda + a_2\xi^4 \quad (16a$$

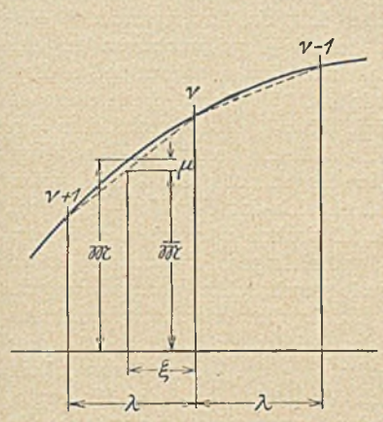


Abb. 6.

Für $\xi = 0$ liefert dieser Ausdruck $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_\nu$ den Wert $\mathfrak{M}$ an der Stelle ν, für $\xi = \lambda$, $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{\nu+1}$, den Wert $\mathfrak{M}$ an der Stelle $(\nu+1)$.

Aus dieser Form für $\mathfrak{M}$ läßt sich wieder leicht der Momentenverlauf am statisch bestimmten Grundsystem, der unnachgiebig gestützten Gelenkskette, ableiten. Bezeichnet man das Moment derselben mit μ, so ergibt sich auf Grund der Abb. 6 im $(\nu+1)$ten Kettengliede

$$\mu_{\nu+1} = \mathfrak{M} - \overline{\mathfrak{M}} \quad \ldots\ldots (18$$

es ist $\overline{\mathfrak{M}} = \mathfrak{M}_\nu + \xi\lambda\,[a_1(2\nu+1) + a_2\lambda^2(4\nu^3+6\nu^2+4\nu+1)]$

damit
$$\mu_{\nu+1} = b_1\xi + b_2\xi^2 + b_3\xi^3 + b_4\xi^4 \quad \ldots\ldots (19$$

wenn
$$b_1 = -\lambda\,[a_1 + a_2\lambda^2(6\nu^2+4\nu+1)]$$
$$b_2 = a_1 + 6a_2\nu^2\lambda^2$$
$$b_3 = 4a_2\nu\lambda$$
$$b_4 = a_2$$

Aus dem Ausdrucke für μ bekommt man leicht in bekannter Weise die Auflagerdrücke der einzelnen belasteten Kettenglieder auf die Joche; es ergibt sich für das $(\nu+1)$te Glied der Gelenkskette:

$$\left.\begin{aligned}\mathfrak{A}_{\nu+1} &= -\lambda\,[a_1 + a_2\lambda^2(6\nu^2+8\nu+3)]\\ \mathfrak{B}_{\nu+1} &= -\lambda\,[a_1 + a_2\lambda^2(6\nu^2+4\nu+1)]\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (7$$

Nun berechnet sich:

$$\varkappa E\,\tau^b_{\nu+1,m} = \int_0^\lambda \mu_{\nu+1}\left(1-\frac{\xi}{\lambda}\right)d\xi = -\frac{a_1\lambda^3}{12} - \frac{a_2\lambda^5}{6}\left(3\nu^2 + \frac{14}{5}\nu + \frac{4}{5}\right)$$

$$\varkappa E\,\tau^a_{\nu+1,m} = \int_0^\lambda \mu_{\nu+1}\frac{\xi}{\lambda}\,d\xi = -\frac{a_1\lambda^3}{12} - \frac{a_2\lambda^5}{6}\left(3\nu^2 + \frac{16}{5}\nu + 1\right)$$

da auf die Formänderungsteile, hervorgerufen durch die Längskräfte, bei Einhaltung der notwendigen Genauigkeit ohne weiteres verzichtet werden kann; damit lautet das Belastungsglied der ν-ten Elastizitätsgleichung:

$$\varkappa E\left(\tau^b_{\nu+1,m} + \tau^a_{\nu m}\right) = -\frac{a_1\lambda^3}{6} - \frac{a_2\lambda^5}{6}\left(6\nu^2 + \frac{8}{5}\right)$$
$$= -a_2\lambda^5\nu^2 - \frac{\lambda^3}{6}\left(a_1 + \frac{8}{5}a_2\lambda^2\right)$$

und die ν-te Gleichung selbst mit den unbekannten Stützmomenten X_ν:

$$X_{\nu-1} + 4X_\nu + X_{\nu+1} = \alpha_1\nu^2 + \alpha_2 \quad \ldots\ldots (20$$

und
$$\alpha_1 = -\frac{g_1 - g_0}{2n^2}\lambda^2$$
$$\alpha_2 = -\frac{1}{2}\left[g_0 + \frac{4(g_1-g_0)}{15n^2}\right]\lambda^2$$

Gleichung (20) stellt wiederum eine Differenzengleichung vor, die als solche von der Form:

$$\Delta^2 X_\nu + 6X_\nu = \alpha_1\nu^2 + \alpha_2$$

ist und deren Lösung sich zusammensetzt aus einem partikulären Integral und der Lösung der zugehörigen homogenen Differenzengleichung $\Delta^2 X_\nu + 6X_\nu = 0$; ein partikuläres Integral ergibt sich mit:

$$X'_\nu = \bar{\alpha}_1\nu^2 + \bar{\alpha}_2$$

und durch Einsetzen und Vergleichung der Beiwerte gleicher Potenzen von ν bekommt man:

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{\alpha_1}{6}$$
$$\bar{\alpha}_2 = \frac{1}{6}\left(\alpha_2 - \frac{\alpha_1}{3}\right)$$

Folglich ist:

$$X_\nu = \bar{\alpha}_1\nu^2 + \bar{\alpha}_2 + (-1)^\nu C_1\,\mathfrak{Cof}\,\nu\varphi + (-1)^\nu C_2\,\mathfrak{Sin}\,\nu\varphi$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten sind die Randwerte der Reihe der X_ν wie früher zu berücksichtigen; mit $X_n = 0$ und dem vorläufig unbekannten Randwerte X_r lauten die Konstantenbedingungen:

$$0 = \bar{\alpha}_1 n^2 + \bar{\alpha}_2 + (-1)^n C_1\,\mathfrak{Cof}\,n\varphi + (-1)^n C_2\,\mathfrak{Sin}\,n\varphi$$
$$X_r = \bar{\alpha}_1 r^2 + \bar{\alpha}_2 + (-1)^r C_1\,\mathfrak{Cof}\,r\varphi + (-1)^r C_2\,\mathfrak{Sin}\,r\varphi$$

Daraus ist

$$C_1 = (-1)^r\frac{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\left\{X_r - \bar{\alpha}_1\left[r^2 - (-1)^{n-r}n^2\frac{\mathfrak{Sin}\,r\varphi}{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}\right] - \bar{\alpha}_2\left[1 - (-1)^{n-r}\frac{\mathfrak{Sin}\,r\varphi}{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}\right]\right\}$$

$$C_2 = -(-1)^r\frac{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\left\{X_r - \bar{\alpha}_1\left[r^2 - (-1)^{n-r}n^2\frac{\mathfrak{Cof}\,r\varphi}{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}\right] - \bar{\alpha}_2\left[1 - (-1)^{n-r}\frac{\mathfrak{Cof}\,r\varphi}{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}\right]\right\}$$

und schließlich ergibt sich als endgültige Lösung:

$$\left.\begin{aligned}X_\nu = \bar{\alpha}_1\nu^2 + \bar{\alpha}_2 &- (-1)^{\nu-r}(\bar{\alpha}_1 r^2 + \bar{\alpha}_2)\frac{\mathfrak{Sin}\,(n-\nu)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\\ &- (-1)^{\nu+n}(\bar{\alpha}_1 n^2 + \bar{\alpha}_2)\frac{\mathfrak{Sin}\,(\nu-r)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\\ &+ (-1)^{\nu+r}X_r\frac{\mathfrak{Sin}\,(n-\nu)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\end{aligned}\right| \quad \ldots\ldots (21$$

Für $\nu = n$ muß sich natürlich $X_n = 0$ und für $\nu = r$ der andere Randwert X_r ergeben. Zur Berechnung dieses noch unbekannten Randwertes X_r dient wieder die von der übrigen abweichend gebaute Clapeyronsche Gleichung für die r-te Mittelstütze. Bei Vollbelastung ergibt sich für das ν-te Glied der Kette das Moment μ_r mit

$$\mu_r = \mathfrak{M} - \mathfrak{M}_r = a_1(x^2 - r^2\lambda^2) + a_2(x^4 - r^4\lambda^4)$$

infolge $X_r = 1$ ist $m_{rr} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{x}{r\lambda}\right)$

und damit bekommt man:

$$\varkappa E\,\tau^a_{rm} = \frac{1}{2}\int_{-r\lambda}^{r\lambda}[a_1(x^2 - r^2\lambda^2) + a_2(x^4 - r^4\lambda^4)]\left(1 + \frac{x}{r\lambda}\right)dx$$
$$= -r^3\lambda^3\left(\frac{2}{3}a_1 + \frac{4}{5}a_2 r^2\lambda^2\right)$$

$$\varkappa E\left(\tau^a_{rm} + \tau^b_{r+1\,m}\right) = -\frac{a_1\lambda^3}{12}(1 + 8r^3) - \frac{a_2\lambda^5}{6}\left[r\left(3r + \frac{14}{5}\right) + \frac{4}{5}(6r^5 + 1)\right]$$

und es lautet die Bestimmungsgleichung für X_r:

$$X_{r+1} + 2(3r+1)X_r = \frac{a_1\lambda^2}{2}(1 + 8r^3) + a_2\lambda^4\left[r\left(3r + \frac{14}{5}\right) + \frac{4}{5}(6r^5 + 1)\right] \quad \ldots (20a$$

Zusammen mit der Lösung X_r für $\nu = r+1$ erhält man zwei Gleichungen zwischen den Unbekannten X_r und X_{r+1}, die dieselben eindeutig festlegen.

Erfahrungsgemäß ergibt sich bei größerer Mittelöffnung und Vollbelastung ein Gewölbeschub, der dem bei voller Anhängung des Wölbgewichtes an den Eisenbogen ziemlich nahe kommt; eine Verringerung der Spannweite der Mittelöffnung führt unter sonst gleichen Verhältnissen zu keiner Herabsetzung desselben, weil sich mit der Spannweite auch die Pfeilhöhe, von der r-ten Stütze ausgemessen, verringert. Diese große Längskraft im Eisenbogen hat zur Folge, daß das Aufstellgerüst, abgesehen von der r-ten Stütze, gar nicht oder doch nur ganz geringfügig belastet wird, daß sich der Bogen durch Aufbringen des Gewichtes für die Scheitellamellen vom Lehrgerüst abhebt, sich sozusagen von selbst ausrüstet; da Zugkräfte an den Stützen nicht aufgenommen werden können, bildet sich im wesentlichen wieder jener Spannungszustand im Eisenbogen heraus, der voller Anhängung entspricht. Um die Längskraft herabzusetzen, hat man nur noch die Möglichkeit, die größere Mittelöffnung teilweise zu belasten, wie in Abb. 7 angedeutet ist. Auf Grund des früher angenommenen Belastungsgesetzes berechnet sich

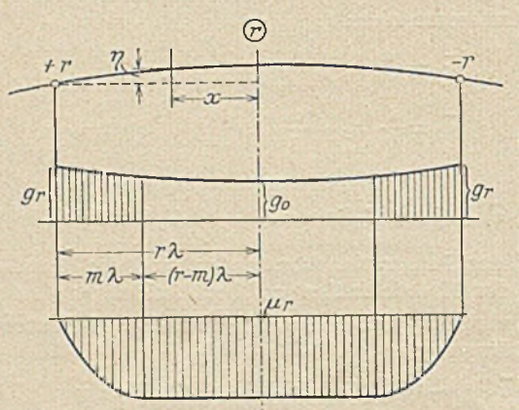


Abb. 7.

$$g_r = g_0 + (g_1 - g_0)\left(\frac{r}{n}\right)^2$$

und es ist das Balkenmoment im r-ten Kettenglied für $o < x < (r - m)\lambda$:

$$\mu_r = \frac{1}{2} g_0 m^2 \lambda^2 \left\{1 + \frac{g_r - g_0}{6 g_0}\left[6 - \frac{1}{r^2}(8 m r - 3 m^2)\right]\right\}$$

und für $(r - m)\lambda < x < r\lambda$:

$$\left.\begin{aligned} \mu_r = {} & \frac{5 g_0 + g_r}{12} r^2 \lambda^2 \\ & - \frac{1}{3}(r - m)\lambda\left[3 g_0 + (g_r - g_0)\left(\frac{r - m}{r}\right)^2\right](r\lambda - x) \\ & - \frac{g_0}{2} x^2 - \frac{1}{12}(g_r - g_0)\frac{x^4}{r^2 \lambda^2} \end{aligned}\right\} \quad (22$$

Der Auflagerdruck des r-ten Kettengliedes ist:

$$\mathfrak{A}_r = g_0 m \lambda \left\{1 + \frac{g_r - g_0}{6 g_0}\left[6 - \frac{1}{r^2}(8 m r - 3 m^2)\right]\right\} \quad . . (23$$

Mit den Ausdrücken für μ_r ist wie früher die abweichende Clapeyronsche Gleichung für die r-te Mittelstütze aufzustellen, die im Verein mit der Lösung (21) den Randwert X_r bestimmt. Mit einer kleinen Vereinfachung wird

$$\varkappa E (\tau^a_{rm} + \tau^b_{r+1,m}) = \frac{1}{3}\lambda \mu_r (3 r - m) - \frac{a_1 \lambda^3}{12} - \frac{a^2 \lambda^5}{6}\left(3 r^2 + \frac{14}{5} r + \frac{4}{5}\right)$$

und

$$X_{r+1} + 2(3 r + 1) X_r = -2 \mu_r (3 r - m) + \frac{a_1 \lambda^3}{2} + a_2 \lambda^4 \left(3 r^2 + \frac{14}{5} r + \frac{4}{5}\right) . . . . (20b$$

Mit Hilfe der Größe m, die die teilweise Belastung der Mittelöffnung kennzeichnet, hat man den Grad der teilweisen Anhängung völlig in der Hand. Ist $m = o$, tritt überhaupt keine Bogenkraft im Eisenbogen auf, es kommt zu keiner Entlastung der Gerüste, welche folglich das gesamte Wölbgewicht zu tragen haben, während der Eisenbogen in der Hauptsache nur von den Momenten des durchlaufenden Balkens in Spannung gesetzt wird; natürlich sind dann diese so zu bestimmen, daß $X_r = o$ wird. Der andere Grenzfall $m = r$, der voller Belastung der Mittelöffnung entspricht, erzeugt wieder, wie bereits erwähnt, eine Bogenkraft, die der bei voller Anhängung nahe kommt, wodurch sich das Gewölbe von selbst von fast allen Stützen abhebt. Zwischen diesen beiden Grenzfällen ist folglich jeder Grad der Anhängung erreichbar; damit ist die Möglichkeit gegeben, jede gewünschte Vorspannung in den Eisenbogen zu erzeugen. Es ist bemerkenswert und aus dem ganzen Rechnungsgang deutlich zu erkennen, daß dies mit einer Änderung der Entfernung der Jochstützen allein nicht zu erreichen ist, da sich dadurch wohl die Momente, nicht aber die für die Größe der Vorspannungen maßgebende Bogenkraft wesentlich ändern kann.

Nun hat man das Moment des durchlaufenden Balkens an der Stelle C für $H = 1$ mit

$$M^h_c = -(\eta_{rc} - \xi_r)$$

für die äußere Belastung mit $M^m_c = \mu_r - X_r$.

Damit ergibt sich der Horizontalschub des Systems mit:

$$H = \frac{M^m_c}{M^h_c} = \frac{\mu_r - X_r}{\eta_{rc} - \xi_r} \quad . . . . . (24$$

Die Berechnung der einzelnen Jochdrücke und der Spannungsverteilung macht nun keine Schwierigkeiten mehr. Bezeichnet man mit M und N das Moment bzw. die Längskraft des unterstützten Dreigelenkbogens, mit Q die Querkraft am durchlaufenden Balken infolge Wölbgewicht, dann ist:

$$\left.\begin{aligned} M &= M^m - H M^h \\ N &= H \sec\varphi + Q \sin\varphi \end{aligned}\right\} \quad . . . . . (25$$

Der Verlauf von $Q \sin\varphi$ ist für ein bestimmtes Beispiel in Abb. 10 dargestellt und ist so gering, daß dieser Beitrag zur Längskraft für die tatsächliche Durchführung der Rechnung vernachlässigt werden kann.

Was nun die Frage der Aufbringung des Gewichtes für den Scheitelstreifen anbelangt, so muß dies möglichst so geschehen, daß dadurch die bisherige Lastverteilung nicht gestört wird. Am besten wird dies wohl in der Art durchzuführen sein, daß man den zugehörigen Teil der Schalung auf ein eisernes Hilfsgerüst abstützt, das die ganze mittlere Öffnung überspannen muß. Zum Vorteile einer geringeren Bauhöhe einer Eisenkonstruktion tritt noch der einer möglichst unnachgiebigen Stützung der Schalung, denn schon die geringste Nachgiebigkeit dieser Unterstützung bewirkt, daß sich der Eisenbogen an der Lastaufnahme beteiligt, wodurch die Bogenkraft sich wiederum rasch vergrößert.

Wenn auf diese Weise für das ganze Wölbgewicht die Kiesfüllung aufgebracht worden ist, kann damit begonnen werden, dieselbe in ganz beliebiger Reihenfolge durch Beton zu ersetzen. Es empfiehlt sich jedoch trotzdem, zwischen den einzelnen Streifen schmale Fugen zunächst noch offen zu halten, um die durch das Schwinden bewirkte Verkürzung der Betonfaser wenigstens teilweise unschädlich zu machen, weil es sonst nicht sicher ist, daß der Beton nach dem Ausrüsten den ihm rechnungsmäßig zugewiesenen Spannungsanteil auch tatsächlich bekommt. Nach entsprechender Erhärtung des fertig gestellten Bogens kann das Lehrgerüst abgesenkt werden. Dabei wird der nun entstandene Eisenbetonbogen unmittelbar durch das Gewicht des Scheitelstreifens und außerdem durch die Jochdrücke belastet; an der Aufnahme der dadurch hervorgerufenen

Spannungen beteiligt sich bereits der Beton, wodurch eine wesentliche Ersparung an Eisenquerschnitt bedingt ist. Der Vorteil der gesamten Anordnung und die günstige Aufteilung der Belastung auf steifen Eisenbogen und Lehrgerüst soll nun an einem Beispiel gezeigt werden, bei dessen Durchrechnung mich Herr cand. ing. Genttner sehr unterstützt hat.

Beispiel.

Für einen Bogen von 90 m Stützweite und 7 m Pfeilhöhe ist das auf Grund einer Vorbemessung auf einen Eisenbogen entfallende Wölbgewicht im Bogenscheitel $g_0 = 2{,}69$ t/m, im Bogenkämpfer $g_1 = 4{,}02$ t/m, $g_1 - g_0 = 1{,}33$ t/m; es wird ein parabolisches Belastungsgesetz angenommen. Da $\lambda = 5{,}0$ m gewählt wird, ist $n = 9$. In der Brückenmitte soll eine Schiffahrtsöffnung von $2\,r\,\lambda = 20$ m freigehalten werden; damit ergibt sich $r = 2$. Ferner war auf Grund der Vorbemessung $\psi_0 = \frac{J_0}{F_0} = 0{,}52$ m²; damit ist $f' = f\left(1 - \frac{12\,\psi_0}{\lambda^2}\right) = 5{,}264$. Der Bedingungsgleichung $4 = 2\,\mathfrak{Co}\,\varphi$ entspricht nach den Tafeln der hyperbolischen Funktionen von Hayashi (Berlin, J. Springer) ein Wert von $\varphi = 1{,}317$. Weiter ist $a_0 = 2948{,}06$; $a_1 = -1{,}345$; $a_2 = -0{,}000\,054\,73$; $\alpha_1 = -0{,}205\,25$; $\alpha_2 = -33{,}6797$; $\bar{\alpha}_1 = -0{,}034\,21$; $\bar{\alpha}_2 = -5{,}601\,88$. Mit $m = 1{,}5$ bekommt man $g_r = 2{,}838$ t/m; $g_r - g_0 = 0{,}148$ t/m; $\mu_r = 76{,}825$ tm. Alle diese Größen bestimmen den gegebenen Fall und sind in die vorn abgeleiteten Gleichungen einzusetzen, die Ergebnisse der Rechnung sind in den folgenden Tabellen eingetragen:

Zur Kontrolle wird man die ausgeführten Summen bilden, die beim gleichen Belastungsfall für die Gelenkskette und den durchlaufenden Balken Übereinstimmung geben müssen. Der Horizontalschub des Eisenbogens bestimmt sich nun nach (24) mit

$$H = 100 \cdot \frac{25{,}742}{14\,596} = 176{,}24 \text{ t.}$$

Zur besseren Übersicht ist der Momentenverlauf am durchlaufenden Balken infolge H = 100 t, infolge Wölbgewicht und schließlich der endgültige Momentenverlauf am unterstützten Dreigelenksbogen in den Abb. 8 und 9 aufgetragen. Abhebungen von den Jochen treten nicht auf, so daß die Anordnung mit Rücksicht auf die bauliche Ausführung statisch möglich erscheint.

Mit Rücksicht auf das eben berechnete Beispiel liegt das Besondere des Arbeitsvorganges in folgendem: Zunächst wird die Schalung in der ganzen Länge des Bogens in feste Verbindung mit dem Eisenbogen gebracht, so daß durch diesen die Form der Wölbung überall gesichert ist. Der Eisenbogen mit der angehängten Schalung wird nun in womöglich gleichen Abständen durch die Joche des Aufstellungsgerüstes unterstützt, wobei in der Mitte ein beliebig größerer Abstand derselben angeordnet werden kann. Nachher wird das Wölbgewicht in Form von Kiesfüllung in einzelnen Streifen aufgebracht, nur ist zu beachten, daß im Gewölbescheitel eine bestimmte Länge, im Beispiel 5 m, lastfrei bleiben muß, um den Bogenschub nicht zu groß werden zu lassen. Was die Reihenfolge der Aufbringung der einzelnen Streifen anbelangt, ist darauf Rück-

Tabelle 1

Ordnungsziffer v	$\frac{\text{Sin}\,(v-r)\,\varphi}{\text{Sin}\,(n-r)\,\varphi}$	ξ_v für H = 100 t in tm	Jochdrücke an der Gelenkskette infolge H = 100 t	am durchlaufenden Balken infolge H = 100 t	Jochdrücke infolge Wölbgewicht an der Gelenkskette	χ_v in tm	Jochdrücke infolge Wölbgewicht am durchlaufenden Balken ton	Jochdrücke für den unterstützten Dreigelenksbogen
2	0,000000	+19,972	− 8,642	−13,451	27,438	−51,101	38,967	15,261
3	0,000343	− 4,073	− 3,457	+ 2,655	14,202	+ 6,546	− 0,519	3,620
4	0,001374	+ 2,441	− 3,457	− 5,105	14,777	− 9,417	18,727	9,730
5	0,005154	+ 0,714	− 3,457	− 3,014	15,516	− 5,628	14,439	9,127
6	0,019235	+ 1,201	− 3,457	− 3,599	16,419	− 7,228	16,863	10,520
7	0,071790	+ 0,979	− 3,457	− 3,582	17,486	− 6,606	16,632	10,319
8	0,274200	+ 1,380	− 3,457	− 3,813	18,717	−10,103	21,498	14,778
9	1,000000	0,000	+29,383	+29,659	9,811	0,000	7,760	60,031
Σ			0,000	0,000	133,386		133,386	133,386

Tabelle 2

Ordnungsziffer v ton	Momente der Gelenkskette in den Feldmitten infolge H = 100 t	Momente des durchlaufenden Balkens in den Feldmitten infolge H = 100 t	Momente der Gelenkskette in den Feldmitten infolge Wölbgewicht	Momente des durchlaufenden Balkens in den Feldmitten infolge Wölbgewicht	Momente des unterstützten Bogens in den Feldmitten	Stützmomente für den unterstützten Dreigelenksbogen
2	−34,568	−14,596	76,825	25,724	0,000	−15,902
3	− 2,161	+ 5,789	8,715	−13,562	− 3,340	− 0,632
4	− 2,161	− 2,976	9,034	+ 7,599	+ 2,347	− 5,117
5	− 2,161	− 0,583	9,594	+ 2,072	+ 1,051	− 4,370
6	− 2,161	− 1,203	9,965	+ 3,536	+ 1,420	− 5,113
7	− 2,161	− 1,070	10,566	+ 3,649	+ 1,763	− 4,874
8	− 2,161	− 0,976	11,015	+ 2,661	+ 0,951	− 7,671
9	− 2,161	− 1,471	12,495	+ 7,444	+ 4,853	0,000
Σ						

sicht zu nehmen, daß einmal kein Zug im Bogen, das andere Mal nur möglichst geringe Abhebungen des Eisenbogens von den Gerüststützen eintreten. Diesen beiden Forderungen entspricht recht gut ein Vorgang, wie er in der Abb. 12 angedeutet ist; die Belastung ist in der Reihenfolge der römischen Ziffern aufzubringen. Dadurch erleidet der Bogen bestimmte Formänderungen; nachdem diese abgeschlossen sind, ist an die Schalung für den Scheitelstreifen IX ein freitragendes, meist eisernes Unterstützungsgerüst heranzuschieben, so daß das Gewicht von Streifen IX ganz von diesem aufgenommen wird, den Eisenbogen womöglich überhaupt nicht belastet.

Aus der Größe der einzelnen Jochdrücke ersieht man, daß die Stützlinie der ständigen Belastung mit Rücksicht auf den Arbeitsvorgang (Freihaltung der mittleren, großen Öffnung) nicht die günstigste Bogenform vorstellt, daß beim Ausrüsten kleinere Spannungen im Eisenbetonbogen auftreten würden, wenn der Bogen im Scheitel bis ungefähr zur Stelle r flacher gekrümmt wäre, als der Stützlinie für Eigengewicht entspricht.

Zu einer verhältnismäßig günstigen Bogenachse gelangt man, wenn man den Bogen nach der Stützlinie für Jochdrücke, Fahrbahngewicht und Vollbelastung mit halber, gleichmäßig verteilter Verkehrsbelastung formt. Die Spannungen im Verbundquerschnitt werden dann am kleinsten, im Eisenbogen ergibt sich allerdings eine Vergrößerung des Spannungsanteils der Biegungsmomente, die aber mit Rücksicht auf die Unterstützung desselben durch das Aufstellgerüst nur in sehr geringen Grenzen bleibt.

Beim Ausrüsten ist der Eisenbetonbogen durch die Jochdrücke und durch das Gewicht des Streifens IX belastet und man erhält damit einen Gewölbeschub von:

$$H' = \frac{\mathfrak{M}_c}{f} = \frac{1697{,}40}{7{,}0} = 242{,}49 \text{ t.}$$

Zusammen mit dem H-Schub des Eisenbogens muß sich der H-Schub des Dreigelenkskogens für volle Anhängung ergeben;

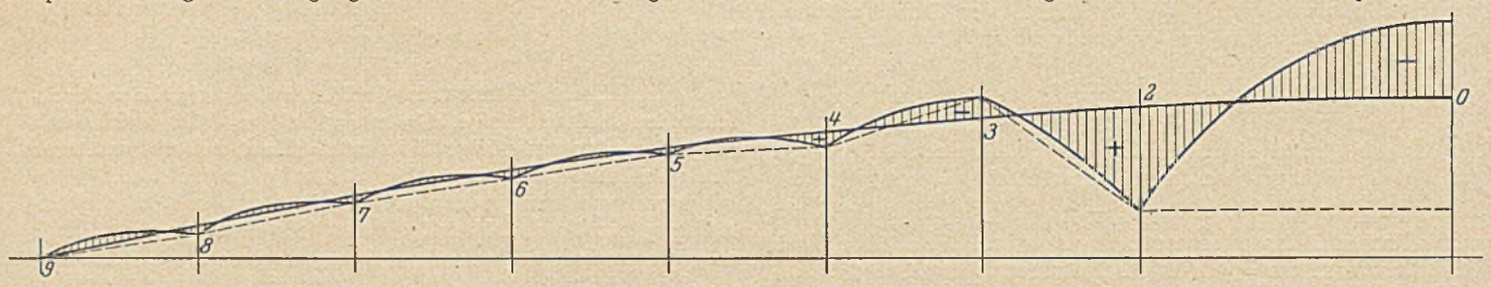


Abb. 8.

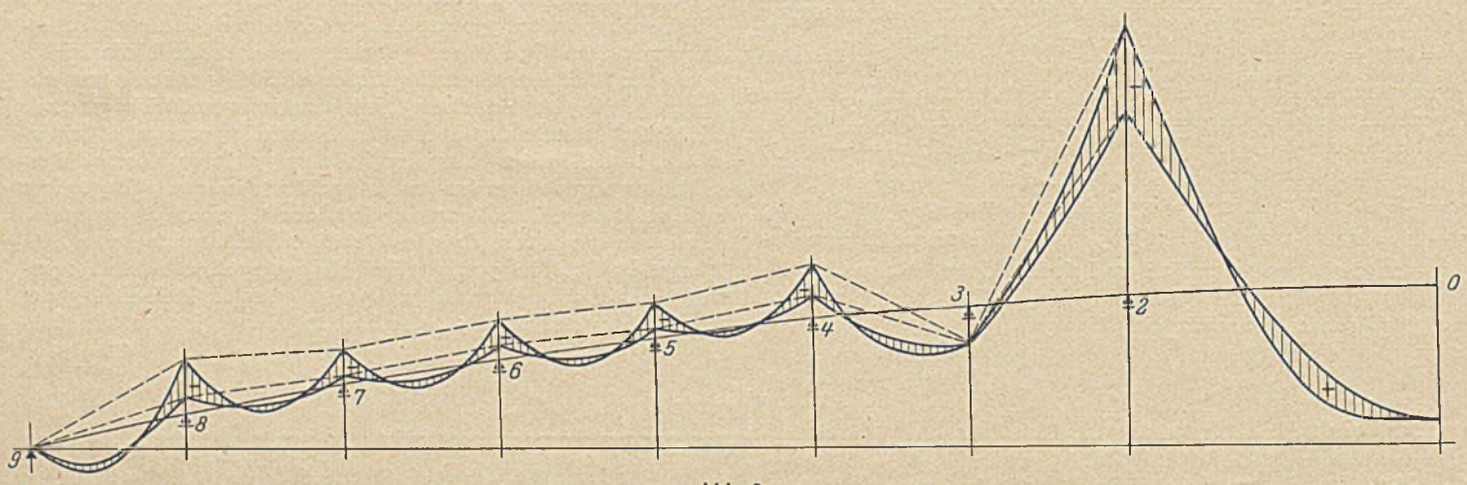


Abb. 9.

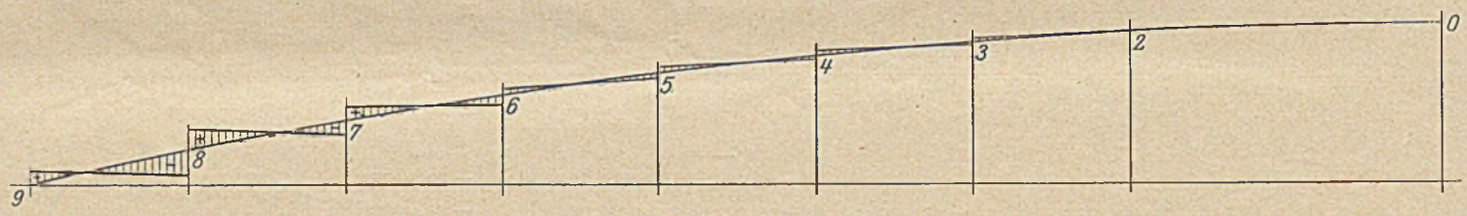


Abb. 10.

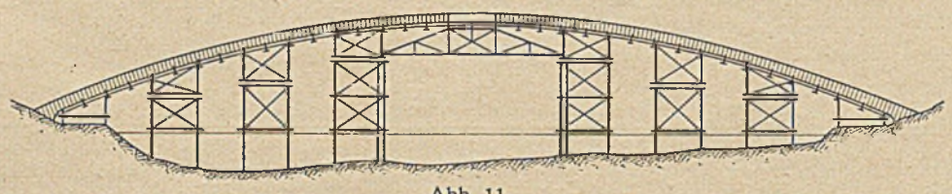


Abb. 11.

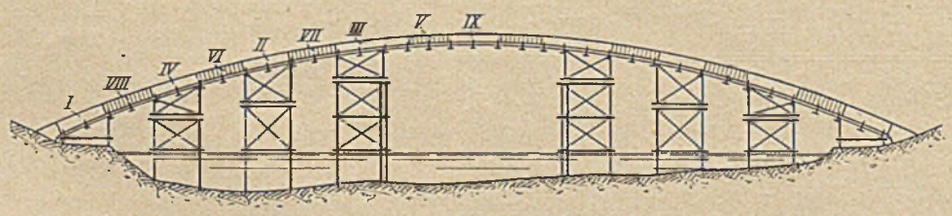


Abb. 12.

es ist $H + H' = 176{,}24 + 242{,}49 = 418{,}73$ t. Für volle Anhängung ist:

$$\overline{H} = \frac{a_0}{f} = \frac{2948{,}06}{7{,}0} = 421{,}15 \text{ t.}$$

Der Fehler beträgt nicht einmal 1 vH. Bezeichnet man mit $\mathfrak{Q}$ die Querkraft des Balkenträgers, dann ist die Längskraft im Eisenbetonbogen, die beim Ausrüsten auftritt, wie bekannt:

$$N' = H' \cos\varphi + \mathfrak{Q} \sin\varphi$$

und das Moment $M' = \mathfrak{M} - H' y$. Sind F_e, J_e und h die Querschnittsgrößen des reinen Eisenbogens, F_i, J_i und d die des Eisenbetonbogens, dann berechnet sich die Eisenspannung infolge Wölbgewicht mit:

$$\sigma_e = \frac{N}{F_e} \pm \frac{M}{J_e} \cdot \frac{h}{2} + n\left(\frac{N'}{F_i} \pm \frac{M'}{J_i} \cdot \frac{h}{2}\right)$$

und die Betonspannung:

$$\sigma_b = \frac{N'}{F_i} \pm \frac{M'}{J_i} \cdot \frac{d}{2}.$$

Allerdings wird durch die unvermeidliche Nachgiebigkeit der Joche und durch Widerlagerverschiebungen eine Änderung dieser Spannungen in der Richtung eintreten, daß sich die Eisenspannungen vergrößern, die Betonspannungen verkleinern; allzu groß wird die Änderung des Spannungsbildes jedoch nicht sein, da sich die beiden erwähnten Ursachen gegenseitig zum Teil aufheben. Übrigens besteht die Absicht, diese störenden Einflüsse in einer späteren Arbeit zu untersuchen. Für den ungünstigsten Querschnitt im Bogenviertel wird für das vorliegende Beispiel $\sigma_e = 730$ kg/cm²; $\sigma_b = 18$ kg/cm², bei einem Eisenquerschnitt $F_e = 405$ cm². Hätte man das gesamte Wölbgewicht angehängt und berücksichtigt man, daß für dieses derselbe Spannungsbetrag von 730 kg/cm² zur Verfügung steht, wäre ein Eisenquerschnitt von $\frac{425\,080}{730} = 583$ cm² erforderlich, was gegenüber der vorgeschlagenen Anordnung einen Mehrverbrauch von 44 vH Eisen bedeutet, womit die Wirtschaftlichkeit dieses Arbeitsvorganges deutlich gezeigt ist. Volle Anhängung des Wölbgewichtes ist daher nur dort gerechtfertigt, wo das Aufstellen eines Hilfsgerüstes entweder überhaupt oder doch nur unter den größten Schwierigkeiten möglich ist. In allen anderen Fällen wird die teilweise Anhängung in der hier besprochenen Form die größten Vorteile bieten.

EIN NEUES SPEICHER-GROSSWASSERKRAFTWERK IN BAYERN.

Von Dipl.-Ing. Alex. Simon, München.

Von amtlicher wie privater Seite ist schon öfter der Meinung Ausdruck gegeben worden, daß, von den bekannten Werken abgesehen, in Bayern Gelegenheiten fehlen für die Anlage von großen Hochdruck-Speicherwerken, ähnlich dem Walchenseewerk. So z. B. wurde bei der Tagung des bayerischen Wasserwirtschaftsrates am 29. November 1924 darauf hingewiesen, daß für den weiteren Ausbau der bayerischen Wasserkraftwerke vor allem Großspeicherkräfte an der oberen Iller, dem oberen Lech, der oberen Isar, im Frankenwald und im Bayerischen Wald in Betracht kämen.

Es handelt sich hierbei entweder nicht um eigentliche Hochdruckanlagen, die mit einigen 100 m Gefälle arbeiten, oder es sind Kraftanlagen mittleren Umfangs, welche die Energiewirtschaft nicht entscheidend beeinflussen können.

Daß sich im Gegensatz zu dieser Auffassung doch Gelegenheiten finden und in zweckdienlicher Weise ausnützen lassen, zeigt das im nachfolgenden in Umrissen skizzierte Projekt, welches für die ganze bayerische und süddeutsche Energiewirtschaft von großer Bedeutung sein dürfte. Es handelt sich um die Ausnützung des Spitzingsees, südlich von Schliersee als Speicherbecken.

Schon vor mehreren Jahren ist behördlicherseits ein Projekt aufgestellt worden, welches den Spitzingsee als Speicherbecken vorsieht. In der „Wasserwirtschaft in Bayern" veröffentlicht von der Wasserkraftabteilung der Obersten Baubehörde im bayerischen Staatsministrium des Innern, im September 1921, finden sich die nachstehenden Daten darüber.

Rohgefälle	308 m
Jahresmittelwasser . .	0,8 m³/Sek.
Ausbauleistung	7500 PS
Mittlere Leistung . . .	2200 PS
Speichernutzraum . . .	6 Mill. m³

Es handelt sich hier also schon um ein ganz ansehnliches Werk, dessen Leistung aber dadurch beschränkt ist, daß es nur das natürlicherweise zufließende Wasser ausnützt. Die Baukosten dürften verhältnismäßig hoch werden.

Auf eine ganz andere Grundlage wird aber das Projekt gestellt, wenn man nach dem Vorschlage des Verfassers die Anlage als Pumpspeicherwerk ausbildet, unter Benützung des Leitzachflusses, und gleichzeitig den Fassungsraum des Speicherbeckens des Spitzingsees durch eine Sperrmauer, die dank der günstigen örtlichen Verhältnisse leicht errichtet werden kann, auf das Vielfache des obigen Wertes erhöht. Auf diesen Vorkehrungen beruht die Neuheit des Gedankens.

Der Spiegel des 1083 m hoch gelegenen Spitzingsees soll durch das Stauwerk so weit gehoben werden, daß der nutzbare Speicherinhalt bis zu etwa 25 Millionen cbm gesteigert werden kann. Durch einen etwa 4500 m langen Druckstollen wird das Wasser nach dem Leitzachtale überführt, wo ungefähr gegenüber dem Bahnhof Fischbachau das Kraftwerk errichtet wird. Das nutzbare mittlere Rohgefälle beträgt hierbei ca. 360 m. Das Abwasser wird durch einen kurzen Kanal der Leitzach zugeführt und kommt in den wasserarmen Monaten den untenliegenden Kraftwerken, insbesondere dem Leitzachwerk der Stadt München, zugute, ohne daß diese Werke irgendwelche bauliche Änderungen zu treffen hätten.

Die für die sechs wasserarmen Herbst- und Wintermonate aufgespeicherte Wassermenge allein (25 Mill. m³) erlaubt in dem neuen Werke und dem Leitzachwerk zusammen 20 Millionen KWh mehr in dieser Zeitspanne zu erzeugen. In viel höherem Maße werden aber, wie schon erwähnt, Wassermengen ausgenützt, welche mit Hilfe von Pumpen aus der Leitzach in das Speicherbecken gefördert werden. Dies ist ohne weiteres möglich, da aus den bayerischen Flußwasserkraftwerken, sog. Laufwerken, nach den Berechnungen (z. B. Ministerialrat Holler, Bayerische Industrie- und Handelszeitung vom 17. Juni 1924, ferner Dr.-Ing. Oskar v. Miller, Elektrotechnische Zeitschrift vom 1. Januar 1925) im allgemeinen das ganze Jahr hindurch während den Zeiten geringer Belastung (mittags, nachts und Sonntags) beträchtliche Leistungs- und Arbeitsmengen ungenützt zur Verfügung stehen, welche aufgespeichert und zur Deckung von Tages- und Saisonspitzen, wo oft Arbeitskraft mangelt bzw. stets verwertbar ist, ausgenützt werden können.

Das in das Staubecken beförderte Wasser wird teils der Leitzach zu Zeiten des Überflusses entnommen und gelangt erst nach Wochen und Monaten in wasserarmen Perioden wieder in deren Flußbett zurück, teils macht dasselbe einen täglichen Kreislauf, indem dasselbe nachts aus dem zu einem kleinen Ausgleichsbecken erweiterten Unterwasserkanal entnommen und in das Speicherbecken gepumpt wird, worauf

dasselbe tagsüber wieder arbeitsleistend durch die Turbinen zurück in den Unterwasserkanal gelangt.

Die Ausbauleistung des Kraftwerkes und damit die Tagesspitzenleistung muß in Anpassung an die übrigen bayerischen Kraftwerke gewählt werden und ist vorläufig mit 60000 PS angenommen. Die im Laufe eines Jahres während der täglichen Arbeitszeit an Arbeitstagen erzeugbare Arbeitsmenge kann auf ca. 100 Millionen kWh gesteigert werden.

Die Bedeutung eines solchen Speicherwerkes für die bayerische und weiter für die süd- und mitteldeutsche Kraftwirtschaft, insbesondere für die Flußwasserkräfte selbst, sowohl vom Standpunkte der Stromverbraucher aus wie von demjenigen der Aktionäre dieser Werke, wird besonders klar erkannt werden, angesichts der vergangenes Jahr im Alpengebiet herrschenden Wasserknappheit. Man könnte vielleicht darauf hinweisen, daß in dieser Zeit auch der Abfallstrom fast ganz fehlen würde. Dafür ist aber die im Speicherbecken zur Verfügung stehende Energiemenge um so wertvoller, ganz abgesehen davon, daß in solchen Ausnahmeperioden das kleinere Übel noch das wäre, selbst mit Dampfkraftstrom nachts zu pumpen, um am Tag die Volleistung des Werkes um so länger zu ermöglichen. Die Hauptsache ist, dem Stromverbraucher, insbesondere der Industrie, unter allen Umständen die benötigte Kraft zur Verfügung zu stellen. Im übrigen ist Spitzenleistung und Spitzenarbeit ein stets und überall gesuchter Artikel. Die Baukosten für dieses Werk sind sehr niedrig, da die Baubedingungen und örtlichen Verhältnisse außergewöhnlich günstig liegen.

Die Erbauung derartiger Pumpen-Speicherwerke hat sich überall dort als unbedingt nötig und nützlich erwiesen, wo große, nicht speicherfähige Flußwasserkraftanlagen sind. Es wurde überall erkannt, daß im allgemeinen die Veredelung des Abfallstromes durch Speicherung stets vorteilhafter ist wie seine Verwendung für untergeordnete Zwecke, z. B. Raumheizung.

Es ist schon der Gedanke ausgedrückt worden, das Walchenseewerk durch eine Pumpanlage zu ergänzen, da dort die Verhältnisse für eine derartige Anlage günstig liegen. Gewichtige Gründe lassen jedoch das oben entwickelte Projekt Spitzingsee als vorteilhafter erscheinen.

a) Ein erheblicher Teil der Nutzleistung wird durch natürliche Zuflüsse gedeckt, so daß für sie eine Pumparbeit nicht erforderlich ist;

b) es wird ein neues Staubecken geschaffen, dessen Nutzinhalt in Verbindung mit dem hohen Gefälle die Aufspeicherung großer und sehr nützlicher Arbeitsmengen für die Wintermonate erlaubt;

c) die Anlage dieses neuen Staubeckens hat eine wesentliche Verbesserung der Wasserverhältnisse und damit der Steigerung der Leistungsfähigkeit des Leitzachwerkes und der Unterlieger im Gefolge, ohne daß für diese irgendwelche Unkosten entstehen;

d) es wäre am Walchenseewerk eine ganz neue Pumpmaschinenanlage zu schaffen und eine umfangreiche Änderung der Rohrleitungen erforderlich;

e) die vollständige betriebliche Unabhängigkeit verdient eine hohe Bewertung, zumal da sich dabei Gelegenheit bietet, auch das Leitzachwerk unmittelbar an das Höchstspannungsnetz anzuschließen.

Wenn vorstehende Ausführungen den Anstoß zu einer fachmännischen Diskussion dieses Projektes geben würden, so wäre ihre Zweck erfüllt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wiederherstellung von Eisenbetonsäulen bei drohendem Gebäudeeinsturz.

(Engineering News-Record 11. XII. 24.)

In Seattle war 1909 ein reiner Eisenbetonbau von vier Stockwerken erstellt, jedoch so bemessen, daß er um weitere vier Stockwerke erhöht werden konnte. Bei Aufführung der letzteren (1924) zeigten sich an den Köpfen der Innensäulen — 12 Säulen in jedem Stockwerk — Risse und Abblätterungen. Man stützte durch ein System von 4 Holzpfosten das Gebäude jeweilig neben den gefährdeten Säulen ab und ersetzte den schadhaften Beton. Die Säulenbewehrung war nach Considere bemessen. Die Bruchursache lag an der Betonherstellung, und zwar nach Ansicht der mit der Reparatur betrauten Ingenieure an den außergewöhnlichen Erschütterungen des Betonmaterials während des Eingießens des sehr nassen Gemisches in die Säulenverschalung.

Nur so wird die Tatsache erklärlich, daß unmittelbar unter den oberen Säulenenden das Material aus reichlich Sand mit sehr wenig Zement bestand, während der Beton von richtiger Kornzusammensetzung etwa erst 60 cm unter den Säulenenden begann. Der Sand war überdeckt von einer porösen Zementschicht mit nur einer Festigkeit und Härte gewöhnlichen Wandverputzes. Das Rütteln hatte den feinen leichten Teilchen Gelegenheit gegeben, an die Oberfläche zu gelangen und dort eine Haut von Zementseife (Kalkzementmilch) als Abschluß der Putzschicht zu bilden.

Außer dieser Zementseife, war wie erwähnt, eine beträchtliche Menge reinen Zements in Streifen von linsenförmig gestalteten Ausscheidungen oberhalb des Sandes bezw. Kieses vorgefunden worden. — Beweis durch chemische Analysen.

Ein anderer Fehler in der Säulenherstellung lag darin, daß die Säulenform in manchen Fällen beim Einfüllen des Materials übergossen war, und daß die Zementseife auf den Boden der Deckenträgerverschalung ausfloß.

Mit dem Erfolg, daß Schichten solch reinen Materials des öfteren an der Unterseite der Gurte angetroffen wurden, als man dabei war, die Balken zur Einbringung der Stützpfosten in jeder Decke des alten Bauwerks aufzumeißeln. Infolge der Ziegelfüllungen in den Decken und des wenig widerstandsfähigen Materials am Boden der Träger war es nämlich unmöglich, vom Grunde bis zum Dach mittels der Gurtungen abzusteifen. Somit wurden vom 5. Stockwerk aus bis zum Boden Öffnungen durch die Decken geschlagen und 30 × 30 cm starke Holzpfosten in einem Zuge von der Gründung bis zu dieser Decke erstellt. Im 5. Stockwerk und den übrigen oberen neu Errichteten wurde dann durch je zwei mit Winden versehene Pfosten beiderseits der Säulen die Last des Neubaues auf die Hauptstützpfosten übertragen durch einen in sich unverschieblichen Verband von Eisen bezw. Kopfhölzern. Ähnlich wurde auch in den alten Stockwerken in dieser Weise die Deckenlast indirekt auf die Hauptpfosten übertragen. Somit waren die gefährdeten Innensäulen zwecks Reparatur von jeder Auflast durch das ältere Bauwerk und dem Neuaufbau entlastet. Die Winden wurden dann im obersten Stockwerk zuerst angezogen, dann nach und nach die der unteren Stockwerke, so daß keine Scherbeanspruchung beim Abstützen in den oberen gestützten Gurtträgern des Neubaues auftreten konnten.

Bei dem Einbringen der neuen Betonmischung (1 : 2 : 4) wurde in die Verschalung, die rund um die alte Säule verklammert war, die Mischung hineingegossen, bis etwa nur ein Abstand von 5 cm Höhe verblieb. Sodann wurde auch dieser letzte Teil von 3 Seiten her verschalt und durch die Öffnung der vierten Seite eine vergleichsweise trockene Mischung (1 : 1½ Kies und Sand — 3 mm Drm.) sorgfältig eingestampft. Nach 10 Tagen gab der Beton bei Hammeranschlag einen klingenden Ton. Darauf erfolgte die Entfernung der Stützpfosten.

Interessant waren die bei diesem Werk angewendeten Senkungsmesser. Sie bestanden aus 2,5 × 5 cm starken Holzstäben von einer Länge, vermöge deren sie beim Verstreben zwischen Decke und Boden sich leicht einbogen. Bei Verwendung von Gruppen zu je dreien beiderseits der Säulen und durch Hineinbringen von an beiden Enden zugespitzten Holzstäbchen an der ungefähr weitesten bezw. engsten Stelle der gegenseitigen Durchbiegungen der Langstäbe war somit eine ebenso einfache wie genaue Vorrichtung improvisiert. Bei jeder Säule des 5. Stockwerks wurde so eine Gruppe von je 3 Stäben angesetzt. War die Vorrichtung einmal justiert, konnte der Beobachter feststellen, daß, solange das längere Stäbchen an seinem Platze blieb, keine Senkung in der Serie der Stützpfosten der unteren Stockwerke stattfand.

Die kleinste Setzung andrerseits, veranlaßt durch die Senkung der Decke oberhalb, verursachte größere Durchbiegung der Langstäbe und gab das längere Zwischenstäbchen frei, worauf der beobachtende Wächter im Hinblick auf diese Setzung die Pfostenwinde entsprechend andrehte, bis das zweite kürzere Zwischenstäbchen sich löste und damit anzeigte, daß die Durchbiegungsentfernung der Langstäbe in anderer Hinsicht von der ursprünglichen Länge abgewichen war.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe i. B.

Der Heberaquädukt Pekalen auf Java.

Von F. E. H. von Ranke, Wasserbau-Ingenieur.

Daß der Eisenbeton nicht nur in Europa und Amerika sich als vorzügliches Baumaterial eingebürgert hat, sondern auch in den entferntesten Weltteilen immer mehr beachtet und beim Entwerfen der schwierigsten Kunstwerke herangezogen wird, hatte ich die Gelegenheit mich zu überzeugen während der Jahre, die ich im niederländischen Staatsdienst auf Java, der Hauptinsel des Sunda-Archipels, verbrachte.

Vor dem Kriege stand man dort dem Eisenbeton einigermaßen mißtrauisch gegenüber, nicht des Betons selber wegen, sondern wegen der Ausführung: man bezweifelte die Möglichkeit, mit Hilfe der einheimischen, schwer zu schulenden Kulis einigermaßen große Eisenbetonarbeiten ausführen zu können.

Der große Krieg hat auch hierin Veränderung gebracht.

Die Schwierigkeit, oft sogar Unmöglichkeit, das benötigte Eisenmaterial von den kriegführenden Staaten zu beziehen, zwang die indischen Ingenieure, ihre Aufmerksamkeit mehr dem Eisenbetonbau zuzuwenden.

Wo früher Eisenbetonbauten mehr oder weniger als Seltenheit galten, wurden jetzt sehr viele Kunstwerke aus diesem Material ausgeführt.

Die erwarteten Schwierigkeiten bei der Ausführung wurden durch zähe Energie überwunden, so daß man jetzt auf Java schon sehr viele große und kleinere Bauten aus Eisenbeton antreffen kann. In vielen Fällen wird heute dem Eisenbetonbau über dem reinen Eisenbau der Vorzug gegeben.

Einige der aus Eisenbeton hergestellten Bauten dürften auch den europäischen Ingenieur interessieren, so zum Beispiel der 1918 gebaute Heberaquädukt Pekalen in Ost-Java.

Er wurde seinerzeit nicht nur als nötiges Kunstwerk betrachtet, sondern zugleich auch als Versuch, denn damals war kein einziger Heberaquädukt von solcher Größe bekannt. Auch jetzt noch dürfte dieser Bau als einzig dastehend betrachtet werden; jedenfalls in Asien.

Wie schon der Name andeutet, handelt es sich hier um ein Kunstwerk, dessen Tragkonstruktion über dem H. W. eines Stromes liegt und dessen Zweck es ist, eine Wasserleitung mittels Heberwirkung über diesen Strom zu führen.

Der Heberaquädukt Pekalen soll später 3,5 m^3/sec. für ein Bewässerungsgebiet anführen; in der ersten Zeit aber sollten nur höchstens 0,15 m^3/sec. durchgeführt werden; beim Bau aber sollte mit der maximalen Kapazität gerechnet werden.

Aus mehreren Gründen, auf welche ich an dieser Stelle wegen Raummangels nicht näher eingehen kann, wurde als einzig mögliche Weise für die Kreuzung der Bewässerungsleitung mit der Kali-(Fluß-) Pekalen der Heberaquädukt gefunden.

Man plante erst ein eisernes Rohr, mußte aber, wegen der Unmöglichkeit, ein solches zu beziehen, davon absehen und den Heber aus Beton machen.

Um sicher zu sein, daß bei diesem ersten Versuchsobjekt keine unliebsamen Störungen vorkamen, wurde beschlossen, das Heberrohr nicht selbsttragend zu machen, sondern es in einen mit Wasser gefüllten Trog, der zugleich als Tragkonstruktion dienen sollte, zu legen.

Hierdurch wollte man verhindern, daß bei eventueller Durchlässigkeit des Betonrohres nicht Luft, sondern Wasser angesaugt wurde.

Der Trog ist aus Eisenbeton ausgeführt und ist nichts anderes als ein offener Aquädukt mit dem Unterschiede, daß hier das Wasser nicht strömt, sondern stillsteht.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, wird der Trog gestützt durch zwei Widerlager und zwei Pfeiler. Die Widerlager sind zugleich auch die Wühlbassins, die so entworfen sind, daß die beiden Rüssel des Hebers noch ins Wasser reichen, auch wenn die Leitung trocken liegen sollte. Auf diese Weise wird erreicht, daß der Heber bei kurzer Unterbrechung in der Wasseranfuhr nicht gleich abschlägt.

Die beiden Trogenden kragen über die Widerlager aus, um auch noch die gekrümmten Teile des Hebers unter Wasser halten zu können. Aus demselben Grunde ist der Boden des Troges hier auch noch ein wenig vertieft.

An diesen Stellen dringt das Heberrohr durch den Boden des Troges und hängt lotrecht nach unten. Diese beiden hängenden Teile des Hebers, „Rüssel" genannt, sind die einzigen Stellen des Rohres, die mit der Luft in Berührung kommen. Um auch diese Teile des Rohres unter Wasser zu halten, hätte man die Trogenden sehr schwer ausführen müssen, was die ganze Konstruktion nicht unbelangreich verteuerr hätte. Außerdem ist die Gefahr von Luftansaugung bei den Rohrmündungen noch nicht so groß, weil die Depression an den Rohrenden noch verhältnismäßig klein ist.

Die innere Höhe und Breite des Troges ist 1,45 m und 1,75 m.

Berechnet ist der Trog als Träger auf vier Stützen und ist hierüber nichts Besonderes zu sagen. Die ungleichen Stützweiten sind darauf zurückzuführen, daß hier im Flußbett früher drei Pfeiler standen, von denen zwei im Febr. 1915 durch einen „Bandjir" (ein in den indischen Flüssen plötzlich auftretendes Hochwasser von gewaltigen Dimensionen) weggeschlagen wurden.

Diese zwei Pfeiler wurden jetzt durch einen Pfeiler ersetzt und zwar so, daß die Wasserbewegung im Flusse so wenig wie möglich gestört wurde. Noch größere Überspannungen waren nicht möglich mit Rücksicht auf die neben dem Aquädukt zu liegen kommende eiserne Balkenbrücke.

Für die Trogkonstruktion sind Spannungen $\sigma_e = 1000$ kg/cm² und $\sigma_b = 40$ kg/cm² zugelassen. Dies mit Rücksicht auf die Betonmischung von 1 : 1½ : 2½ und die ruhende Belastung. Die Praxis hat erwiesen, daß diese Spannungen nicht zu hoch waren.

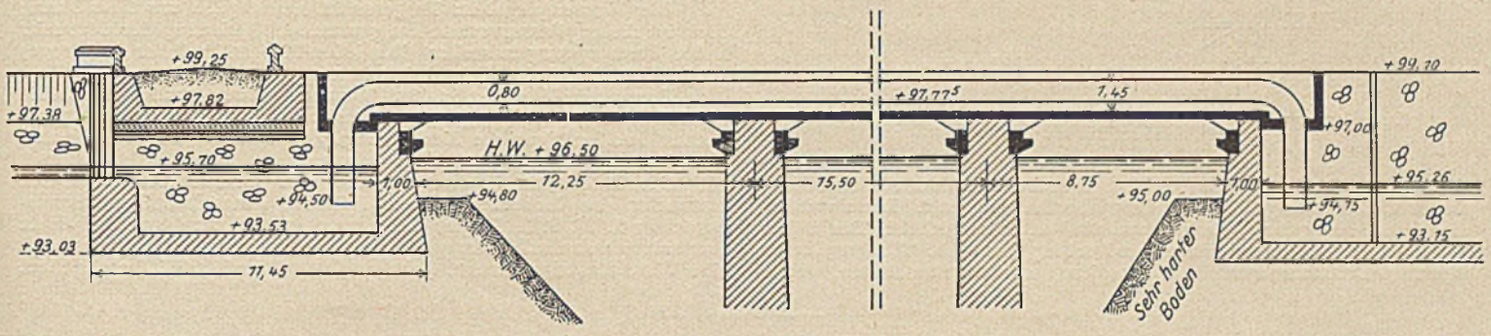


Abb. 1. Heberaquädukt Pekalen in Ost-Java. Längsschnitt.

Die Schalung für den Trog wurde auf eiserne I-Träger gelegt. Da es mit Rücksicht auf die plötzlich auftretenden Hochwässer nicht möglich war, diese Träger auf den Flußboden abzustützen, wurden an den Pfeilern und Widerlagern Eisenbetonkonsolen angebracht, auf welche dann die Träger, deren Längen gleich oder etwas kleiner als die Lichtweiten der Öffnungen waren, gelegt wurden.

Nachdem der Beton des Troges gut gehärtet war, wurden die Träger einfach seitlich weggeschoben.

Gleichzeitig mit der Ausführung des Troges wurden auch die Rohrstücke für den Heber auf der Baustelle in einer Holzform gestampft.

Das Heberrohr besteht aus 21 je 2 m langen mit Muffen ineinander greifenden Stücken mit einem innerem Durchmesser von 0,80 m und einer Wandstärke von 6 cm. Die Stücke sind nicht armiert und von außen und innen mit Asphaltteer gestrichen.

Nach Entfernung der Trogschalung wurden die einzelnen Rohrstücke mit Hilfe eines kleinen Takels in den Trog niedergelassen, vorläufig durch Holzklötze unterstützt und sorgfältig gerichtet. Hierauf wurden die 42 Auflegklötze aus Beton gegossen und das Rohr durch Stahldraht an diese befestigt. Die Stoßfugen wurden sehr sorgfältig mit in kochendem Teer getauchten Werg und Tau gedichtet und dann mit Mörtel überstrichen.

Das Rohr ist nicht ganz horizontal gelegt, sondern steigt etwas zum Auslaßende. Der Zweck hiervon ist, die Luftteile, die mit dem Wasser mitgerissen werden oder sich aus dem Wasser selbst lösen, auf einer Stelle zu konzentrieren, um sie von dort, wenn nötig, durch eine Luftpumpe zu entfernen.

Als Platz für die eventuell anzubringende Luftpumpe ist das Mannloch bei der unteren Rohrkrümmung gewählt, weil hier, wie aus dem Verlauf der piezometrischen Linie leicht nachzuweisen ist, die größte Depression herrscht.

Eine Luftpumpe wurde aber nicht angebracht, da man vermutete, daß das strömende Wasser die Luftteilchen mit sich reißen würde, was auch die Praxis bewahrheitet hat.

Die beiden Krumstücke und die Rüssel wurden auf ihrem Platz selber gestampft und im Gegensatz zu dem horizontalen Rohr mit Eisen armiert. Die Rüssel haben eine Wandstärke von 10 cm und die Krumstücke von 12 cm erhalten. Diese größere Wandstärke wurde als nötig erachtet mit Rücksicht auf die ungünstige Unterstützung und die schwierige Ausführung. In den Krumstücken sind auch die Mannlöcher und die Löcher für den Durchgang der Stangen der Abschlußventile angebracht (siehe Abb. 2).

Jeder Rüssel kann nämlich von unten durch ein eisernes Ventil, das genau an den Unterrand paßt, abgeschlossen werden. Die Ventilstange geht durch die Achse des Rüssels und durch die Wand des

Krumstückes und ist oben mit einem Gewinde versehen, wodurch das Ventil geöffnet und geschlossen werden kann. Auf eine ausführliche Beschreibung der Verschlußeinrichtung kann hier wohl verzichtet werden. Geliefert wurden die Ventile durch die „N. V. De Ned. Ind. Industrie" in Soerabaya.

Nachdem alle Arbeiten abgeschlossen waren, wurde das Heberrohr auf seine Luftdurchlässigkeit geprüft. Dies geschah auf sehr einfache

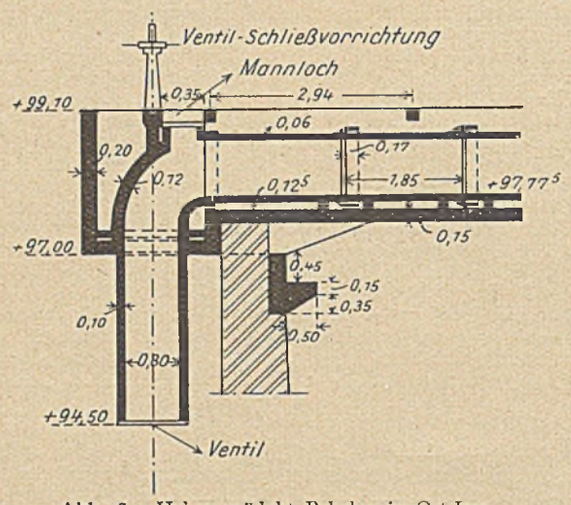


Abb. 2. Heberaquädukt Pekalen in Ost-Java. Einlauf-Rüssel.

Weise. Die Ventile wurden geschlossen und das Rohr durch die Mannlöcher mit Wasser gefüllt, der Trog aber leer gelassen. Dann wurden die Mannlöcher gut abgedichtet und die Ventile aufgedreht. Der Heber arbeitete damals vier Stunden und schlug dann ab. Also mußte er irgendwo Luft ansaugen. Um nun diese Leckstellen zu finden, wurde der Wasserspiegel im Troge durch langsames Wegschöpfen gesenkt. Kam nun der Wasserspiegel auf das Niveau eines Lecks, so zeigten sich auf dieser Stelle kleine Wirbelbewegungen. Es war nun einfach, diese Stellen zu dichten. Fast alle Lecke lagen an der unteren Seite des Rohres, und zwar bei den Stoßfugen, wo das Anbringen des Dichtungsmaterials schwierig gewesen war. Jedenfalls war das Vorkommen von Lecken ein Beweis dafür, daß es in solchen Fällen besser ist das Rohr nicht aus Stücken, sondern als Monolith auszubilden.

Nach Ausbesserung der Lecke und Wiederinbetriebstellen des Hebers hat dieser tadellos gewirkt und schlug nur einmal ab, als man durch teilweises Schließen der Ventile die durchströmende Wassermenge verkleinern wollte. Erst konnte man die Ursache dieses Abschlagens nicht begreifen, doch war sie sehr einfach, wie es der Chefingenieur I. Th. van Rosse, der damalige Chef der Irrigations-Abteilung Pekalen-Sampean, bewiesen hat. Durch Verkleinern der Ausflußöffnung tritt nämlich am unteren Ende des Hebers eine Depression auf, die größer ist als die Untertauchung des Rohrendes, wodurch die Luft ins Rohr eingesaugt wird. Als auf Veranlassung des Herrn van Rosse der untere Wasserstand durch Anbringen von Dammbalken gehoben wurde, schlug der Heber kein einziges Mal mehr ab.

Durch Heben des unteren Wasserstandes kann auch die durch den Heber strömende Wassermenge nach Belieben geändert werden.

Jetzt arbeitet der Heberaquädukt schon sechs Jahre ohne Unterbrechung, und es haben sich trotz den sehr variablen durchströmenden Wassermenge keine Störungen vorgetan.

Der Wasserspiegel im Troge senkt sich täglich um 6 bis 8 mm, doch ist dieser Wasserverlust im ganzen auf Rechnung der dort sehr hohen Verdampfung zu stellen. Das jeden Morgen Beifüllen des Troges verursacht aber keine Schwierigkeiten.

Das ganze Werk ist in fünf Monaten gebaut worden durch die „Hollandsche Maatschappy tot het maken van Werken in Gewapend Beton" und betrugen die Kosten 21 747,90 Gulden. Die Ventile und Mannlöcher haben 3950 Gulden gekostet.

Die Unterlagen für diesen Artikel sind mir seinerzeit durch den Entwerfer des Heberaquäduktes Pekalen, dem damaligen Sectie-Ingenieur I. W. F. C. Proper liebenswürdig zur Hand gestellt. Herr Proper hat auch den Heberaquädukt Pekalen in der indischen Zeitschrift „De Waterstaatsingenieur", Jahrgang 1919, ausführlich beschrieben.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Aufwertungsfragen im Baugewerbe.

Gerade das Baugewerbe mit seinen langfristigen Verträgen ist in besonders bedauerlichem Maße Opfer des Währungsverfalls der sogenannten Inflationszeit geworden und hat außerordentlich hohe Verluste erlitten trotz aller Sicherungen, die die Standesvertretungen — so vor allem der Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband e. V. — in rascher Erkenntnis der aus dem Währungsverfall drohenden Gefahren vorgeschlagen, angeraten und durchgesetzt haben. Diese Verluste sind auf Umstände zurückzuführen, die mit dem Baubetrieb ganz besonders innig zusammenhängen. Während nämlich in einem normalen Fabrikationsbetrieb, und besonders bei langjährig kartell- und trustartig zusammengeschlossenen Industriezweigen der fast gesetzmäßige Zwang der Bedingungen, denen der Besteller unterworfen wird, die größten Härten der Inflationszeit auszugleichen vermochte, litt das Baugewerbe während des Währungsverfalls in besonders hohem Maße an seinem alten und auch heute noch nicht geheilten Übel der teilweise sehr ungünstigen Zahlungsbedingungen (die es allerdings vielfach selbst verschuldet hat, da gerade im Baugewerbe ein großer Mangel an Zusammengehörigkeitsgefühl zu spüren ist). Der wunde Punkt war während jener kritischen Zeit vor allen Dingen, daß zwischen der Rechnungsstellung und der Zahlung, soweit nicht Vorlagen in Betracht kamen, naturgemäß eine gewisse, der Bauherrschaft zuzubilligende Frist der Rechnungsprüfung liegen mußte. Es wäre verfehlt, heute auf die verschiedenen Sicherungsversuche hinzuweisen, mit denen man dem deutlich greifbaren, von Tag zu Tag fortschreitenden Verfall der Währung hierbei entgegenzutreten hoffte; maßgebend war und blieb der Interessengegensatz, der den Bauherrn bestimmte, die Zahlung hinauszuschieben, den Unternehmer anfeuerte, sie möglichst rasch in die Hände zu bekommen.

In diesem Zusammenhang ist es von größter Wichtigkeit, einer sehr oft angetroffenen Anschauung entgegenzutreten, die das Baugewerbe häufig gehindert hat und noch hindern mag, Aufwertungsansprüche geltend zu machen. Denn obgleich zwischen dem Tag der Rechnungsstellung und dem Tag der Zahlung eine große Lücke klaffte, in die das wertvolle Geld unwiderbringlich hineinstürzte und wertlos wurde, redeten und reden sich die Bauherrschaften regelmäßig darauf hinaus, daß eine Aufwertung deswegen nicht in Betracht käme, weil sie zur Prüfung der Rechnungen eine angemessene Frist, für die sich im Laufe der Zeit, oder zwischen den einzelnen Beteiligten gewisse Zeitnormen gebildet haben mochten, zu beanspruchen hätten, und daß sie sonach vor Ablauf dieser Prüfungsfrist nicht in Verzug geraten könnten, womit auch der Aufwertungsanspruch entfalle. Diese Anschauung mag nach den sonstigen Grundsätzen unseres bürgerlichen Rechtes zutreffend sein, wenn ihr keine besonderen Vertragsbedingungen entgegenstehen, sie ist aber für den Anspruch auf Aufwertung belanglos, da das Reichsgericht in seit einiger Zeit dauernder Rechtsprechung den Verzugschaden vom Aufwertungsschaden strengstens trennt und das Aufwertungsbegehren auch dann für begründet erachtet, wenn ein Verzug des Bauherrn an sich nicht gegeben ist.

In der Entscheidung des 6. Zivilsenats vom 30. Oktober 1924, abgedruckt in der Juristischen Wochenschrift vom 15. Mai 1925, Seite 1104/05, ist diese Trennung, wie früher schon geschehen, schärfstens durchgeführt. Das Reichsgericht rügt, daß das Berufungsgericht übersehen habe, daß die Geldentwertung auch dann berücksichtigt werden müsse, wenn sich der Schuldner (in diesem Falle also die Bauherrschaft) überhaupt nicht im Verzug befunden habe. Die Verzugfrage mit allen ihren subjektiven Nebenerscheinungen ist sonach gegenüber dem Aufwertungsbegehren nicht zu prüfen, sondern es genügt die objektive Tatsache, daß infolge der nicht rechtzeitigen Zahlung der Gläubiger eine andere, weitaus geringfügigere Leistung erhalten hat, als sie ihm nach dem Vertragsinhalt und Vertragswillen zusteht. Und noch schärfer rückt

der gleiche Zivilsenat in seiner Erkenntnis vom 27. März 1925 (Jur. Wochenschrift vom 1./15. Juli 1925, Seite 1479) diesen wichtigen Gesichtspunkt des objektiven Aufwertungsschadens in den Vordergrund. Er sagt u. a.: Der Geldentwertungsanspruch stelle nicht einen selbständigen, durch Verzug begründeten Anspruch dar, sondern bilde nur eine Ergänzung des Hauptanspruchs, gerichtet auf dessen volle Erfüllung, er sei nichts anderes, als das Begehren des Restbetrages der ursprünglichen Forderung. Damit ist ein Ausspruch von höchster Billigkeit geschaffen, der in unserem Falle dem Recht des Bauunternehmers zum Sieg verhilft, nämlich, trotz des an sich begründeten und berechtigten Verlangens des Bauherrn nach Prüfungsmöglichkeit und Prüfungsfrist denjenigen Betrag in fester Währung erstattet zu bekommen, den der Bauherr im Zeitpunkt der Rechnungsstellung, ja vielleicht sogar in besonderen Einzelfällen in einem früheren Zeitpunkt schuldete. Und es steht nicht das Geringste im Wege, daß der Bauunternehmer heute noch Aufwertungsansprüche geltend macht aus Bauten, die rein rechnungsmäßig, aber in zerfallener Währung abgerechnet und bezahlt wurden.

Ja, es steht einem solchen Begehren nicht einmal ein in der Angelegenheit bereits rechtskräftig gesprochenes Urteil, oder ein zwischen den Parteien zustande gekommener Vergleich entgegen, wenn Urteil oder Vergleich zwar den Papiermarkausgleich abschlossen, es sich aber ergibt, daß dieser Ausgleich den Gesetzen der Billigkeit und dem Vertragssinn, wonach Leistung und Gegenleistung sich die Wage halten sollen, nicht entsprochen hatte. Gerade die zuletzt angeführte Entscheidung vom 27. März 1925 nimmt, wie schon zahlreiche frühere, die auch teilweise in dieser Zeitschrift zum Abdruck gelangt sind (vgl. Nr. 7, 8, 10), zu dieser Frage Stellung, indem sie sagt: „Die der Klägerin im Vorprozeß zugesprochenen, am 23. August 1919 fälligen 11 500 M. und die ihr weiter als Geldentwertungsschaden zuerkannte eine Milliarde bildeten nur einen Teil des Anspruchs der Klägerin. Dieser wurde durch Entrichtung der Urteilssumme nur zu einem ganz geringen Teil erfüllt, so daß die jetzt geltend gemachte Forderung der Klägerin, ihr das zu gewähren, was ihr der Vorprozeß nicht gewährt hat, nichts anderes als das Begehren des Restbetrages ihrer Forderung ist." Also sogar ein rechtskräftiges Urteil bewahrt den Schuldner nicht vor neuer Inanspruchnahme aus dem Gesichtspunkt der Aufwertung wegen mangelhafter Zahlung in Gestalt der Urteilssumme. Er sieht sich einem neuen Rechtsstreit ausgesetzt, in dem der Unterschied zwischen jenem Urteilsbetrag, auf den vor Einwirkung des Urteils eigentlich hätte aufgewertet werden können, begehrt wird, und diese neue Klage ist keine Schadensersatzklage, sondern sie richtet sich auf einen weiteren Teil des ursprünglichen Anspruchs, der tatsächlich mit der Zahlung der Urteilssumme nicht beglichen wurde. Schwierigkeiten werden allerdings dann eintreten, wenn die neue Wendung der Rechtsprechung, d. h. also die Möglichkeit eines vollkommenen Aufwertungsbegehrens, schon bekannt war und der Gläubiger trotz Kennenmüssens dieser Rechtsprechung seinen Anspruch nicht im laufenden Prozeß schon ausgedehnt hat. Hg.

Eisenbetonbauunternehmungen haben keinen Handwerkskammerbeitrag zu entrichten. Der Rechtsprechung der letzen Jahre ist zu entnehmen, daß die Verwaltungsbehörden und Gerichte in immer stärkerem Umfange davon überzeugt werden konnten, daß die Bauindustrie, insbesondere der Beton- und Eisenbetonbau, nicht in die Handwerksorganisationen gehört. In den verschiedenen, in der letzten Zeit ergangenen Entscheidungen wird zum Ausdruck gebracht, daß es zwar nach dem Sprachgebrauch nicht zulässig erscheine, Bauunternehmungen als „Fabrikbetriebe" zu bezeichnen. Es seien indessen die wesentlichen Merkmale eines fabrikmäßigen (industriellen) Betriebes im Sinne der Reichsgewerbeordnung gegeben, z. B. Größe des Unternehmens, die Art der Arbeitsteilung, das Vorhandensein einer Anzahl technischer und kaufmännischer Angestellten, die Beschäftigung zahlreicher ungelernter Arbeiter, die stete Verwendung einer erheblichen Zahl von Maschinen zum Ersatze menschlicher Arbeitsleistung, die Nichtbeteiligung des Unternehmers an den eigentlichen Ausführungsarbeiten usw. Bei Beurteilung der Wesensart eines Betriebes sei es im übrigen nicht hinreichend, ihn etwa nach einzelnen Merkmalen zu charakterisieren, es müßte vielmehr die Gesamtheit der Betriebsverhältnisse in ihrem Zusammenwirken maßgebend sein, wobei es auf das Fehlen des einen oder des anderen Merkmales nicht ankomme. So wird in zwei Entscheidungen des Regierungspräsidenten zu Cassel vom 18. und 24. Juli 1925 zum Ausdruck gebracht, daß nach den höchstrichterlichen Entscheidungen der letzten Jahre für das moderne Baugewerbe neben der fabrik- und handwerksmäßigen, noch eine dritte Betriebsform, die des kaufmännisch-gewerblichen Großbetriebes in Frage komme, die, weil sie außer der gemeinsamen Arbeitsstätte im wesentlichen die Merkmale des Fabrikbetriebes aufweise, nicht als Handwerk, aber doch auch nicht als reiner Fabrik angesehen werden könne. Eine Bauunternehmung sei daher nicht zu den Kosten der Handwerkskammer heranzuziehen.

In einer Entscheidung der Regierung von Oberbayern vom 26. März 1925 wird die von der Handwerkskammer vertretene völlig irrige Anschauung, daß Beton- und Tiefbauunternehmungen als handwerkliche Großbetriebe anzusprechen seien, abgelehnt, da es für eine derartige Annahme unerläßlich sei, daß der Gesamtbetrieb getragen wird von der schöpferischen Tätigkeit des leitenden Unternehmers und daß sein handwerkliches Können den Betrieb bis in seine Einzelheiten zum mindesten überwacht und beherrscht. Ein derartiges Merkmal läge aber bei einer großen Bauunternehmung nicht vor. Die dort wesentliche und durchgreifende Arbeitsteilung unter Leitung des Unternehmers schließe die Annahme eines Handwerksbetriebes aus.

Schließlich hat noch der Vorstand der Wartburgstadt Eisenach, gestützt auf die fast „ständige" Rechtsprechung der höheren Verwaltungsbehörden, in einer kurzen Entschließung vom 27. März 1925 die Streichung einer Eisenbetonbauunternehmung aus der Handwerkskammerbeitragsliste angeordnet.

Demgegenüber steht allerdings eine einigermaßen unverständliche Entscheidung des Oberpräsidenten der Provinz Ostpreußen, in welcher eine Eisenbetonbauunternehmung — gestützt auf zwei Entscheidungen höherer Verwaltungsbehörden aus dem Jahre 1911 — als handwerkskammerbeitragspflichtig erklärt wird. Dieser Behörde sind offenbar die allein in der Nachkriegszeit ergangenen 10 Entscheidungen höherer Verwaltungsbehörden und auch ein Gutachten des Landesgewerbeamtes im Preuß. Ministerium für Handel und Gewerbe aus dem Jahre 1923, in dem anerkannt wird, daß Beton- und Tiefbauunternehmungen nicht zum Handwerk gehören, unbekannt geblieben[1]). Dafür werden als Kronzeugen zwei 14 Jahre alte, völlig überholte Entscheidungen zitiert. Der Herr Oberpräsident ist von der zuständigen Berufsvertretung der Beton- und Eisenbetonbauunternehmungen auf die andersartige Meinung der neueren ständigen Rechtsprechung der höheren Verwaltungsbehörden aufmerksam gemacht worden. Dr. R.

Aus den neuen Steuergesetzen. Die Grunderwerbsteuer wird am 1. September von 4 auf 3 vH herabgesetzt. Werden anläßlich einer Neugründung oder einer Kapitalerhöhung Grundstücke gegen Gewährung von Gesellschaftsrechten eingebracht und muß für diese Einbringung Kapitalverkehrssteuer entrichtet werden, so dürfen in diesem Fall Länder und Gemeinde keine Zuschläge zur Reichsgrunderwerbsteuer erheben. — Die Wechselsteuer wird am 1. September auf 1 vT ermäßigt. Bei Nachversteuerung langfristiger Wechsel sinken die Sätze ebenfalls auf die Hälfte, also auf 2 bzw. 3 vT. Halbierung der Sätze tritt auch bei auf das Ausland gezogenen Wechseln ein. — Die Umsatzsteuer wird am 1. Oktober auf 1,25 vH gesenkt (erste Wirkung bei den Novemberauszahlungen). Eine weitere Herabsetzung auf 1 vH ab 1. Oktober wird geplant. Leider soll auch diesmal wieder, wie bei den bisherigen Herabsetzungen, ein zivilrechtlicher Anspruch auf Preisermäßigung gewährt werden bei Verträgen, die vor dem 15. August abgeschlossen sind, aber erst nach dem 30. September erfüllt werden. Die Bauindustrie mit ihren langfristigen Verträgen wird diesen Nachlaß mit Rücksicht auf die Festpreisbewegung nicht begrüßen, vor allem aber auch deshalb nicht, weil sie ihre Bauausführungen häufig zu Verlustpreisen übernehmen mußte und trotzdem nun also nicht überwälzte Steuern noch vergüten soll. — Änderung der Reichsabgabenordnung. Auf Anregungen des Zentrums zurückgehend wird die steuerliche Buch- und Betriebsprüfung ausgebaut. Auf Ausbildung und Spezialisierung der Revisionsbeamten soll größter Wert gelegt werden. In Großbetrieben (im Sinne der Betriebsstatistik, also mit über 50 Arbeitern) soll mindestens alle drei Jahre eine Buch- und Betriebsprüfung stattfinden. Bei den Verhandlungen über das Gesetz wurde mitgeteilt, daß dem Präsidenten des Landesfinanzamtes Brandenburg die für eine Zentralisierung geeigneten Angelegenheiten auf dem Gebiete der Buch- und Betriebsprüfung für das ganze Reich unterstellt seien. Den Steuerausschüssen für Einkommen-, Vermögen- und Erbschaftssteuer sollen die Listen mit den Veranlagungsergebnissen zur Kontrolle der Veranlagung vorgelegt werden. — Kapitalverkehrssteuer. Die Allgemeine Gesellschaftssteuer (bei Neugründung, Kapitalerhöhung) wird ab 1. 9. 25 von 5 auf 4 vH ermäßigt, die sogen. Fusionssteuer sinkt auf 2 vH. Die Emissionssteuer für Industrieobligationen beträgt nicht mehr 3 vH, sondern ab 1. 9. 25 2 vH. — Die Aufsichtsratsteuer entfällt ab 1. 1. 1925.

[1]) Vgl. die Schrift „Unternehmungen des Eisenbetonbaues gehören zur Industrie und nicht zum Handwerk," kostenlos zu beziehen vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband, Berlin W 30, Nollendorfplatz 3.

Die neue Sächsische Landespfandbriefanstalt.

Von Regierungsrat Dr. Spangenberg, Dresden.

Der sächsische Landtag hat kürzlich ein Gesetz über die Errichtung einer „Sächsischen Landespfandbriefanstalt" angenommen, das auch außerhalb Sachsens Beachtung verdient und gefunden hat, weil es einen ganz neuartigen Versuch darstellt, der Kreditnot unserer Wirtschaft zu steuern, die nach einer vorübergehenden Besserung durch Auslandskredite jetzt wieder stärker denn je bemerkbar wird. Die sächsische Regierung ging dabei von der Erwägung aus, daß die Betriebsmittel der Wirtschaft durch die Inflation größtenteils aufgezehrt worden sind und durch normale Bankkredite nur beschänkt ersetzt werden können. Denn einmal kommen dabei nur teure kurzfristige Personalkredite in Frage, und anderseits sind die Mittel der Banken selbst noch zu gering, da die Neubildung des Sparkapitals nur sehr langsam vor sich geht. Deshalb soll die Mobilisierung des Realvermögens von Industrie und Handel zur Ermöglichung eines langfristigen Realkredits versucht werden, und zwar auf dem Wege, der für den landwirtschaftlichen und städtischen Grundbesitz seit langem mit Erfolg beschritten worden ist: durch Gründung einer Pfandbriefbank.

Die Aufgabe des neuen Instituts ist die Förderung des Realkredits von Industrie, Handel und Gewerbe durch hypothekarische Darlehen. Die hierzu erforderlichen Mittel soll es sich durch Ausgabe von Industriepfandbriefen im Höchstbetrage von 20 Millionen M. schaffen, deren Ausstattung im einzelnen noch näher geregelt werden wird. Die Pfandbriefe müssen — wie bei anderen Hypothekenbanken — durch Hypotheken von mindestens gleicher Höhe gedeckt sein; sie sind mündelsicher. Zur Beleihung geeignet sind sächsische, Industrie, Handel oder Gewerbe dienende Grundstücke; aber auch andere in wirtschaftlichem Zusammenhang stehende Grundstücke desselben Eigentümers, z. B. die Villa eines Fabrikanten. Die Beleihungsgrenze ist sehr vorsichtig auf 30 vH des Schätzungswerts festgesetzt. Die Darlehen werden nach Wahl der Anstalt in bar oder in Pfandbriefen zum Nennwerte gegeben; die Rückzahlungen können in Pfandbriefen zum Nennwerte oder mit Zustimmung der Anstalt auch in bar erfolgen.

Es ist nun zwar möglich, daß dem Absatz der Pfandbriefe — namentlich anfangs — die gleichen wirtschaftlichen Schwierigkeiten entgegenstehen werden, die auch die Ursache der Kreditnot sind. Immerhin sind aber mündelsichere, wertbeständige Pfandbriefe auch heute noch ein verhältnismäßig beliebtes Anlagepapier. Außerdem ist zu erwarten, daß nicht nur der Staat selbst, sondern auch andere öffentliche Körperschaften den Absatz durch Anlegung verfügbarer Mittel fördern werden. Die zweite Schwierigkeit liegt in der Sicherheit derartiger Industriepfandbriefe. Hier hat aber das Gesetz derartig Vorsorge getroffen, daß sie an Sicherheit weder den landwirtschaftlichen noch den städtischen Bodenkreditpapieren nachstehen durften. Zunächst sind zur Deckung von Verlusten Serienrücklagen für jede einzelne Serie und eine allgemeine Rücklage geschaffen worden, die stark dotiert werden. Sind sie erschöpft, so werden die Darlehnsnehmer herangezogen, die über ihre Darlehnssumme hinaus in Höhe von 10 vH derselben für alle Verbindlichkeiten der Anstalt aus der gleichen Pfandbriefserie gesamtschuldnerisch haften. Bleibt auch dann noch ein ungedeckter Rest, so haftet das Grundkapital der Anstalt und letzten Endes die Staatskasse selbst, so daß Verluste der Pfandbriefbesitzer nach menschlichem Ermessen ausgeschlossen sind.

Die Pfandbriefanstalt, die ihre Geschäfte am 1. Oktober d. Js. aufnehmen soll, wird zwar vom Staate gegründet, der auch das Grundkapital von einer Million RM. einzahlt; sie steht auch unter Staatsaufsicht und der Staat haftet für alle ihre Verbindlichkeiten. Rechtlich ist sie aber kein Staatsbetrieb, sondern eine gemeinnützige rechtsfähige Anstalt mit eigenem Vermögen. Dadurch unterscheidet sie sich andererseits wieder von dem Plane der sogen. „Industrieschaften", worunter Pfandbriefbanken zu verstehen sind, die von den zu diesem Zweck zusammengeschlossenen Industriekreisen selbst zu schaffen wären. Die Organisation der neuen Bank ist aber dadurch so sehr als möglich vereinfacht und verbilligt, daß die Geschäfte des Direktoriums vom Direktorium der Sächsischen Staatsbank mit geführt werden sollen. Dadurch ist zugleich ermöglicht, daß die Anstalt ihre Geschäfte schon sehr bald aufnehmen kann. Außer dem Direktorium sind an Organen noch ein Staatskommissar, der die Aufsicht über die Bank führt, ein Verwaltungsrat und örtliche Kreditausschüsse für jeden Handelskammerbezirk vorgesehen, denen bei der Bearbeitung der Kreditgesuche ein erheblicher Einfluß eingeräumt ist.

Im Interesse unserer an einer immer stärkeren Knappheit der Betriebsmittel leidenden Wirtschaft ist dringend zu wünschen, daß dieser zum ersten Male begangene Weg der Abhilfe zu einem vollen Erfolge führt. Jedenfalls darf man gespannt sein, ob andere Länder dem sächsischen Beispiele, dessen grundsätzliche Bedeutung für das gesamte deutsche Wirtschaftsleben vielfach anerkannt worden ist, folgen werden.

Anmerkung: Die Gründung dieser Bank ist über den engeren Kreis, für den sie zunächst bestimmt ist, hinaus von grundsätzlicher Bedeutung, weil sie einen ganz neuartigen Versuch darstellt, der Kreditnot zu steuern. Dementsprechend dürfte ihre Beschreibung auch unserem Leserkreis allgemeines Interesse bieten.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 20. August.)

Verordnung über die Anmeldung, den Nachweis und den Ausschluß von Rechten aus aufgewerteten Industrieobligationen und verwandten Schuldverschreibungen. Vom 10. August 1925. (R.Anz. 186 auch RGBl. Nr. 38.) Enthält Durchführungsbestimmungen zu § 35 Abs. 3 des Aufwertungsgesetzes über bei Banken eingereichte Schuldverschreibungen.

Errichtung von Arbeitsnachweisgebäuden mit Mitteln der Erwerbslosenfürsorge. Erlaß des Reichsarbeitsministeriums an den Präsidenten der Reichsarbeitsverwaltung vom 19. VI. 25 und 23. VII. 25 (R.Arb.Bl. S. 325) für Darlehen zum Bau von Arbeitsnachweisgebäuden werden aus Reichsmitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge 3 Millionen Mark zur Verfügung gestellt unter der Voraussetzung, daß sich die Länder im Einzelfall der Darlehensgewährung mit dem gleichen Betrage beteiligen wie das Reich. Auch für die Verzinsung und Tilgung dieser Darlehen können darüber hinaus Reichsmittel herangezogen werden. Voraussetzung für die Bewilligung der Mittel ist (außer der erwähnten Beteiligung der Länder in gleicher Höhe wie das Reich), daß die Bauten nach Lage des Arbeitsmarktes besonders dringend sind und vor allem kein Mangel an Bauarbeitern herrscht, so daß vielleicht Heranziehung ausländischer Bauarbeiter die Folge wäre. Die früheren Erlasse über Facharbeitermangel im Baugewerbe (zeitliche Verteilung der Bauarbeiten, zwischenörtlicher Ausgleich von Arbeitskräften, vgl. Bauing. S. 272) sind zu beachten. Jeder entbehrliche Aufwand bei der Ausstattung der Gebäude ist zu vermeiden.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

Reichsgericht. Koalitionsfreiheit und Mitgliedstreue in Arbeitgeberverbänden. Ein Arbeitgeberverband hatte eine Aussperrung der Arbeitnehmer in den Betrieben seiner Mitglieder angeordnet. Ein Mitglied war seiner Anordnung zunächst nachgekommen, hatte aber die Aussperrung in seinen Betrieben nicht mehr aufrecht erhalten. Der Verband verlangte klageweise die Zahlung der satzungsgemäß gegen das Mitglied festgesetzten Vertragsstrafe von 3000 Goldmark. Das Reichsgericht hat die Klage für zulässig erklärt und dabei gleichzeitig festgestellt, daß der bisherige § 152 Abs. 2 der Gewerbeordnung durch den Artikel 159 der Reichsverfassung aufgehoben sei.

Der § 152 Abs. 2 der GO. begründete zwar die Koalitionsfreiheit, versagte jedoch der Vereinigung jeden zivilrechtlichen Schutz und gab den Teilnehmern ein beliebiges Rücktrittsrecht. Diese Unvollkommenheit sollte nach dem Willen der Nationalversammlung durch den Artikel 159 der neuen Verfassung beseitigt werden. Darin wird auch jede Maßnahme, also auch § 152, Abs. 2 der GO., für rechtswidrig erklärt, die die Vereinigungsfreiheit einschränkt. Die Koalitionsfreiheit würde in Wahrheit ein Schattenbild sein, wenn nicht auch das Recht der Gesamtheit der Teilnehmer einer Vereinigung geschützt wäre, die zur Durchführung des Koalitionszwecks erforderlichen Maßnahmen zu treffen, z. B. Vertragsstrafen gegen unbotmäßige, dem Verbandszweck zuwiderhandelnde Mitglieder festzusetzen und einzuklagen. (RG. IV. 2. VII. 25.)

Arbeitsrecht. Zulässigkeit der Erteilung einer schlechten Auskunft über einen Arbeitnehmer. Nach § 113 der Gewerbeordnung können die Arbeiter über die Art und Dauer ihrer Beschäftigung ein Zeugnis fordern, das nur auf Verlangen der Arbeiter auch auf Führung und Leistung auszudehnen ist. Ein Reichsgerichtsurteil vom 20. II. d. Js. hat betont, daß in ein Zeugnis herabsetzende Äußerungen aus rein persönlicher Auffassung nicht aufgenommen werden dürfen, wohl aber können Pflichtverletzungen, die nachweislich sind, Aufnahme finden (vgl. Bauing. S. 449). Die vorherrschende Meinung, daß das Zeugnis so abgefaßt sein müsse, daß es dem Fortkommen des Arbeitnehmers nicht hinderlich ist, und die dieser Meinung folgende Praxis der Schlichtungsausschüsse haben dahin geführt, daß der Wert des Arbeitszeugnisses mehr und mehr sank und die Auskunfterteilung immer größere Bedeutung gewann. Die Frage, ob eine Auskunft auch dann erteilt werden darf, wenn sie dem Fortkommen des Arbeitnehmers hinderlich sein kann, beantwortet ein Urteil des Gewerbegerichts Berlin vom 8. 10. 1924 wie folgt: „Wahrheitsgemäße Auskunft des Arbeitgebers über den Arbeitnehmer ist gesetzlich zulässig, selbst wenn sie schlecht ist, und macht den Arbeitgeber nicht schadensersatzpflichtig, wenn andere Arbeitgeber deswegen die Einstellung des Arbeitnehmers ablehnen oder ihn entlassen. ..... Die Firmen handeln nur in Wahrung berechtigter Interessen, wenn sie bei Neuaufstellungen Erkundigungen einziehen und nur solche Arbeiter behalten, gegen deren Zuverlässigkeit nichts einzuwenden ist, und wenn sie sich in dieser Hinsicht gegenseitig Auskunft geben." (1750/24, Gew.-Ger. R 11).

PATENTBERICHT.

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

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 2. Juli 1925.

Kl. 20 a, Gr. 17. K. 86 355. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Übergangsstelle vom Landschnell- zum Unterwasserschnellverkehr. 22. VI. 23.

Kl. 20 i, Gr. 36. A 41633. Wilhelm Ackermann, Linden-Ruhr. Sicherheitseinrichtungen für elektrische Grubenbahnen. 21. II. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. S 61 905. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Verfahren zum Entleeren von an Kabelkränen verwendeten Förderkübeln 18. I. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3. G 60 945. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel mit beschränkter Haftung, Saarbrücken. Mast aus gelenkig miteinander verbundenen Teilen. 13. III. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. Z 14 550. Fa. Karl Zeiß, Jena. Knotenpunktverbindung für eiserne Netzwerke. 8. XI. 22.

Kl. 80 b, Gr. 22. N 22 765. Wilhelm Neuhaus, Hohenzollern Str. 99 und Emil Opderbeck, Gelsenkirchen, Wildenbruch-Str. 78. Herstellung poröser Körper, insbesondere für Bauzwecke als Isolierkörper aus Rückständen oder Abfällen der Kohlenaufbereitung. 19. I. 24.

Kl. 80 b, Gr. 22. N 22 868. Wilhelm Neuhaus, Hohenzollern Str. 99 und Emil Opderbeck, Gelsenkirchen, Wildenbruch-Str. 78. Herstellung poröser Körper, insbesondere für Bauzwecke als Isolierkörper aus Rückständen oder Abfällen der Kohlenaufbereitung; Zus. z. Anm. N 22 765. 15. II. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 64 054. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Sieb- oder Rechenband zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung; Zus. z. Pat. 386 290. 16. IV. 25.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 9. Juli 1925.

Kl. 19 d, Gr. 5. D 44 974. Fa. Deutsche Maschinenfabrik A. G., Duisburg. Verschiebebrücke für Wasserstraßen, Häfen oder dgl. 18. II. 24.

Kl. 20 i, Gr. 42. S 66 130. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Sicherung für eingleisige Strecken. 26. V. 24.

Kl. 80 a, Gr. 13. A 39 197. Ambi Verwaltung Kommanditgesellschaft auf Aktien, Berlin. Mit Druckluft betriebene Stampfeinrichtung zur Herstellung von Beton- und Kunststeinwaren. 15. I. 23.

Kl. 80 a, Gr. 57. Sch 69 683. Schlosserwerk A. G., Berlin. Vorrichtung zum Aufrauhen der Außenflächen von in Formen hergestellten Zementsteinen. 23. II. 24.

Kl. 80 b, Gr. 17. S 61 013. Edward Arthur Sawkins, London; Vertr.: Albert Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Kunststeinmasse. 5. X. 22.

Kl. 84 c, Gr. 1. S 61 418. Siemens Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft Berlin. Einrichtung zur Ausübung des Verfahrens zum Absenken des Grundwassers; Zus. z. Pat. 400061. 21. XI. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. B 114 097. Paul Brandt, Berlin-Dahlem, Parkstr. 37. Selbsttätig beweglicher Überwurfschutz für Tiefbagger-Knickleitern. 15. V. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 88 607. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Löffelbagger mit einer Vorschubmaschine für den Löffelstiel und einem durch die Vorschubmaschine bei gleichzeitiger Verschiebung des Löffelstiels verstellbaren Löffelverschluß. 21. II. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 118 072. Heinrich Blunk, Mozartstr. 7 und Friedrich Klewinghaus, Essen, Ladenspelder Str. 85. Verfahren und Vorrichtung zur Trennung des aus dem Abwasser in Sandfängen gewonnenen Sandes vom Schlamm. 7. II. 25.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 16. Juli 1925.

Kl. 20 i, Gr. 29. R 63 958. Walter Sydney Roberts, Ormskirk, Lancashire und The Railway Signal Company, Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy und Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte Berlin SW 11. Zugmarkensystem zur Regelung des Bahnverkehrs. 4. IV. 25. England 14. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. E 31 943. Otto A. Engel, Hamburg, Mesterkamp 34. Vorrichtung zur aerodynamischen Signalübermittlung an fahrenden Eisenbahnzügen. 26. I. 25.

Kl. 20 i, Gr. 38. W 67 903. The Westinghouse Brake u. Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnsignalapparat. 12. XII. 24. V. St. Amerika 24. I. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 87 007. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen-Ruhr. Mit einer Vorschubmaschine für den Löffelstiel versehener Löffelbagger. 29. VIII. 23.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Dr.-Ing Hugo Seitz, Grundlagen des Ingenieurholzbaus. 120 S. Verlag Julius Springer, Berlin 1925. Preis geheftet M. 5.70, gebunden M. 6.90.

In der vorliegenden Schrift nimmt der leitende Ingenieur der Holzbauabteilung der Firma Karl Kübler A.-G. Stuttgart Stellung zu Fragen, denen bei Aufstellung von Vorschriften für Ingenieur-Holzkonstruktionen durch die Reichsbahn[1]) und durch den Normenausschuß der deutschen Industrie besondere Bedeutung zukam und noch zukommt. Durch Erörterung der heute vorliegenden Ergebnisse aus Versuchen mit Holz und Holzverbindungen werden die Grundlagen des Holzbaus systematisch entwickelt und anschaulich dargelegt. Der reiche Erfahrungsschatz, aus dem Seitz schöpfen kann, blieb nicht ungenutzt; Versuch und Erfahrung sind in anregende Beziehung gebracht. Es kommt die Pionierarbeit zur Geltung, welche der Ingenieurholzbau der Firma Karl Kübler A.-G. und ihren Ingenieuren, sowie Schächterle als führendem Ingenieur der Reichsbahn verdankt.

Der erste Hauptabschnitt betrifft das Rundholz und seine Zurichtung. Die Grundlagen des Aufbaus des Holzes, die Einflüsse der Natur auf die Entwicklung des Holzes und manches andere sind hier in bezug auf die Bedürfnisse des ausführenden Ingenieurs gekennzeichnet.

Im zweiten Hauptabschnitt wird ausführlich auf die Belastungsannahmen, die Festigkeitseigenschaften des Holzes und die Verbindungsmittel eingegangen. Seitz spricht sich hier für Erhöhung der zulässigen Zuganstrengung des Nadelholzes von 100 auf 120 kg/cm² aus. Dieser Vorschlag wird nur Zustimmung finden, wenn für besondere Sorgfalt bei der Auswahl des Holzes und der Herstellung des Bauwerks Gewähr übernommen werden kann. Der Einfluß von Ästen und Wuchsmängeln des Holzes dürfte bei Zuganstrengung ähnliche Bedeutung haben wie bei Druckanstrengung. Es sei hierzu auf eine Mitteilung des Berichterstatters in den Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, 1921 S. 70 unter 4 c verwiesen. Weiteres ergibt sich aus den Versuchen mit Dübelverbindungen, die gelegentlich nicht an der Dübelverbindung, sondern im Zugholz gebrochen sind (vgl. die in Fußbemerkung 1 verzeichnete Schrift von Schächterle, z. B. S. 118 daselbst).

[1]) Vgl. Schächterle, Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart, S. 12 uf.

In bezug auf die Beanspruchung des Holzes quer zur Faser tritt Seitz der Auffassung bei, daß hier die Größe der Formänderung entscheidend sein solle, umso mehr als die Druckfestigkeit des Holzes quer

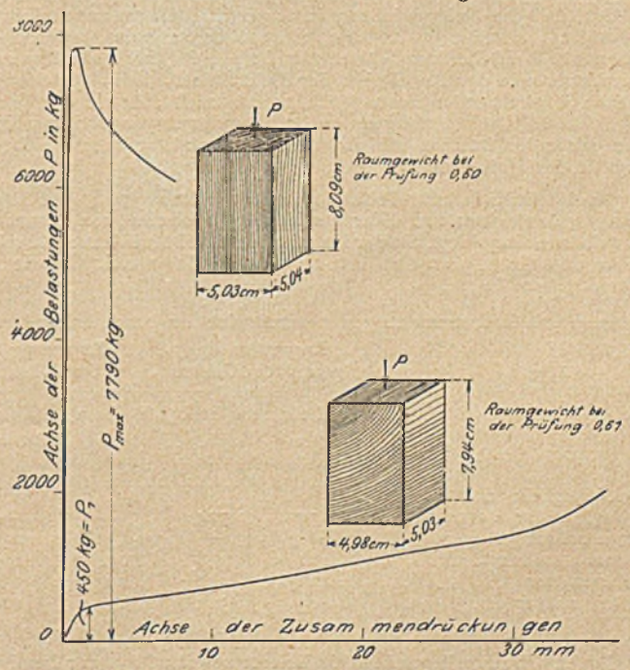


Abb. 1.

zur Faser kein eindeutiger Begriff ist, wie z. B. Abb. 1, gültig für Kiefernholz, erkennen läßt[2]); im unteren Linienzug ist P_1 die Last, nach welcher

[2]) Vgl. Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, 1921, S. 90.

das Holz quer zur Faser unter langsamer Lastzunahme stark nachgibt; P_1 bedeutet hier für den Konstrukteur die Last, die in der Regel nicht überschritten werden kann und meist nicht erreicht werden sollte; die Höchstlast und damit die Druckfestigkeit im üblichen Gebrauch beträgt im unteren Linienzug der Abbildung 1 mehr als das 4-fache von P_1.

In bezug auf die Dimensionierung der Druckstäbe schließt sich Seitz dem Verfahren an, daß die Reichsbahn für Eisenbauten eingeführt hat. Bei astlosem, geradwüchsigem Holz hat sich nach neueren Beobachtungen, die der Berichterstatter bei Versuchen — hauptsächlich mit den Studierenden des Bauingenieurwesens — gemacht hat, bestätigt, daß die Eulergleichung in allgemeiner Form anwendbar ist, wie Abb. 2 nachweist, wobei es sich um altes, astfreies, lufttrockenes Fichtenholz handelt. Bei Stäben mit $l : i = 60$ und mehr liegen die Versuchswerte in der Regel über der Eulerlinie mit $\alpha = 1/100000$, bei kürzeren Stäben werden Beanspruchungen erreicht, für die α größer ist, weshalb die Höchstlast mehr und mehr unter der eingezeichneten Kurve liegen muß; bei kurzen Stäben ($l : i$ kleiner als 50) ist die Druckfestigkeit des Holzes maßgebend.

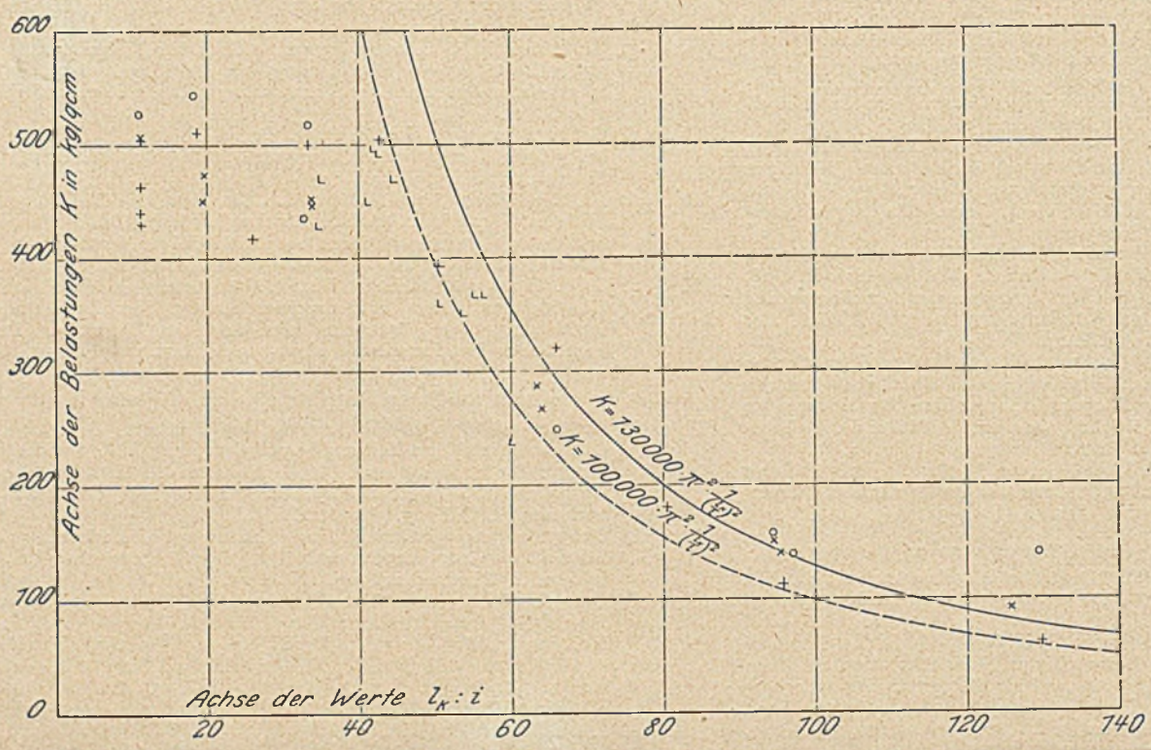


Abb. 2.

Nachdrücklich tritt Seitz für die Berücksichtigung der Durchfeuchtung des Holzes ein. Hierzu seien die Ergebnisse von besonderen Feststellungen angefügt, die der Berichterstatter kürzlich zum Abschluß brachte und die zu den Ausführungen von Seitz weitergehende Aufschlüsse geben.

	Lagerung im geheizten Raum		Lagerung unter Wasser	
	Reihe a) kg/cm²	Reihe b) kg/cm²	Reihe a) kg/cm²	Reihe b) kg/cm²
Druckfestigkeit des Holzes bei Beginn der Versuche . .	354	324	—	—
8 Tage später	—	—	151	135
3 Monate später	411	348	154	133
1 Jahr später	428	351	165	136
2 Jahre später	403	323	154	129

Das im Wasser liegende Holz lieferte somit rd $^4/_{10}$ der Festigkeit des lufttrockenen Holzes.

In bezug auf die Elastizität des Holzes kann dem Vorschlag, $\alpha = {}^1/_{100000}$ als Dehnungszahl bei Beanspruchung parallel der Faser beizubehalten, wohl zugestimmt werden; doch wird nicht außer acht zu lassen sein, daß α bei frischem Holz nicht selten bis herauf zu $^1/_{80000}$, vereinzelt auch noch höher ermittelt worden ist.

Zur Beurteilung der Widerstandsfähigkeit von gegliederten Druckstäben fehlen leider bis jetzt ausreichende Grundlagen; doch sind Versuche eingeleitet.

Ausführlich sind die Verbindungsmittel behandelt. Hierzu hat Schächterle gleichzeitig weitere Unterlagen veröffentlicht[3]), so daß nunmehr eine zusammenfassende Erörterung möglich erscheint, die ausreichende Klarstellung bieten dürfte.

Seitz hat mehrfach auf empfindliche Lücken unserer Erkenntnisse über das Holz als Baustoff hingewiesen. U. a. ist bemerkt, daß die Dauer der Belastung einen wesentlichen Einfluß auf die Formänderungen ausübt; dasselbe gilt natürlich auch in bezug auf die Festigkeit. Wenn dieser Gedankengang weiter verfolgt wird, so dürfte daraus erneut der Anlaß entstehen, den Begriff „Sicherheit" im heute üblichen Sinn (Verhältnis der zulässigen Anstrengung zur entsprechenden Festigkeit bei Versuchen von kurzer Dauer) zu verlassen. Die wirkliche Sicherheit kann nur durch langdauernde Beobachtungen an ausgeführten Bauten erkannt werden. Die zulässige Anstrengung ist lediglich eine Rechnungsgröße, die auf Grund der Erfahrung bei einem bestimmten Rechnungsgang zu Abmessungen der Bauteile oder Bauwerke führt, die für den geplanten Gebrauch ausreichende Widerstandsfähigkeit besitzen und mehr oder minder lange Zeit dem beabsichtigten Zweck dienen können. Wenn Mauerpfeiler bestimmter Größe und Ausführung 105 kg/cm² Druckfestigkeit besitzen — diese festgestellt durch den einfachen, üblichen Druckversuch — und wenn diese Pfeiler mit 35 kg/cm² dauernd belastet werden, so besteht keinesfalls dreifache „Sicherheit", weil das Mauerwerk dauernd weniger als 105 kg/cm² tragen würde, soweit die heutige Erkenntnis reicht, wohl nur etwa die Hälfte. Eine dauernde Überlastung des Pfeilers über 35 kg/cm² hinaus wäre nur in beschränktem Maße möglich, soll der Einsturz vermieden werden. Ähnliches gilt für andere Bauglieder.

Über die Widerstandsfähigkeit des Holzes bei oftmaliger Belastung liegen bis jetzt nur Versuche aus dem National Physical Laboratory in Teddington vor[4]). In Spruce-Holz traten bei Biegungsbelastung nach Wöhler die ersten Risse auf

nach 5 920 000 Umdrehungen, wenn σ zwischen $\pm$ 178 kg/cm²,
„ 16 250 000 „ „ σ „ $\pm$ 139 „

wechselte. Wenn die Anstrengung zwischen $\pm$ 115 kg/cm² blieb, trat während 125 700 000 Lastwechseln keine Zerstörung ein.

Die Widerstandsfähigkeit bei oftmaliger Belastung, bei Wechselbelastung in der Regel Schwingungsfestigkeit genannt, betrug also mehr als $\pm$ 115 kg/cm², wahrscheinlich mindestens 130 kg/cm². Die Zugfestigkeit bei einfacher Belastung betrug 480 kg/cm². Das Verhältnis der Schwingungsprüfung zur Zugfestigkeit fand sich somit zu

$$130 : 480 = 0{,}27 : 1.$$

Dieses Ergebnis, giltig für Belastungsverhältnisse, die im Holzbau, überhaupt für Ingenieurbauten nicht auftreten, steht ausreichend im Einklang mit Beobachtungen an andern Stoffen; es gibt keinen Anlaß zur Verminderung der heute zulässigen Anstrengungen, beleuchtet aber das über die „Sicherheit" Gesagte.

Die Arbeit verdient aufmerksame Beachtung. Wichtige Besonderheiten, deren Durchbildung bis heute nur von wenigen betrieben wird, sind erörtert. Wo die bisherigen Kenntnisse für die Gestaltung wichtiger Bauteile nicht ausreichen, ist Klarstellung gefordert.

Otto Graf.

[3]) Vgl. die in Fußbemerkung 1 genannte Schrift, S. 82 uf.
[4]) Report for the year 1915—1916, Seite 58 und 60.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.