

DIE BEMESSUNG EXZENTRISCH GEDRÜCKTER STÄBE.

Von Prof. Dr. J. Melan.

Für einen außermittig gedrückten Stab berechnet sich die größte Randdruckspannung nach der bekannten Gleichung

$$\sigma_R = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{e}{k} \sec \frac{l}{2} \sqrt{\frac{P}{EJ}} \right)$$

Hierin bezeichnet

e die Exzentrizität der Last P
l die Knicklänge
k die Kernweite
J = F i² das Trägheitsmoment } des Querschnittes nach der Richtung des Ausknickens.

Mit Einführung von

$$\sigma_E = \pi^2 E \left(\frac{l}{i} \right)^2 \text{ Eulersche Knickspannung}$$

$$\sigma_0 = \frac{P}{F} \text{ Schwerpunktsspannung}$$

kann obige Gleichung auch geschrieben werden

$$\sigma_R = \sigma_0 \left(1 + \frac{e}{k} \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_E}} \right)$$

Um zu einem expliziten Ausdruck für σ_0 zu gelangen, ersetzen wir die transzendente Funktion der Gleichung durch eine angenäherte algebraische und versuchen die Annahme

$$\sec \varphi = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \gamma \varphi^2},$$

worin γ einen veränderlichen, noch näher zu bestimmenden Zahlenbeiwert bezeichnet. Mit $\varphi^2 = \frac{\pi^2 \sigma_0}{4 \sigma_E}$ ist danach

$$\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_E}} = \frac{8}{\gamma \pi^2} \frac{\sigma_0}{\sigma_E}$$

Für γ berechnen sich die folgenden Werte:

φ	$\sec \varphi$	γ	$\frac{8}{\gamma \pi^2}$	$\frac{\sigma_0}{\sigma_E} = 4 \frac{\varphi^2}{\pi^2}$
0	1,000	1,000	0,810	0
0,1	1,005	0,995	0,814	0,004
0,25	1,032	0,992	0,817	0,025
0,50	1,139	0,976	0,830	0,101
0,75	1,367	0,954	0,849	0,228
1,00	1,850	0,919	0,882	0,405
1,25	3,170	0,876	0,925	0,633
1,5	14,090	0,825	0,982	0,912
$\frac{\pi}{2}$	∞	0,810	1,000	1,000

Man sieht, daß der Wert $\frac{8}{\gamma \pi^2}$ mit $\frac{\sigma_0}{\sigma_E}$ sehr annähernd im Geradenverhältnis zunimmt und sich besonders für $\frac{\sigma_0}{\sigma_E} > 0,2$ fast genau durch

$$\frac{8}{\gamma \pi^2} = 0,8 + 0,2 \frac{\sigma_0}{\sigma_E}$$

ersetzen läßt. Man erhält damit

$$\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_E}} = \frac{0,8 + 0,2 \frac{\sigma_0}{\sigma_E}}{0,8 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_E} \right)} = \frac{\sigma_E + 0,25 \sigma_0}{\sigma_E - \sigma_0} \quad 1^*$$

und sohin

$$(1) \quad \sigma_R = \sigma_0 \left[1 + \frac{e}{k} \frac{\sigma_E + 0,25 \sigma_0}{\sigma_E - \sigma_0} \right]$$

Die Auflösung nach σ_0 liefert mit Einführung der Bezeichnung $1 + \frac{e}{k} = \varepsilon$

$$(2) \quad \sigma_0 = \frac{2}{5 - \varepsilon} \left[\sigma_R + \varepsilon \sigma_E - \sqrt{(\sigma_R + \varepsilon \sigma_E)^2 - (5 - \varepsilon) \sigma_R \sigma_E} \right]$$

Durch Gleichung (1) ist die größte Randfaserspannung σ_R bei gegebener außermittiger Belastung $\sigma_0 = \frac{P}{F}$ und durch Gleichung (2) umgekehrt die Belastung bei gegebener Randspannung bestimmt.

Da die Randfaserspannung nicht wie bei der einfachen Biegung proportional sondern in höherem Grade mit der Belastung wächst, so kann die zulässige Belastung bei n-facher Sicherheit gegen Bruch nicht gleich jener gesetzt werden, welche eine Randspannung gleich $\frac{1}{n}$ der Druckfestigkeit = σ_{zul} hervorruft, sondern sie muß als ein Bruchteil jener Last bestimmt werden, der eine gewisse Grenz-Randspannung entspricht. Diese Forderung wird bei Bemessung exzentrisch gedrückter Stäbe meist nicht gebührend berücksichtigt.

So wird durch die vielfach übliche, auch in die preußische Hochbauvorschrift aufgenommene Regel $\sigma_{zul} = \frac{\omega P}{F} + \frac{M}{W}$, welche zur Wirkung einer zentrischen Knicklast die Biegungsspannung infolge des exzentrischen Lastangriffs hinzurechnet, keine bestimmte Sicherheit gegen Bruch erzielt, da eben zwischen Kraft und Spannung keine Proportionalität besteht.

Von den Berechnungsvorschriften trägt nur der Entwurf des österr. Normenausschusses² dem richtigen Sachverhalte Rechnung. Er bestimmt, daß bei exzentrisch gedrückten Stäben neben der notwendigen Knicksicherheit noch nachzu-

^{1*} Dieselbe Gleichung in etwas anderer Herleitung gibt Ostenfeld, s. u.

² Zeitschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1925, Nr. 43/44.

weisen ist, daß die Randspannung, die unter der doppelten Nutzlast auf der Druckseite auftritt, die Elastizitätsgrenze σ_g , die für St 37 mit 2000 kg/cm angenommen wird, nicht überschreitet. Man hätte sonach zu setzen

$$(3) \frac{P_{zul}}{F} = \frac{1}{5 - \epsilon} [\sigma_g + \epsilon \sigma_E - \sqrt{(\sigma_g + \epsilon \sigma_E)^2 - (5 - \epsilon) \sigma_g \sigma_E}]$$

Daß hier die Elastizitätsgrenze als kritische Spannung eingeführt wird, wird damit begründet, weil die obige Spannungsberechnung nur innerhalb des elastischen Bereiches (E konstant) strenge Geltung hat und darüber hinaus mit einem, der wirklichen Arbeitslinie entsprechenden, veränderlichen Knickmodul T geführt werden müßte. Letzteren Weg haben M. Roš und J. Brunner³ beschritten und auf graphischem Wege unter Zugrundelegung einer für Flußeisen gemittelten Spannungs-Dehnungslinie Kurven erhalten, welche für verschiedene Exzentrizität des Lastangriffs $\frac{e}{k}$ die Schwerpunktsspannung beim Bruche als Funktion des Schlankheitsverhältnisses $\frac{l}{i}$ geben.

Da sich diese Funktion aber nicht analytisch sondern nur zeichnerisch darstellen läßt, so muß man die Kurven, die sich bei verschiedenem Material mit dessen Arbeitslinie ändern, verzeichnet haben, um danach die Bemessung eines Stabes auf exzentrische Knickbelastung durchführen zu können. Für die praktische Anwendung scheint sonach der Weg, den die österreichische Norm einschlägt, gangbarer, wenn auch dagegen eingewendet werden kann, daß die zweifache Sicherheit gegen Überschreiten der Elastizitätsgrenze nicht immer die gewünschte Sicherheit gegen Bruch liefern wird, da besonders bei schlanken Säulen und größerer Exzentrizität die Randspannung rascher wächst als die Schwerpunktsspannung.

Ziehen wir diesbezüglich zum Vergleiche die unten angeführten Versuche von Roš-Brunner mit exzentrisch auf Knicken beanspruchten flußeisernen Walzträgern heran, so stellt sich folgendes heraus. Für eine 3,2 m lange Säule mit dem Schlankheitsgrade $\frac{l}{i} = 160$ betrug bei einer Exzentrizität des Lastangriffes $\frac{e}{k} = 3$ die Knickspannung 420 kg/cm². Gleichung (3) würde mit $\sigma_g = 2000$ und $\sigma_E = \pi^2 \epsilon \left(\frac{i}{l}\right)^2 = 829$ die zulässige Spannung von $\frac{P_{zul}}{F} = 158$ kg/cm² ergeben. Die Sicherheit gegen Bruch wäre sonach nur eine $\frac{420}{158} = 2,66$ fache und nicht, wie man bei der Materialfestigkeit von 3800 erwarten würde, eine $2 \cdot \frac{3800}{2000} = 3,8$ fache. Ähnliches gilt für den Stab mit dem Schlankheitsgrade $\frac{l}{i} = 120$. Für diesen ergab der Versuch eine Knickspannung von 550 kg/cm², nach Gl. (3) ist mit $\sigma_E = 1474$ die zulässige Spannung $\frac{P_{zul}}{F} = 189$ kg/cm², was auch nur einer $\frac{550}{189} = 2,9$ fachen Sicherheit anstatt einer 3,8fachen entspricht. Für kürzere Säulen liefert die Gl. (3) etwas größere Bruch-sicherheit.

Hiernach fragt es sich, ob es sich doch nicht empfehlen würde, die Bruchfestigkeit σ_B als Grenzspannung σ_R einzuführen, um so aus Gl. (2) einen Rechnungswert für die Knickspannung zu erhalten, der dann die zulässige Belastung mit dem gleichen Sicherheitsgrade, wie er den Zugstäben gegen Bruch zugrunde gelegt wird, bestimmen ließe. Da aber dabei der strenge Gültigkeitsbereich der Gl. (2) überschritten wird, so wird erst der Grad der Annäherung der Formelwerte an die wirklichen Knicklasten der Versuche festzustellen sein.

³⁾ Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. Bericht der Gruppe VI der T. K. V. S. B. 1926.

In Abb. 1 sind die nach Gl. (2) mit $\sigma_R = \sigma_B = 3800$ für die Lastexzentrizitäten $\frac{e}{k} = 1$ und 3 gerechneten Knicklasten als Funktion des Schlankheitsgrades $\frac{l}{i}$ durch Kurven dargestellt und auch die zentrischen Knicklasten durch die Eulerkurve und Tetmajergerade verzeichnet. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der Züricher Knickversuche für Säulen mit $\frac{e}{k} = 0, 1$ und 3 eingetragen. Man sieht, daß die Streuung der Versuchswerte gegenüber diesen Kurven nicht viel größer ist als gegen die ebenfalls eingezeichneten, von Roš und Brunner ermittelten,

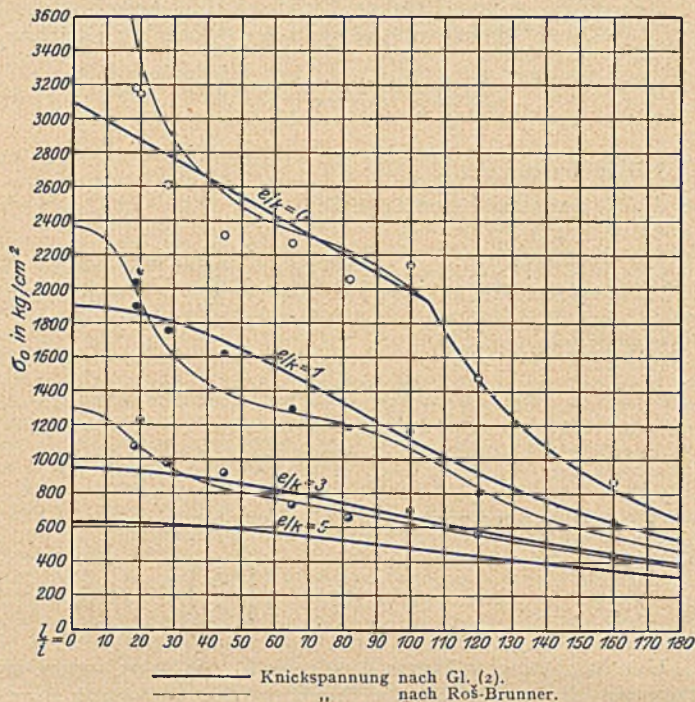


Abb. 1.

theoretischen Knickspannungslinien, so daß man diese Berechnung der Knickspannung für die praktische Anwendung als annehmbar gelten lassen kann.

Bezeichnet σ_B die Bruchfestigkeit, und setzt man

$$\frac{\sigma_B}{\sigma_E} = \eta_E,$$

so liefert Gl. (2) bei n-facher Sicherheit gegen Bruch mit

$$\frac{1}{n} \sigma_B = \sigma_{zul}$$

$$\frac{P_{zul}}{F} = \frac{2}{5 - \epsilon} [1 + \eta_E \epsilon - \sqrt{(1 + \eta_E \epsilon)^2 - (5 - \epsilon) \eta_E}] \sigma_{zul}$$

und man erhält so wie bei Berechnung einer Säule auf zentrische Knicklast mit Einführung des Abminderungsbeiwertes η oder der Knickzahl $\omega = \frac{1}{\eta}$

$$\frac{P_{zul}}{F} = \eta \sigma_{zul} \text{ oder } \sigma_{zul} = \frac{\omega P_{zul}}{F},$$

worin bezeichnet

$$(4) \eta = \frac{1}{\omega} = \frac{2}{5 - \epsilon} [1 + \eta_E \epsilon - \sqrt{(1 + \eta_E \epsilon)^2 - (5 - \epsilon) \eta_E}]$$

Für $\frac{l}{i} = 0$, d. i. $\eta_E = \infty$ wird $\eta = \frac{1}{\epsilon}$, für $\epsilon = 5$ wird $\eta = \frac{\eta_E}{1 + 5 \eta_E}$.

Die danach für Flußeisen mit $\eta_E = 5584 \left(\frac{l}{i}\right)^2$,

für Baustahl (St 48) mit $\eta_E = 4420 \left(\frac{l}{i}\right)^2$

und für die Exzentrizitäten $\frac{e}{k} = 0,1$ bis 10 berechneten Abminderungsbeiwerte sind in den nachstehenden Tafeln gegeben und durch die Kurvenscharen der Abb. 2 und 3 dargestellt. Für kurze Stäbe gelten bei kleinen Lastexzentrizitäten die Abminderungsbeiwerte der zentrischen Knickbelastung.

Gl.(1) setzt, wie oben bemerkt wurde, den Gültigkeitsbereich des Hookeschen Gesetzes voraus. Wenn wir sie auf den Fall

des Bruches anwenden, so erhalten wir einen Rechnungswert σ_R , der ebensowenig wie die aus der Biegungsformel gerechnete Biegebungsbeanspruchung mit der reinen Druck- oder Zugfestigkeit σ_B übereinstimmt. Der Unterschied ist aber gering bei einem Material wie Eisen oder Stahl, dessen Arbeitslinie auf der Zug- und Druckseite und dessen Zug- und Druckfestigkeit nicht viel verschieden ist. Wir konnten daher für die Grenzspannung σ_R die Festigkeit σ_B setzen und nach Gl. (2) Knickspannungen rechnen, die sich den Mittelwerten der Versuche gut anpassen.

Anders liegt die Sache bei einem Material wie Holz, Gußeisen, Beton, mit sehr verschiedenem Verhalten bei Zug und

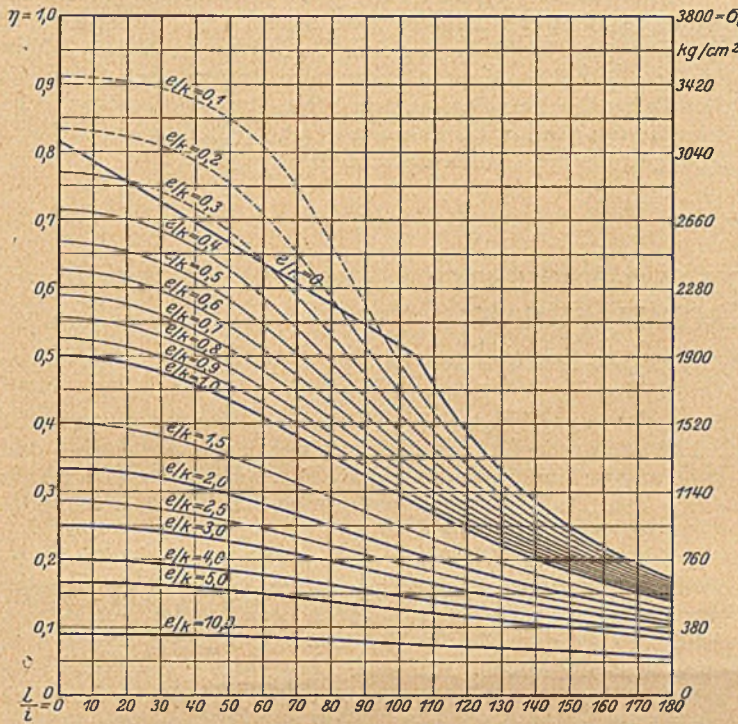


Abb. 2. Abminderungsbeiwerte η für St 37.

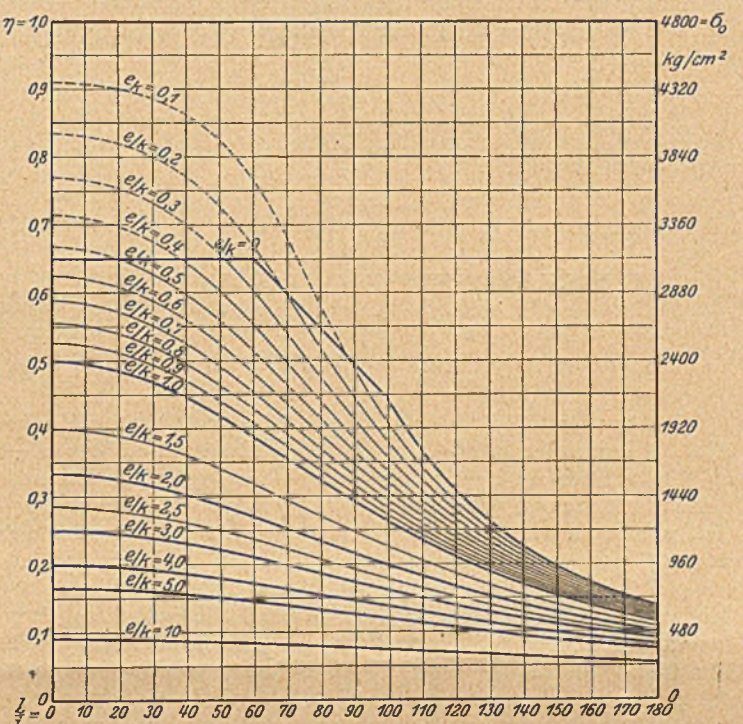


Abb. 3. Abminderungsbeiwerte η für St 48.

Abminderungsbeiwerte η für exzentrische Knickbelastung

$$\sigma_K = \eta \sigma_B$$

für weichen Flußstahl (St. 37) mit $\sigma_B = 3800 \text{ kg/cm}^2$.

$\frac{e}{k}$	$\frac{l}{i} = 20$	$\frac{l}{i} = 40$	$\frac{l}{i} = 60$	$\frac{l}{i} = 80$	$\frac{l}{i} = 100$	$\frac{l}{i} = 120$	$\frac{l}{i} = 140$	$\frac{l}{i} = 160$	$\frac{l}{i} = 180$
0	0,756	0,696	0,636	0,576	0,516	0,388	0,285	0,218	0,172
0,1	0,756	0,696	0,636	0,576	0,492	0,361	0,272	0,211	0,168
0,2	0,756	0,696	0,636	0,576	0,449	0,339	0,260	0,204	0,164
0,3	0,756	0,696	0,636	0,531	0,417	0,321	0,250	0,198	0,160
0,4	0,701	0,659	0,587	0,490	0,390	0,306	0,241	0,192	0,157
0,5	0,653	0,612	0,544	0,457	0,369	0,293	0,233	0,187	0,153
0,6	0,612	0,572	0,509	0,430	0,351	0,281	0,225	0,183	0,150
0,7	0,576	0,537	0,477	0,406	0,334	0,270	0,219	0,178	0,147
0,8	0,543	0,508	0,452	0,386	0,319	0,260	0,213	0,174	0,144
0,9	0,514	0,481	0,429	0,368	0,306	0,251	0,207	0,170	0,141
1,0	0,489	0,457	0,409	0,352	0,295	0,243	0,201	0,166	0,139
1,5	0,392	0,368	0,332	0,291	0,249	0,211	0,178	0,150	0,128
2,0	0,327	0,309	0,281	0,250	0,217	0,187	0,161	0,138	0,118
2,5	0,280	0,266	0,245	0,218	0,194	0,169	0,147	0,127	0,111
3,0	0,246	0,234	0,217	0,197	0,175	0,154	0,135	0,118	0,104
4,0	0,197	0,189	0,177	0,163	0,147	0,132	0,118	0,104	0,093
5,0	0,164	0,159	0,150	0,139	0,127	0,116	0,104	0,093	0,084
10,0	0,090	0,088	0,085	0,081	0,077	0,072	0,067	0,062	0,058

Abminderungsbeiwerte η für exzentrische Knickbelastung

$$\sigma_K = \eta \sigma_B$$

für Baustahl (St. 48) mit $\sigma_B = 4800 \text{ kg/cm}^2$.

$\frac{e}{k}$	$\frac{l}{i} = 20$	$\frac{l}{i} = 40$	$\frac{l}{i} = 60$	$\frac{l}{i} = 80$	$\frac{l}{i} = 100$	$\frac{l}{i} = 120$	$\frac{l}{i} = 140$	$\frac{l}{i} = 160$	$\frac{l}{i} = 180$
0	0,650	0,650	0,650	0,546	0,442	0,307	0,226	0,173	0,136
0,1	0,650	0,650	0,650	0,546	0,405	0,291	0,218	0,168	0,134
0,2	0,650	0,650	0,650	0,516	0,379	0,278	0,211	0,164	0,131
0,3	0,650	0,650	0,602	0,473	0,355	0,266	0,204	0,160	0,129
0,4	0,650	0,644	0,553	0,439	0,336	0,256	0,198	0,157	0,127
0,5	0,650	0,598	0,513	0,412	0,320	0,247	0,193	0,153	0,124
0,6	0,608	0,559	0,480	0,389	0,306	0,238	0,188	0,150	0,122
0,7	0,572	0,525	0,452	0,369	0,293	0,230	0,183	0,147	0,120
0,8	0,540	0,495	0,428	0,352	0,281	0,223	0,178	0,144	0,118
0,9	0,512	0,469	0,407	0,337	0,271	0,217	0,174	0,141	0,116
1,0	0,486	0,446	0,388	0,323	0,262	0,211	0,170	0,139	0,115
1,5	0,390	0,360	0,317	0,270	0,225	0,186	0,154	0,128	0,107
2,0	0,325	0,302	0,270	0,234	0,199	0,167	0,140	0,118	0,100
2,5	0,278	0,261	0,236	0,207	0,178	0,152	0,129	0,110	0,095
3,0	0,245	0,230	0,210	0,186	0,162	0,140	0,120	0,104	0,090
4,0	0,196	0,186	0,172	0,155	0,138	0,121	0,106	0,093	0,081
5,0	0,164	0,156	0,146	0,133	0,120	0,107	0,094	0,083	0,074
10,0	0,090	0,088	0,084	0,079	0,074	0,069	0,064	0,059	0,053

Druck. Hier ergibt sich die rechnermäßige Biegebruchs-
spannung mit einem zwischen der Zug- und Druckfestigkeit
liegenden, in höherem Maße auch von der Querschnittsform
abhängigen Werte. In Berücksichtigung dieses Umstandes hat
Ostenfeld¹ in seiner umfassenden Arbeit über die Knick-
festigkeit exzentrisch belasteter Holzsäulen folgenden Weg ein-
geschlagen. Er reduziert den von der Biegung herrührenden
Spannungsanteil in dem Verhältnis der Druckfestigkeit σ_c zur
rechnermäßigen Biegebruchsspannung s_b des Holzes und
setzt auf Grund der Versuchswerte diesen Reduktionsfaktor
 $\beta = 1,43 \frac{\sigma_c}{s_b}$.

Als Mittelwert ergab sich für Holzstäbe mit \square Querschnitt
bei Kraftangriff in der zur Querschnittsseite parallelen Achse
 $\beta = 0,8$, bei Kraftangriff in der Diagonalen $\beta = 0,7$, bei runden
Holzsäulen $\beta = 0,61$.

¹ Exzentrisch beanspruchte Säulen, Versuche mit Holzsäulen,
Querschnittsbemessung. Ingenieurvidenskabelige Skrifter A. Nr. 19,
Kopenhagen 1929.

An Stelle der Gl. (1) tritt sonach die Gleichung

$$\sigma_c = \sigma_0 \left(1 + \beta \frac{e}{k} \frac{\sigma_E + 0,25 \sigma_0}{\sigma_E - \sigma_0} \right)$$

und es gilt für die Schwerpunkts-Knickspannung die Gl. (2)
wenn darin für σ_R die Druckfestigkeit σ_c des Holzes und $\varepsilon = 1 + \beta \frac{e}{k}$
gesetzt wird.

An einer großen Zahl sehr sorgfältig von Ostenfeld durchge-
führter Versuche mit Holzstäben wird die gute Übereinstimmung
der Formelwerte mit den Knicklasten der Versuche nachge-
wiesen.

Die Querschnittsbemessung eines exzentrisch gedrückten
Stabes kann so wie bei der zentrischen Knickbeanspruchung
nur auf dem Wege probeweiser Annahme geschehen. Man
schätzt die notwendigen Abmessungen und rechnet dafür mit
dem Beiwerte η die zulässige Belastung. Die etwas beschwerliche
Berechnung von η wird man sich durch Benutzung von Zahlen-
oder graphischen Tafeln erleichtern.

DIE INSTANDSETZUNG UND VERLÄNGERUNG DES TROCKENDOCKS VI DER DEUTSCHE WERKE KIEL AKTIENGESELLSCHAFT.

Von Dr.-Ing. Siegfried Kiehne, Romilly-s.-Andelle (Eure).

Die großen Trockendocks V und VI der Deutsche Werke
Kiel Aktiengesellschaft — der früheren Kaiserlichen Werft —
in Kiel wurden in den Jahren 1897—1903 gebaut. Sie sind
beide je 176 m lang, 30 m breit und 14,50 m tief bei einer Wasser-
tiefe von 11 m. Im Jahre 1907 zeigten sich beim Trockendock V
starke Sandausspülungen, die Rissbildungen an der backbord-
seitigen Mauer zur Folge hatten. Man hatte seinerzeit die Schä-
den dadurch ausgebessert, daß man in der Sohle unter Druckluft
den Rissen mittels Stollen nachging und sie vermauerte. Nach
Franzius sind die Beschädigungen darauf zurückzuführen, daß
die Docks teils auf gewachsenem Boden, teils auf Sandschüt-
tungen erbaut wurden. Außerdem gewährten die unter der
Taucherglocke hergestellten Betonschichten dem Seewasser
Eintritt, schließlich war der beim Bau verwendete Traß-Kalk-
Beton nicht genügend seewasserbeständig und wurde durch das

Seewasser ausgelaugt. Die Festigkeit der ausgestemmt
Schichten wechselte, zuweilen war der Beton so mürbe, daß
er herausgeschaufelt werden konnte. Vermutlich wurde der Kalk
durch den Traß infolge ungenügender Mahlung des letzteren
nicht genügend aufgeschlossen.

Im Jahre 1922 wurde zum ersten Male auch beim Trocken-
dock VI äußerst feiner silberglänzender Sand aus dem Unter-
grund ausgespült. Messungen haben ergeben, daß von diesem
Sand 42 Gewichtsteile durch das 10 000-Maschen-Sieb fallen;
seine Körnung kommt also der Mahlfeinheit des Zements sehr
nahe. Anfänglich versuchte man, die Wasser- und Sandaustritte
durch Verpressen mit Zementmörtel zu beseitigen. Diese Maß-
nahme hatte aber nur vorübergehenden Erfolg. Etwa nach
Verlauf eines halben Jahres zeigten sich immer wieder neue
sandführende Quellen. Die Sandausspülungen hatten zur Folge,
daß das Erdreich in der Umgebung des Docks
ständig nachgab und die schweren gußeisernen
Poller und eine als Kranbahn dienende Beton-
langschwelle mit sich hinabzog.

Im Jahre 1927 wurden die Aushöhlungen
im Untergrund so stark, daß die steuerbord-
seitige Seitenmauer auf eine Länge von etwa
30 m nachgab und sich schließlich bis zu
30 cm setzte (Abb. 1). Durch die Setzungen
erweiterten sich die Risse und Fugen in
der Seitenmauer und Sohle, so daß die
Ergiebigkeit der Quellen ständig zunahm.
Durch eine Messung wurde festgestellt, daß
zuletzt aus einer einzigen Quelle stündlich
bis zu 1 cbm Sand in das Innere des Docks
austrat. Der Zustand wurde schließlich so
bedrohlich, daß man sich entschließen mußte,
auf die Benutzung des Docks zu verzichten
und es unter Wasser zu setzen.

Der in Abb. 2 dargestellte Entwurf für
die Grundinstandsetzung des Docks sieht
eine wasserdichte Auskleidung der Innen-
flächen mit einer Schale aus Eisenbeton
von etwa 1 m Stärke vor. Diese Schale
wird mittels 4,50 m langer Rundeseisen von
76 mm \varnothing in dem alten Dockbeton gegen
den vollen Wasserdruck verankert. Damit
das lichte Dockprofil nicht eingeschränkt

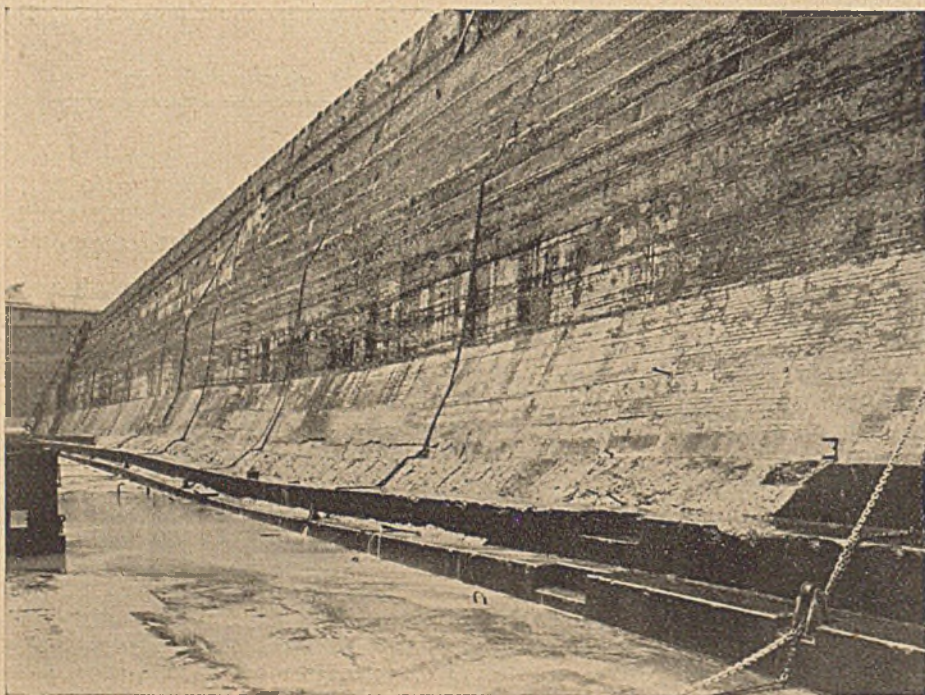


Abb. 1. Senkung der Seitenmauer des Trockendocks.

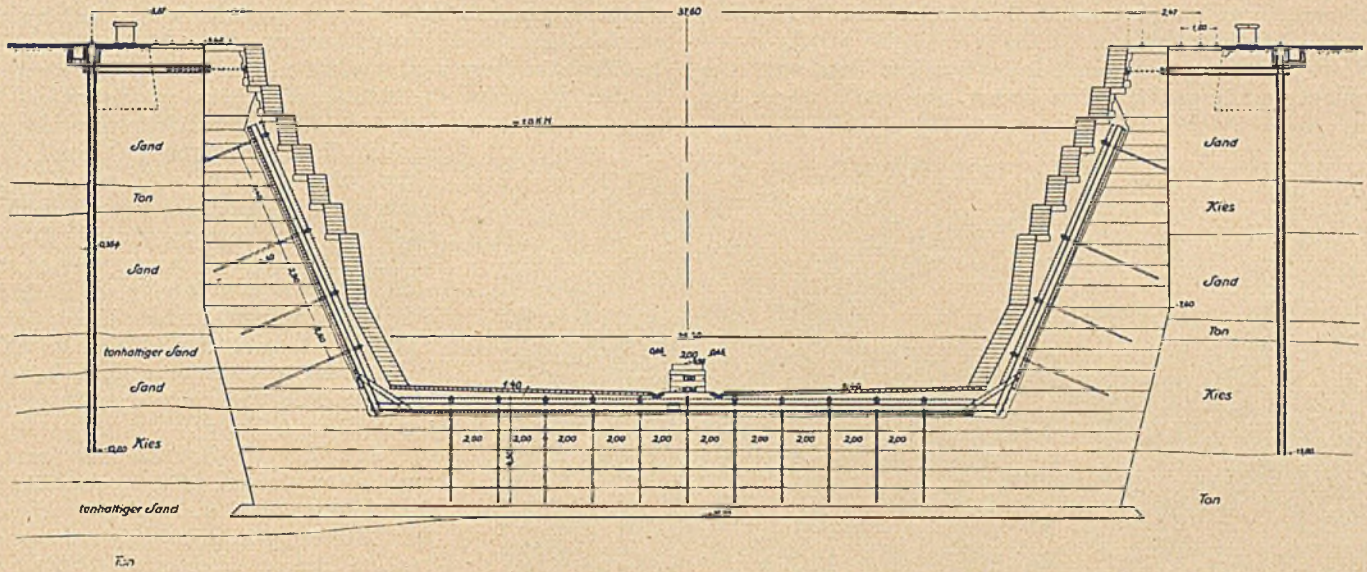


Abb. 2. Entwurf für die Grundinstandsetzung des Docks. Querschnitt.

wurde, wurde der entsprechende alte Beton des Docks vorher abgestemmt. Mit den in der Sohle und den Seitenwänden einzementierten Ankern wurden eiserne Spanten aus doppelten U-Eisen NP 30 verbunden, die in einem Abstand von 2,50 m verlegt wurden. Zwischen diese U-Eisen spannt sich die eigentliche dichtende Schale aus Eisenbeton.

Das gesamte einzubauende Eisengewicht betrug 1000 t. Etwa 10 000 cbm Beton waren abzustemmen und durch erstklassigen Beton zu ersetzen.

Zur Sicherung der Bauarbeiten wurde eine Grundwasserabsenkungsanlage eingebaut und auf die volle Bauzeit in Betrieb gehalten. Durch das Abstemmen des alten Betons wurden nämlich die Seitenmauern des Docks nicht unerheblich geschwächt. Außerdem waren beim Trockenlegen des Docks wieder erhebliche Sandausspülungen zu erwarten, die bei der langen Bauzeit schließlich zu einem Zusammenbruch geführt hätten. Eine Absenkungsanlage mit einzelnen Staffeln kam wegen des geringen zur Verfügung stehenden Platzes nicht in Betracht. Es wurden deshalb 30 neuzzeitliche elektrisch angetriebene Tiefpumpen der Siemens-Schuckertwerke (Abb. 3) und der Garvens-Werke angewendet, die mit Motor und Pumpe bis zum Grund der Rohrbrunnen abgesenkt wurden, so daß die Pumpen nur eine Druckhöhe zu überwinden hatten. Die 350 mm weiten Rohrbrunnen hatten eine Tiefe von 20 bis 40 m. Wenn auch der Wasserdruck nicht vollkommen beseitigt werden konnte, so wurde doch eine erhebliche Entspannung herbeigeführt, so daß man es verantworten konnte, das Dock wieder leer zu pumpen.

Die Grundwasserabsenkungsanlage wurde von der Siemens-Bauunion Berlin ausgeführt und betrieben.

Die Zeit, in der die Grundwasserabsenkungsanlage angelegt wurde, nutzte man aus, um etwa die Hälfte der 756 Stück Sohlenanker unter Wasser einzubringen. Hierzu dienten zehn Schlagbohrmaschinen, die auf schwimmenden Rüstungen montiert waren. Nachdem das Loch in einem eisernen Futterrohr gebohrt war, wurde der Anker eingesetzt und mittels eines dünnen Rohres mit Ventilklappe mit einem Zementmörtel aus hochwertigem Zement 1 : 2 unter Wasser vergossen. Die Bohrlöcher wurden mittels eiserner Schablonen durch Taucher angesetzt. Beim Durchmeißeln des Sohlenbetons stieß man des öfteren auf Eiseneinlagen, die erst nach mühevoller Arbeit mit dem Schlagmeißel durchschlagen werden konnten. Der zweite Teil der Sohlenanker wurde nach dem Leerpumpen des Docks im Trockenen eingebracht.

Nach dem Abspumpen des Docks wurde mit dem Lostemmen des alten Betons von der Wasserseite her in einzelnen etwa 10 m breiten Streifen begonnen. Abweichend von der Sohle wurden die Anker in den Seitenwänden erst eingesetzt,

nachdem der alte Beton abgestemmt war. Sodann wurden die eisernen Spanten mittels weit ausladender Kräne eingebracht und mit den Ankern durch kurze Traversen verschraubt. Zwischen die eisernen Spanten wurden die Rundeisen geflochten.

Abb. 4 zeigt das allmähliche Fortschreiten der Arbeit. Im Vordergrund stehen die Gerüste für das Abstemmen des alten Betons. In der Mitte ist die neue Sohle bereits betoniert und die Schalung für die Seitenwände aufgestellt. Im Hintergrund ist der ganze neue Dockquerschnitt fertig ausgekleidet. Der

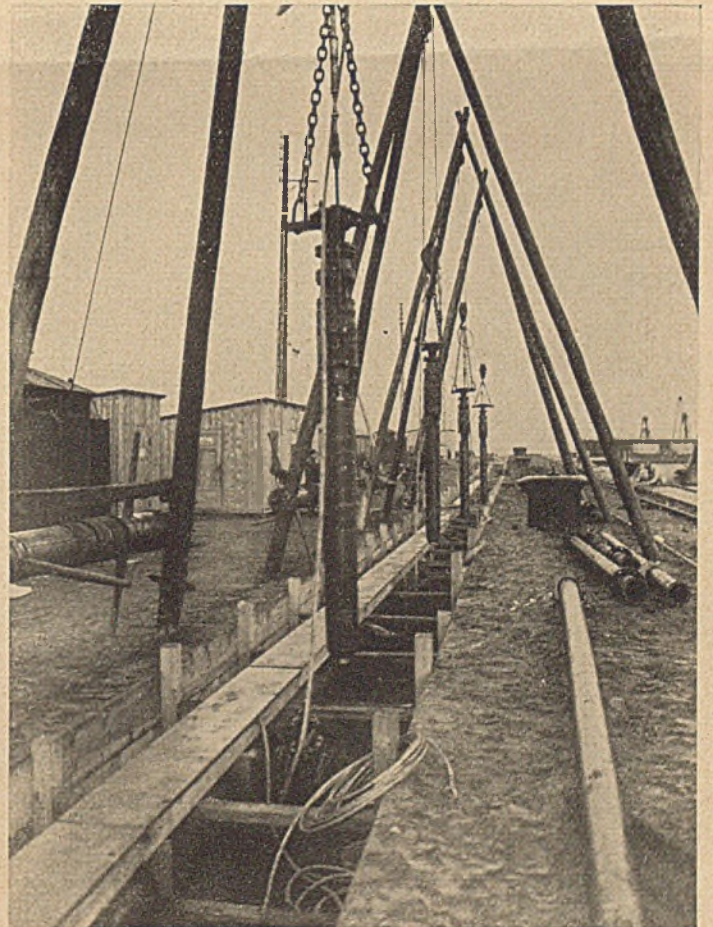


Abb. 3. Absenkung des Grundwassers durch elektrische Tiefpumpen.

Beton wurde von einer verschiebbaren hölzernen Brücke aus mittels Gießbrinnen gegossen.

Naturgemäß mußten sich bei den starken Setzungen der Seitenmauer umfangreiche Risse bilden, die jedoch wegen der

vorhandenen Klinkerverblendung nach außen nicht sichtbar wurden. Erst nach dem Abstemmen des Betons zeigten sich die Risse in ihrer ganzen Größe. Die geringe Schubfestigkeit in den wagerechten Betonierungsfugen wurde zuerst über-

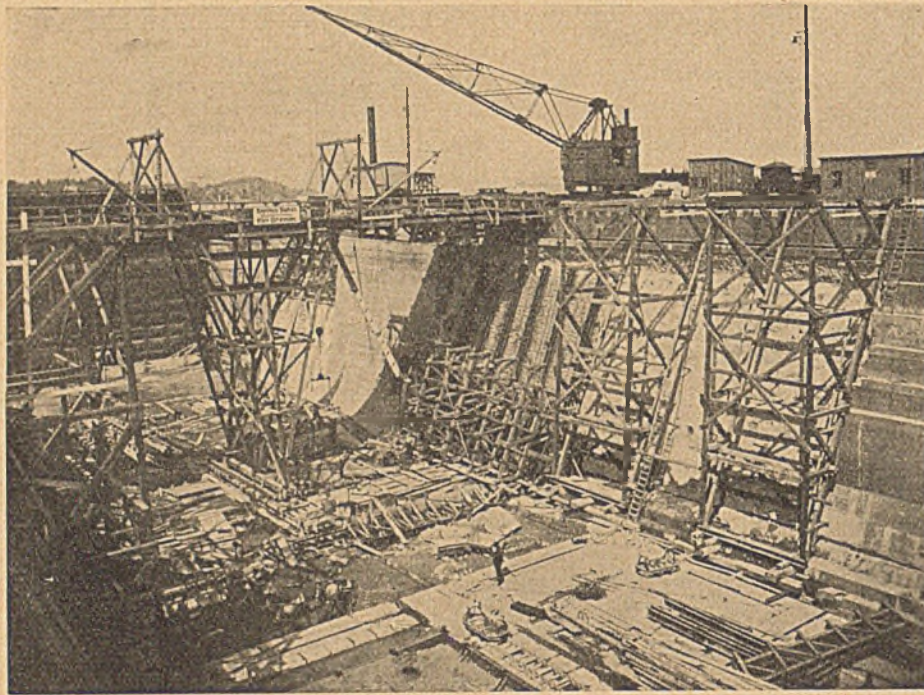


Abb. 4. Instandsetzungsarbeiten.

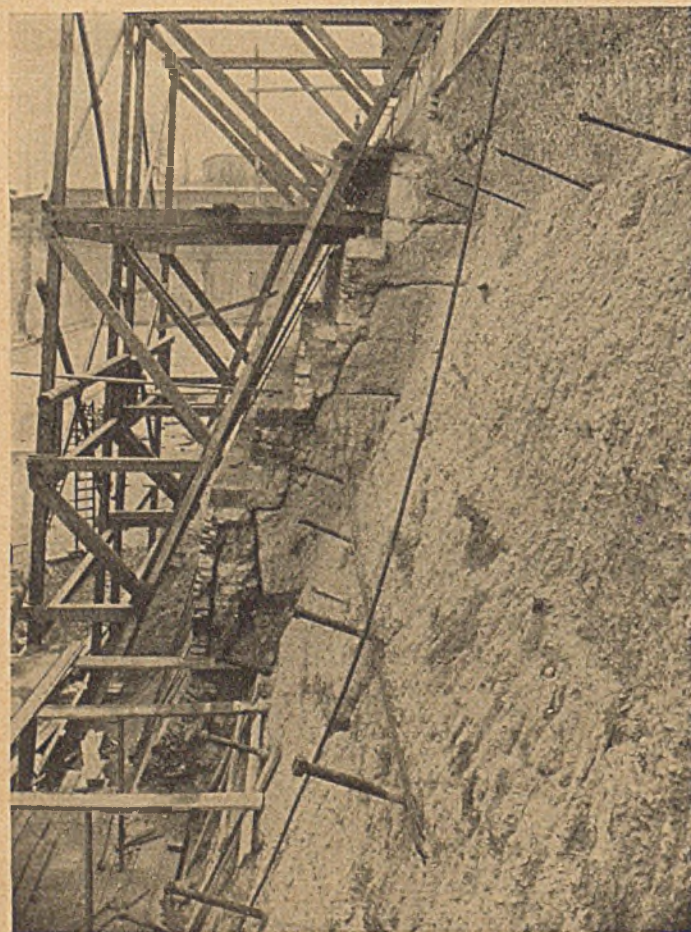


Abb. 5. Mangelhafte Verbindung der alten Klinkerverkleidung.

wunden, die Fugen klafften weit auseinander. Daneben zeigten sich auch Schrägrisse, die auf die schrägen Hauptzugspannungen zurückzuführen sind. Man muß sich die Seitenmauer des Docks als Balken auf zwei Stützen vorstellen, der sich auf etwa 30 m infolge der Entziehung des Fundaments unter einem riesigen Eigengewicht frei trägt. Die alte Klinkerverkleidung der Seitenwände hatte sich teilweise vollständig von dem Betonmauerwerk gelöst (Abb. 5).

Aus diesem Grunde hat man sich auch entschlossen, die neue Oberfläche der Seitenwände unverkleidet zu lassen. Der hinter gehobelter Schalung eingebrachte Beton ergab eine schöne, glatte und dichte Oberfläche. Nur die Sohle des Docks wurde mit Klinkern belegt, damit etwaige mechanische Beschädigungen durch herabfallende Eisenstücke oder dergleichen leicht ausgebessert werden können.

Das austretende Quellwasser wurde während der Betonierungsarbeiten in Sickergräben gefaßt und abgepumpt. In den Beton wurden Rohre eingesetzt, die mit diesen Gräben in Verbindung standen und über die Oberfläche hinausragten. Nach Erhärten des Betons wurden die Gräben unter Druckluft mit Zementmörtel ausgepreßt. In ähnlicher Weise wurden die Risse in den Seitenwänden sorgfältig mit Zementmörtel ausgefüllt.

Von Wichtigkeit war es, einen genügend festen, wasserundurchlässigen und seewasserbeständigen Beton zu finden. Nach eingehenden Vergleichsversuchen wurde für die Instandsetzung ein Mischungsverhältnis von 1 Rtl. Hochofenzement: $\frac{1}{4}$ Rtl. Traß: 2 Rtl. Kiessand 0,2—7 mm und 2—2 $\frac{1}{2}$ Rtl. Basaltspalt bis 25 mm Korngröße bei 13 v.H. Wasserzusatz gewählt, wobei der letztere in Raumprozenten der Summen der Einzelrauminhalte der trockenen Bindemittel und trockenen Zuschlagstoffe ausgedrückt ist. Die Konsistenz des Betons war gießfähig und wurde ständig durch Setzversuche kontrolliert.

Das gewählte Mischungsverhältnis erwies sich späterhin leider als etwas zu fett; denn man beobachtete in etwa 5 m Abstand feine Schwindrisse im Beton senkrecht zur Längsachse des Docks, die sich vielleicht bei einer etwas weniger fetten Mischung hätten vermeiden lassen. Die Schwindrisse lassen zwar unmittelbar kein Wasser austreten, sie haben vielmehr zu beiden Seiten nur einen feuchten Anflug. Es ist deshalb zu erhoffen, daß sie sich allmählich zusetzen werden.

Zur Verringerung der Schwindung wurde für die später ausgeführte Dockverlängerung ein Mischungsverhältnis von 1 Rtl. Hochofenzement: $\frac{1}{4}$ Rtl. Traß: 2 $\frac{1}{2}$ Rtl. Kiessand: 3 Rtl. Basaltspalt gewählt. Vom Bauingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Hannover ausgeführte Vergleichsversuche ergaben, daß die nach 28 Tagen gemessene Schwindung bei diesem Mischungsverhältnis bei gleicher Konsistenz um 27 vH gegenüber dem früheren Mischungsverhältnis zurückging.

Würfel von 75 cm Kantenlänge, die von der Gießbrücke aus in einer hölzernen Schalung gegossen und später in Würfel von 35 cm Kantenlänge zerschnitten wurden, ergaben nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von i. D. 332 kg/cm² und nach 3 Monaten von i. D. 354 kg/cm². Der Unterschied der Druckfestigkeit in der unteren und oberen Lage des Bauwerkswürfels war nur ganz unerheblich, es ist dies ein Zeichen für die gleichmäßige Beschaffenheit des Gußbetons.

Die reine Zugfestigkeit des Betons wurde bei Verwendung von Achterformen von 15×10 cm Zerreiquerschnitt nach 28 Tagen zu i. D. $21,3 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt.

Bei der großen Länge des Bauwerks von 176 m mußten

nach der Hafenseite zu erwies sich wegen des schlechten Baugrundes als zu schwierig und teuer, es kam also nur eine Verlängerung nach der Landseite in Betracht.

Die Dockverlngerung sollte mit möglichst geringen Mitteln

ausgeführt werden, eine Schwergewichtsmauer schie deshalb wegen der hohen Kosten aus. Die Wände des Verlngerungsbauwerks wurden vielmehr durch eingerammte 22 m lange eiserne Spundbohlen System Larsen Profil V gebildet, die zur Verminderung der Korrosion einen Kupferzusatz erhielten. Die eisernen Spundwände werden in ihrem oberen Teil von einem horizontalen, halbkreisförmigen Gewlbebogen aus Eisenbeton gehalten. Dieser Bogen stützt sich mit seinen Kämpfern gegen die Seitenmauern des Docks, die bereits

bei dessen Bau über das abschließende Stirngewlbe hinaus verlängert worden, waren um eine Erweiterung des Docks zu ermöglichen (Abb. 6.)

Eine Schwergewichtssohle, die durch ihr Gewicht allein dem Wasserauftrieb hätte standhalten können, wäre wegen der großen erforderlichen Stärke und der damit verbundenen tieferen Absenkung des Grundwassers zu kostspielig geworden. Man hat deshalb die Sohle nur etwa 5 m stark als halbe Kugelkalotte biegungsfest ausgebildet, deren Auflagerdruck auf die Spundwände zu übertragen war. Da das Gewicht der Spundwand und deren Reibung am Erdboden allein nicht genügte, mußten die Spundwände nach dem Vorschlage der ausführenden Firma Heinrich Butzer, Dortmund, tiefer gerammt werden und ein Zusatzgewicht erhalten. Dieses Gewicht wird durch eine 6,70 m hohe Winkelstützmauer gebildet, die sich mit ihrer Vorderseite auf die eiserne Spundwand legt und im rückwärtigen Teil durch eingerammte Eisenbetonpfhle getragen wird. Das übertragen des Auflagerdrucks der Sohlenplatten auf die Spundwände erfolgt durch elektrisch angeschweißte eiserne

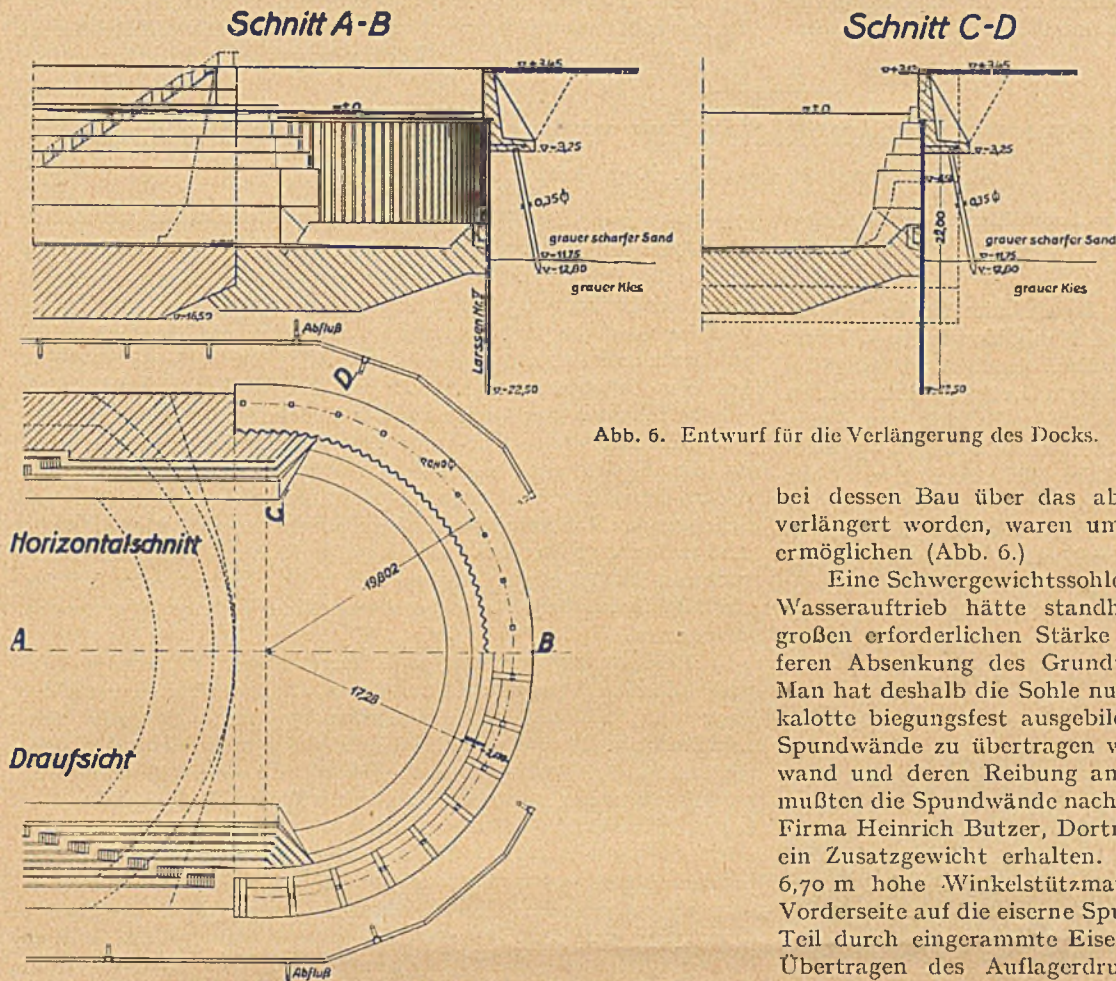


Abb. 6. Entwurf für die Verlängerung des Docks.

Bewegungsfugen angelegt werden, deren Abstand zu 10 m angenommen wurde. Die Eiseneinlagen ließ man an den Stößen durch die Schalung hindurchgehen, so daß sich eine zugfeste Verbindung der einzelnen Baublöcke ergab. Um auch eine genügende Wasserdurchlässigkeit zu erzielen, wurden Z-förmig gebogene Kupferbleche nicht nur in den Bewegungsfugen, sondern auch in allen senkrechten und waagerechten Arbeitsfugen eingelegt und miteinander durch Lötung verbunden. Alle senkrechten Arbeitsfugen wurden außerdem mit dem in Deutschland neu eingefhrteten Contexverfahren behandelt.

Die Bohrarbeiten in der Sohle wurden von der Firma Gebr. Leon, Kiel, und die Hauptarbeiten der Instandsetzung von der Firma Steffen-Sohst, Kiel, in einer Gesamtbauzeit von 10 Monaten ohne Störung und ohne Unfälle ausgeführt.

Im Jahre 1928 ergab sich die Notwendigkeit, eines der Docks um 25 m auf 201 m zu verlängern. Das Dock VI war während der Instandsetzungsarbeiten ohnehin außer Betrieb, und alle Baueinrichtungen waren für dieses Dock eingestellt. Alle Umstände wiesen also darauf hin, nicht das Dock V, sondern das Dock VI zu verlängern. Eine Verlnge-

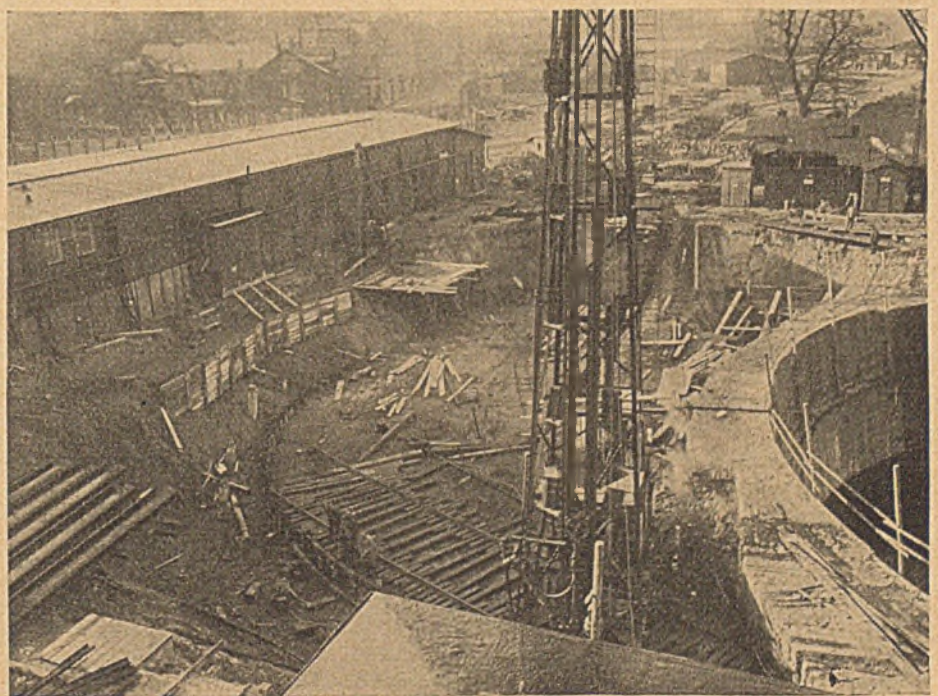


Abb. 7. Baugrube für die Dockverlngerung.

Knaggen. Dem von unten wirkenden Wasserauftrieb wirken also das Gewicht der Eisenbetonsohle, der eisernen Spundwand, der Winkelstützmauer und die senkrechte Komponente des Erddrucks entgegen. Als Sicherheit dient die nicht unerhebliche Reibung der Spundwand am Erdboden. Abb. 7 zeigt das Rammen der Spundwände mit einer 28 m hohen Universalramme von 5 t Bärge wicht.

Während der Erd- und Betonarbeiten wurde der Grundwasserstand durch die früher beschriebenen Tiefpumpen, die nach Beendigung der Instandsetzungsarbeiten frei wurden, abgesenkt.

Die Arbeiten werden von der Firma Heinrich Butzer, Dortmund, ausgeführt, die für die Bauausführung mit der Firma Steffen Sohst, Kiel, in Verbindung getreten ist.

EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DEN MITTELLANDKANAL BEI NEUHALDENSLEBEN (FLORABRÜCKE).

Von Reichsbahnrat Schekle, Magdeburg.

Übersicht: Beschreibung der beiden stählernen zweigleisigen Überbauten von 88 u. 30 m Stützweite mit Angaben über die verwendeten Baustoffe.

Die zur Zeit noch eingleisige Reichsbahnstrecke Magdeburg—Öbisfelde und die Kleinbahn Neuhaldensleben—Weferlingen werden nordwestlich von Neuhaldensleben auf einer im Herbst 1928 fertiggestellten stählernen Brücke über die im Bau befindliche Reststrecke des Mittellandkanals von Peine bis Burg sowie über die Kleinbahn Neuhaldensleben—Gardelegen geführt. Die zweigleisige Brücke (siehe Abb. 1 u. 2) hat für die beiden zu unterführenden Verkehrswege je eine besondere Öffnung. Die Kanalachse und die mit ihr gleichlaufende Gleisachse der Kleinbahn Neuhaldensleben—Gardelegen bilden mit der Achse der Brücke einen Winkel von $37^{\circ} 37' 25''$. Die Widerlager und der Mittelpfeiler sind gleich-

durch die ungleiche Überhöhung und Durchbiegung der gegenüberliegenden Knotenpunkte der Hauptträger entstehenden und rechnerisch schwer erfassbaren Zwängungsspannungen sowie die durch dieselbe Ursache hervorgerufene windschiefe Gleislage auf der Brücke konnten nicht vermieden werden, da es darauf ankam, unter allen Umständen die billigste Möglichkeit der Überbrückung zu wählen.

Die Achsen der Gleise auf der Brücke haben entsprechend § 12 der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung 4 m Abstand, da die Gleise verschiedenen Bahnstrecken angehören. Bei 9,4 m Hauptträgerentfernung ergibt sich für den beiderseitig gleichgroßen Lichtraum zwischen Gleisachse und Hauptträger 2,26 m beim großen und 2,45 m beim kleinen Überbau. Beim späteren zweigleisigen Ausbau der Reichsbahnstrecke ist für die Kleinbahn der Bau einer besonderen Brücke in Aussicht genommen.

Als Hauptträgerform sind Trapezträger mit steigenden und fallenden Streben nicht nur aus wirtschaftlichen, sondern auch aus schönheitlichen Gründen gewählt. Systeme mit gekrümmtem Obergurt hätten wegen der gegeneinander versetzten Hauptträger durch die vielen Überschneidungen der Gurtlinien in der Ansicht ein sehr unruhiges Bild ergeben, das beim späteren zweigleisigen Ausbau der Reichsbahnstrecke durch die alsdann unmittelbar daneben zu erbauende Kleinbahnbrücke noch ungünstiger geworden wäre. Zur Erzielung geringerer Querträgerabstände sind die Hauptträger des großen Überbaues unterteilt, so daß sich eine Feldweite von 5,40 m in der Mitte und von 5,50 bzw. 6 m an den Enden ergibt. Die Feldweite des kleinen Überbaues beträgt 3 m. Mit Rücksicht auf die Durchbiegung wurden die Trägerhöhen bestimmt

zu $13 \text{ m} = \frac{1}{6,8} l$ bei dem großen und $4,50 \text{ m} = \frac{1}{6,9} l$ bei dem kleinen Überbau. Diese Trägerhöhen zeigen im Vergleich mit dem bei Parallelträgern aus St 37 üblichen Verhältnis von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10} l$ den Einfluß der durch die Verwendung von StSi geringer bemessenen Stabquerschnitte bei gleichem Elastizitätsmodul beider Baustähle. Die Durchbiegungen unter der ruhenden Verkehrslast errechnen sich zu $9,65 \text{ cm} = \frac{1}{912}$ bzw. zu $3,73 \text{ cm} = \frac{1}{804}$ der Stützweiten. Nach den „Vorschriften für Eisenbauwerke“² soll die Durchbiegung nicht größer als $\frac{1}{900}$ der Stützweite sein. Gemäß den „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumbaustahl (St Si) vom 24. Dezember 1926“ (S. 3), muß daher die Überhöhung für den kleinen Überbau so groß gewählt werden, daß die Durchbiegung unter der Verbindungslinie der Lagerpunkte das Maß von $\frac{1}{1800}$ der Stützweite nicht überschreitet.

Diesem Träger wurde daher eine Überhöhung gegeben, die der Durchbiegung infolge Eigengewicht und der 0,6 fachen Verkehrslast entspricht.

Über die bauliche Ausbildung der Hauptträger möge nur bemerkt werden, daß für alle Stäbe mit Ausnahme des Untergurtes Querschnitte mit vollwandigem Steg gewählt wurden, die in den Druckstäben noch durch Querschotten und Bindebleche ausgesteift wurden. Die Knotenbleche sind zum Stoß

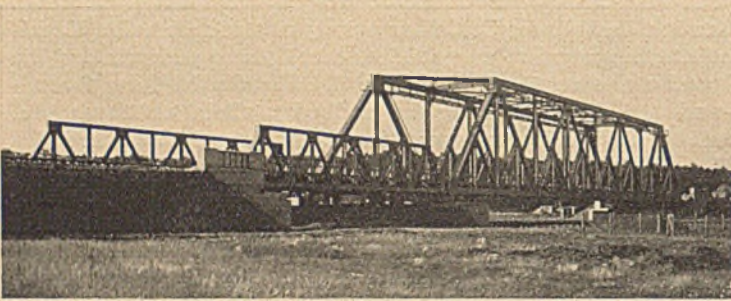


Abb. 1. Ansicht der Brücke.

laufend mit der Kanalachse gestellt. Über ihre Gründung ist bereits an anderer Stelle berichtet worden¹. Im nachstehenden sollen nähere Angaben über die von der Deutschen Reichsbahn für Rechnung der Kanalbauverwaltung ausgeführten stählernen Überbauten gemacht werden, da sie allgemeines Interesse beanspruchen dürften.

Die Brücke liegt in der Geraden und in der Neigung 1 : 192 entsprechend der Neigung der anschließenden Strecken. Aus der Höhenlage des Kanalspiegels, der vorgeschriebenen lichten Durchfahrhöhe über dem Kanal von 4,55 m sowie der Höhe der Schienenoberkante an der Kreuzungsstelle ergab sich die Anordnung der Fahrbahn unten. Die beiden aus Siliziumbaustahl (StSi) hergestellten Überbauten sind als Balkenträger mit getrennter Lagerung auf dem Mittelpfeiler ausgebildet; ihre beweglichen Lager sind auf den Widerlagern angeordnet, damit die über dem Mittelpfeiler befindlichen weiter unten näher beschriebenen Übergangsträger, die zur Verbindung der Fahrbahnen der beiden Überbauten dienen, möglichst einfach ausgestaltet werden konnten. Die Kanalbrücke hat 88 m, die Kleinbahnbrücke 30 m Stützweite. Die Reichsbahnstrecke Magdeburg—Öbisfelde ist eine E-Strecke; die Überbauten sind daher für den Lastenzug N erstellt². Beide Überbauten sind schief. Die mit schiefen Brücken, namentlich mit solchen großer Stützweite verbundenen Nachteile, insbesondere die

¹ Siehe Steude, Gründung der Florabrücke des Mittellandkanals. Ztrbl. d. Bauv. 1928, Heft 45.

² Vgl. Deutsche Reichsbahn, Vorschr. für Eisenbauwerke. Berlin 1925. Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

der Gurtungen nicht mit herangezogen. Die Stabquerschnitte des großen Überbaus sind aus Abb. 3 ersichtlich. Erwähnt sei noch, daß die Endknotenpunkte der Hauptträger auf dem Mittelpfeiler, an die keine Querträger angeschlossen sind, in der Querrichtung gegen die benachbarten Längsträger festgelegt sind (s. Abb. 2).

Die Auflager sind als Kugelkipplager ausgebildet. Die beiden Rollen der beweglichen Lager des großen Überbaues sind wegen ihrer beträchtlichen Länge in zwei Spurrillen geführt und haben 440 mm Durchmesser (s. Abb. 4). Der größte Auflagerdruck beträgt 872 t beim großen und 352 t beim kleinen Überbau.

Der große Überbau hat einen oberen und einen unteren Windverband, der kleine nur einen unteren Windverband erhalten. Der obere Windverband ist als statisch bestimmtes Rhombenfachwerk ausgebildet, dessen Auflagerdrücke durch Portale (s. Abb. 2) in den unteren Windverband geleitet und durch diesen zusammen mit den Kräften des unteren Windverbands auf die Hauptträgerlager übertragen werden. Die beiden unteren Windverbände sind in K-Form ausgebildet, damit die durch die Formänderung der Hauptträger hervorgerufenen Zusatzspannungen in den Windverbandstreben klein bleiben. Sie sind als einfache Träger auf zwei Stützen mit Kragenden berechnet, wobei jedoch der entlastende Einfluß der Kragenden auf den mittleren Trägerteil unberücksichtigt geblieben ist. Zur Verringerung der Bauhöhe ist der untere Windverband des großen Überbaues in der Schwerebene des Untergurts angeordnet. Die Windportale sind als dreifach statisch unbestimmte Rahmen ausgebildet. Durch die Wahl von Vollwandquerschnitten für die Streben und Pfosten des oberen Windverbands sind unruhig wirkende Vergitterungen vermieden (s. Abb. 5). Die Knotenbleche des oberen Windverbands sind wegen des besseren Anschlusses der Windverbandstreben an den Obergurt auf die Deckplatten des Obergurts genietet.

Die Fahrbahnen der beiden Überbauten bestehen aus je vier Strängen Längsträgern, die zwischen die Querträger eingebaut und fest an diese angeschlossen sind. Die Endabschlüsse der Fahrbahnen sind gerade ausgebildet, um die baulichen Schwierigkeiten bei den Anschlüssen der schiefen Endquerträger an die Hauptträger und der Längsträger an die Endquerträger sowie die schiefe Schwellenlage beim Übergang auf den Bahnkörper zu vermeiden. Sämtliche Querträger sind also senkrecht zur Gleisachse angeordnet, und soweit sie am gegenüberliegenden Hauptträger keine Unterstützung finden, auf den Widerlagern bzw. dem Mittelpfeiler besonders und allseitig beweglich gelagert (s. Abb. 2). Auf dem westlichen Widerlager

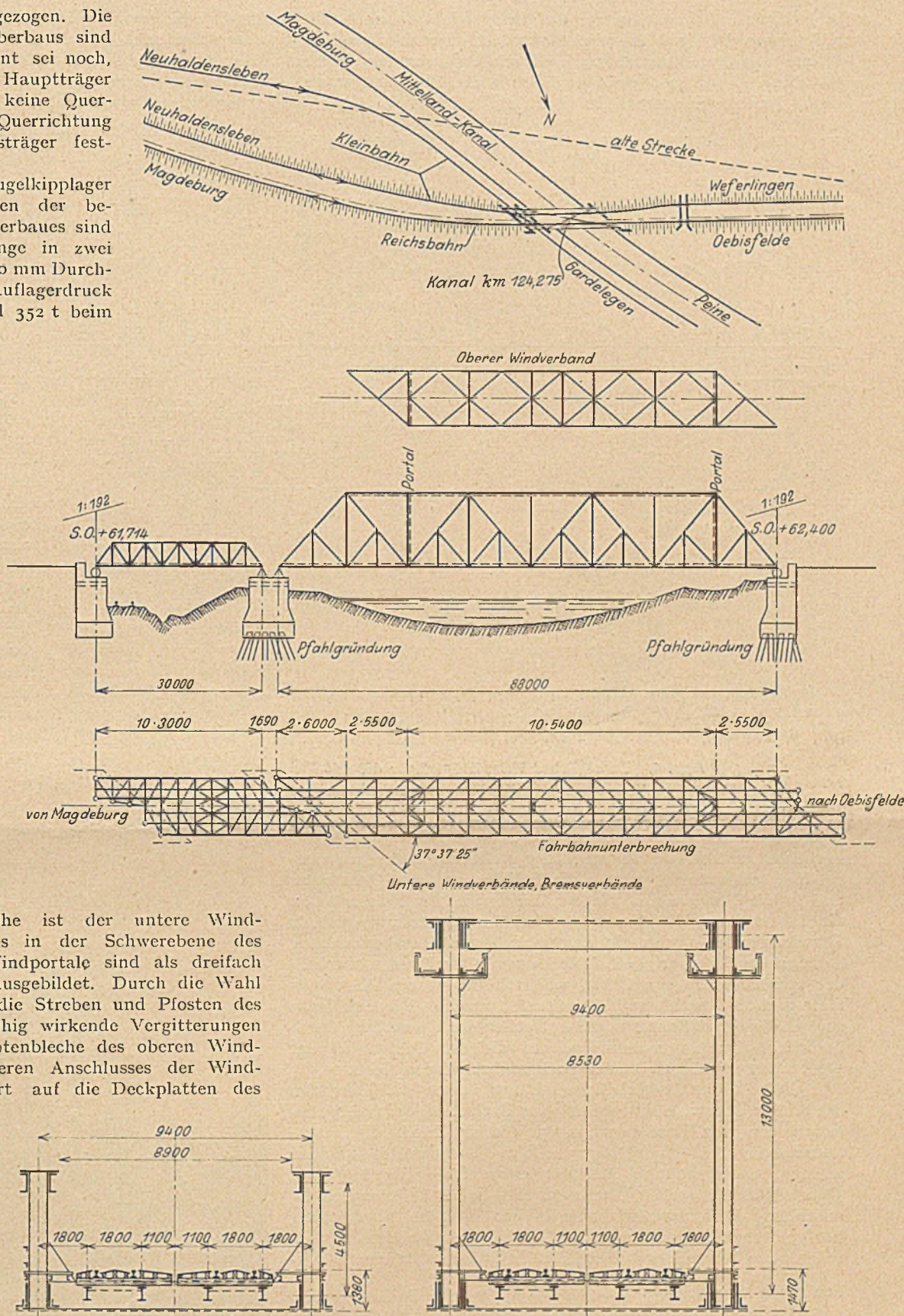


Abb. 2. System- und Lageplanskizzen der Überbauten.

erstrecken sich jedoch die nur an einem Hauptträger angeschlossen Endquerträger nur soweit, als es zur Unterstützung der Längsträger für das nördliche Gleis erforderlich ist. Die Endlängsträger für das südliche Gleis sind an ihrem Ende an dem letzten, die Hauptträger verbindenden Querträger angeschlossen und am anderen Ende auf das

Widerlager auf Lagerplatten, auf denen sie sich nach allen Richtungen bewegen können, abgestützt. Durch diese Maßnahme wurde an Baustahl und Widerlagermauerwerk gespart.

Die Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger sind durch Eckbleche ausgesteift. Bei dem kleinen Überbau, bei

infolge Eigengewichts auf die Längsträger wurde dadurch ausgeschaltet, daß die Längsträger mit den Querträgern erst nach Ausrüstung der Überbauten vernietet wurden. Der große Überbau erhielt 2 Bremsverbände, der kleine einen. Zur Aussteifung gegen die seitlichen, quer zur Brücke gerichteten Kräfte sind je

die beiden, zu einem Gleis gehörenden Längsträger in der Ebene ihrer Obergurte durch Schlingerverbände in der üblichen Ausbildung verbunden.

Besondere Maßnahmen erforderte bei der sehr schiefen Brücke der Zusammenschluß der Fahrbahnträger beider Überbauten über dem Mittelpfeiler. Es sind zu diesem Zweck im Zuge der Längsträgerstränge Übergangs-

träger angeordnet, die an einem Ende durch Gelenkbolzen, am anderen Ende, wie bei der vorerwähnten Fahrbahnunterbrechung, längsbeweglich an die Querträger angeschlossen sind (s. Abb. 7). Auf diese Weise werden sie von der Durchbiegung der Überbauten möglichst wenig in Mitleidenschaft gezogen, und die beiden Überbauten können sich unabhängig voneinander bewegen. Die Übergangsträger haben 4,69 m Stützweite und sind genietete Träger von denselben Abmessungen wie die Schwellenträger des großen Überbaues. Die Übergangsträger jedes Gleises erhielten in der Ebene ihrer Obergurte einen

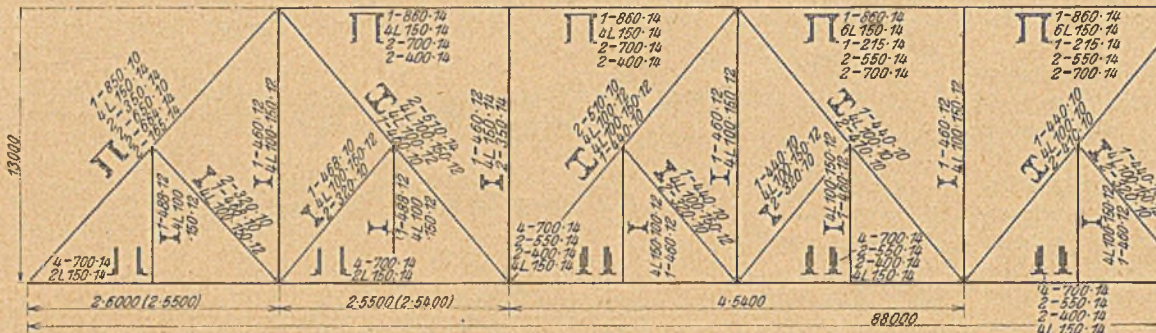


Abb. 3. Übersicht der Stabquerschnitte des großen Überbaus.

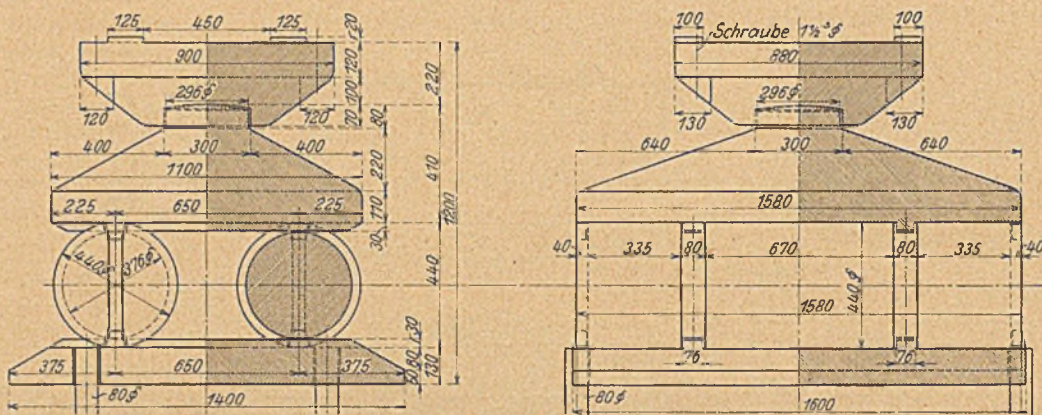


Abb. 4. Bewegliches Hauptträgerlager des großen Überbaus.

dem ein oberer Windverband nicht vorhanden ist und die Querträgeranschlüsse daher zur Sicherung des Obergurts gegen seitliches Ausknicken als möglichst steife Rahmenecken ausgebildet sein müssen, greifen die Eckbleche in die Querträger und in die Pfosten ein. Da das Einbinden der Eckbleche in die Pfosten und die Querträger bei der Aufstellung gewisse Schwierigkeiten verursacht, sind zu deren Herabminderung beim großen Überbau die Eckbleche nur in die Pfosten oberhalb der Knotenbleche eingeführt, wodurch die oberen Anschlußniete und die Anschlußwinkel entlastet werden. Die Eckbleche sind in diesem Falle mit den Stegblechen der Querträger durch besondere Laschen verbunden, auf die die Gurtwinkel der Querträger mittels Keilfutter hochgeführt werden (Abb. 6).

Wegen ihrer beträchtlichen Länge wurde die Fahrbahn des großen Überbaues in der Mitte zur Entlastung der Fahrbahnträger von den Beanspruchungen, die sie durch die Formänderungen der Hauptträger infolge Verkehrslast erleiden würden, unterbrochen. Auf der einen Seite des mittleren Querträgers des großen Überbaues sind daher die Längsträgeranschlüsse längsbeweglich ausgebildet. Da die Ausdehnung des gesamten Überbaues infolge Verkehrslast 40 mm beträgt, müssen die beweglichen Anschlüsse in Trägermitte eine Längsbewegung der Schwellenträger um $\frac{40}{2} = 20$ mm in Richtung

zu den beweglichen Hauptträgerlagern zulassen. Bei den festen Längsträgeranschlüssen des großen Überbaues sind waagerechte Winkel mit angeschweißten Versteifungsrippen mit dem oberen Flansch der Längsträger und dem Querträgerstegblech verbunden, da Zuglaschen, die die Längsträgerobergurte verbinden und das Querträgerstegblech durchdringen, nicht angeordnet sind. Für die Bemessung des Längsträgerquerschnitts war nicht die Biegungsspannung, sondern die zulässige Durchbiegung maßgebend. Der Einfluß der Formänderungen der Hauptträger

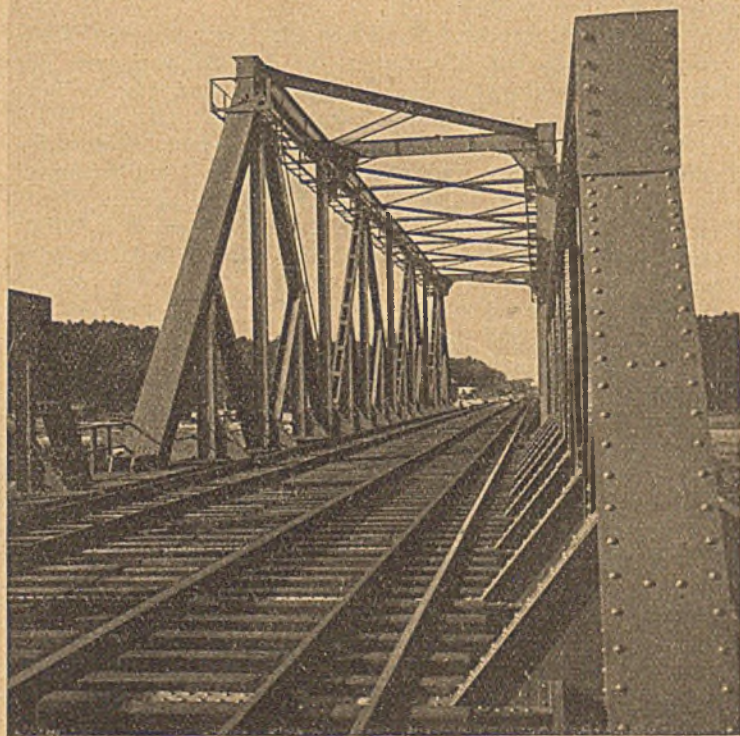


Abb. 5. Durchsicht.

waagerechten Verband, der dem Schlingerverband der Längsträgerstränge entspricht. Durch die Anordnung der festen Auflager beider Überbauten auf dem Mittelpfeiler ist erreicht, daß die Längsbewegungen der Übergangsträger sehr gering werden. Der längsbewegliche Anschluß konnte daher genau so gestaltet werden wie der bewegliche Längsträgeranschluß bei der Fahrhahnunterbrechung des großen Überbaues.

Die nur Bahnzwecken dienenden Fußsteige konnten wegen der genügend großen Entfernung der Hauptträger innerhalb dieser angeordnet werden.

Die oberen Gurtingen des Überbaues

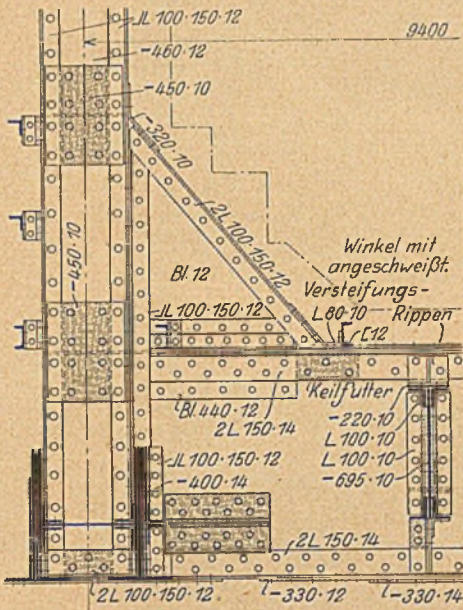


Abb. 6. Querträgeranschluß beim großen Überbau.

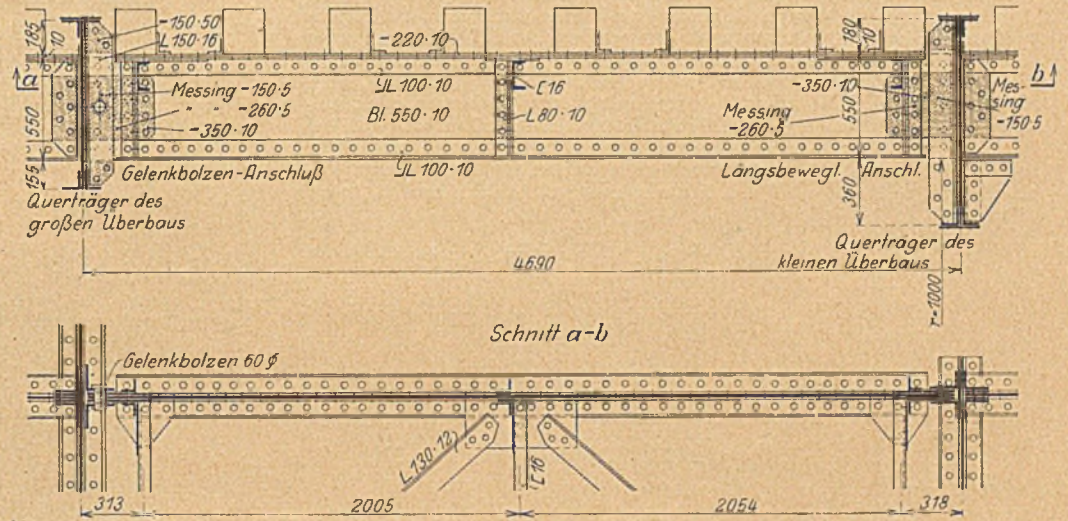


Abb. 7. Übergangsträger.

sind mit festen Besichtigungsstegen versehen, die an die Querschotte der Obergurte angehängt und durch je eine eiserne, an einer der Hauptstreben angebrachte Treppe zu erreichen sind (s. Abb. 5). Von einer dauernden Abdeckung der Stege zur Bildung von Gehwegen wurde abgesehen, da dadurch das Brückenbild ganz wesentlich beeinträchtigt worden wäre und da es auch wirtschaftlicher ist, die Laufstege nur in jedem einzelnen Fall einer Besichtigung vorübergehend mit Bohlen zu belagern.

Der gesamte Siliziumbaustahl für die beiden Überbauten ist im Boßhardtöfen der Mitteldeutschen Stahlwerke in Gröditz erzeugt worden. Das in der Werkstatt angelieferte Material war einwandfrei; Zurückweisungen waren nicht erforderlich. Die Prüfung von 417 Proben, die den für die Konstruktionen bestimmten Stab- und Formeisen sowie den 10 bis 14 mm starken Blechen entnommen worden sind, ergab im Mittel 41 kg/mm² Streckgrenze, 56,5 kg/mm² Bruchspannung und 23,6% Dehnung. Von den gefundenen Werten für die Streckgrenze lag kein einziger unter 36 kg/mm², 3% lagen unter 38 kg/mm², 7% unter 39 kg/mm² und 17% unter 40 kg/mm². Nur bei 3 Proben (= 0,7% der Proben) lag die Bruchspannung unter 52 kg/mm², bei den übrigen zwischen 52 und 62 kg/mm²; die gefundene Mindestbruchspannung war 49 kg/mm². 4% der Werte für die Dehnungen schwankten zwischen 20 und 21%, 94% zwischen 21 und 27% und 2% zwischen 27 und 30%. Bei den Knotenblechen wurde auch die Dehnung quer zur Walzrichtung festgestellt; sie ergab bei 32 Proben einen durchschnittlichen Wert von ebenfalls 23,6%. Erforderlich waren für die beiden Überbauten 723 t St. Si, 20 t St 37 sowie für die Lagerkörper 38 t Stahlguß. Für die Besichtigungsstege, Geländer und Schwellenwinkel wurde St. 37 verwendet.

Für die Aufstellung der Brücke lagen die Verhältnisse äußerst günstig, da das Kanalbett an der Baustelle noch nicht ausgehoben war. Zur Montage dienten einfache Bockgerüste sowie ein Portalkran von 15,6 m Stützweite und 18 m Höhe,

dessen Laufschiene auf dem Gelände so verlegt waren, daß er beide Öffnungen bestreichen konnte. Die Niete wurden mit Preßlufthämmern geschlagen. Auf einem Anschlußgleis der Kanalbauverwaltung wurden die Bauteile und die Geräte und Gerüste unmittelbar an die Baustelle befördert.

Auf der Brücke ist in den beiden Gleisen Reichsoberbau K mit Schienen S 49 auf eichenen Brückenschwellen verlegt, die durch Schwellenwinkel und Schraubenbolzen mit den Längsträgern verbunden sind. Sämtliche Schienenstöße sind geschweißt. Zum Ausgleich der Längenänderungen der Überbauten infolge Wärmeschwankungen und des Einflusses der Verkehrslasten sind an den Stellen, an denen die Überbauten bzw. die Fahrhahn Bewegungsmöglichkeiten haben, d. h. über die beweg-

lichen Lager der Überbauten und über der Fahrhahnunterbrechung in der Mitte des großen Überbaues, im Schienengestänge Auszugsvorrichtungen eingebaut. Entsprechend der über dem beweglichen Lager des großen Überbaues auftretenden größten Längenänderung von 120 mm haben sämtliche Schienenauszüge eine Verschiebungsmöglichkeit von 60 mm von der Mittelstellung nach beiden Seiten erhalten. Sie sind untereinander vollkommen gleich ausgebildet, um nur einen Reserve-schienauszug vorhalten zu müssen.

Als Abdeckung für die Fahrbahnen wurde Riffelblech gewählt. Die 2 m langen Tafeln sind mit 4 mm Stoßlücke und zu ihrer Entwässerung mit Querneigung verlegt. Sie sind auf 8 cm starken Holzleisten befestigt, die auf die Brückenbalken aufgenagelt sind. Die Art ihrer Befestigung entspricht dem seit einigen Jahren im Bezirk der Reichsbahndirektion Magdeburg angewandten Verfahren. Die Befestigung ist sehr einfach und hat den Vorteil, daß die Blechtafeln gegen Abheben unbedingt gesichert sind und daß sie sich besonders leicht aufnehmen lassen.

Die Belastungsprobe der Brücke ergab Werte, die den rechnungsmäßigen ziemlich nahe kommen. In der Mitte des großen Überbaues wurde bei einer Belastung mit 2 Lokomotiven G 44 · 17 und 2 Schotterwagen von je 30 t in jedem Gleise eine Durchbiegung von 33,5 mm festgestellt gegenüber der errechneten von 41,7 mm, in der Mitte des kleinen Überbaues eine solche von 13,2 mm gegenüber der errechneten von 16,6 mm.

Der schiefe Grundriß der Überbauten gestattet ihr etwaiges Anheben nur unmittelbar vor den Endknotenpunkten der Hauptträger. Es sind daher an diesen Stellen entsprechende Verstärkungen eingebaut.

Die stählernen Überbauten einschließlich Oberbau, Belag und Anstrich kosteten insgesamt rd. 550 000 Reichsmark.

Mit der Ausführung waren die Mitteldeutschen Stahlwerke in Lauchhammer betraut. Die Bauaufsicht wurde von dem Reichsbahnbetriebsamt Magdeburg 2 wahrgenommen. Die Brücke wurde am 20. März 1929 in Betrieb genommen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Einfluß von Flut und Ebbe auf den Grundwasserstand.

Von C. Franx.

(De Ingenieur 1929, Heft 30, S. B. 206 bis 209 mit 5 Abb.)

Bei der Erweiterung des Vlissinger Hafens (vgl. S. 187) wird u. a. eine neue Sperrschleuse gebaut; sie liegt auf einer Halbinsel zwischen der Westerschelde und dem Binnenhafen, in dem ein gleichbleibender Wasserstand gehalten wird. Die Gründung geschieht unter Grundwasserabsenkung. Da das Grundwasser mit der äußeren Tide steigt und fällt, ist es wichtig, das Gesetz zu ergründen, nachdem die Abhängigkeit der Wasserstände voneinander sich regelt, damit man bei eintretender Sturmflut weiß, welche Ansprüche an die Pumpen für die Grundwasserabsenkung gestellt werden. Es hat sich gezeigt, daß für Berechnung des höchsten Grundwasserstandes nicht nur das gleichzeitige Hochwasser, sondern auch das vorübergehende Niedrigwasser in der Westerschelde von Einfluß ist. Ähnlich verhält es sich beim tiefsten Stande des Grundwassers. Bezeichnet man mit h den höchsten Grundwasserstand bei einer Tide und mit n den vorübergehenden niedrigsten Stand, weiter mit n den niedrigsten Grundwasserstand bei einer Tide und mit h_v den vorübergehenden höchsten Stand, außerdem mit H, N_v, N und H_v die entsprechenden Zahlen für die Außenwasserstände, so folgen die in den Standrohren tatsächlich beobachteten Wasserstände folgendem Gesetz:

- (1) bei steigendem Wasser: $\frac{1}{2}(h - n_v) = \frac{a}{2}(H - N_v),$
- (2) $\frac{1}{2}(h + n_v) = \frac{b}{2}(H + N_v) + c,$
- (3) bei fallendem Wasser: $\frac{1}{2}(h_v - n) = \frac{d}{2}(H_v - N),$
- (4) $\frac{1}{2}(h_v + n) = \frac{e}{2}(H_v + N) + f.$

Addiert man Gl. (1) und (2), so findet man:

(5)
$$h = \frac{H}{2}(b + a) + \frac{N_v}{2}(b - a) + c.$$

Zieht man Gl. (4) von Gl. (3) ab, so findet man:

(6)
$$n = \frac{N}{2}(e + d) + \frac{H_v}{2}(e - d) + f.$$

Darin bedeuten $\frac{1}{2}(h - n_v)$ und $\frac{1}{2}(H - N_v)$ den halben Wasserwechsel, während $\frac{1}{2}(h + n_v)$ und $\frac{1}{2}(H + N_v)$ der Halbtidestand, bezogen auf irgendeinen Nullpunkt, genannt wird. Alle Gleichungen stellen gerade Linien dar; die Linie für Gl. (1) geht durch den Nullpunkt, d. h. wenn kein äußerer Wasserwechsel stattfindet, ändert sich auch der Grundwasserstand nicht. Bei Beobachtung eines der Brunnen hat man beispielsweise gefunden: $a = 0,526, b = 0,750$ und $c = -1,7$ cm; die beobachteten Werte ließen sich tatsächlich einer geraden Linie anpassen.

Daraus folgt

für Gl. (1): $\frac{1}{2}(h - n_v) = \frac{0,526}{2}(H - N_v),$

für Gl. (2): $\frac{1}{2}(h + n_v) = \frac{0,750}{2}(H + N_v) - 1,7$

und für Gl. (5): $h = 0,638 H + 0,112 N_v - 1,7.$

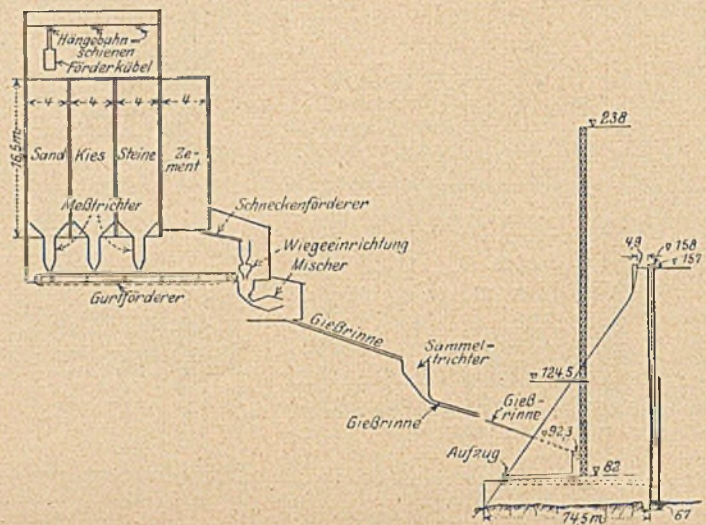
Natürlich müssen diese Zahlen für jeden Beobachtungsbrunnen besonders festgestellt werden; dann ist man aber auch in der Lage, mit einiger Sicherheit die Höhen der Grundwasserstände für die in Betracht kommenden Außenwasserstände vorher zu berechnen. L.-M.

Hochleistungsbauverfahren bei der Pardee-Talsperre.

Die Pardee-Talsperre, die zur Wasserversorgung der neun Städte an der Ostbai in Kalifornien bestimmt ist und 290 Mill. m² aufstaut, braucht für ihre 109 m hohe Sperrmauer rd. 460 000 m³ Beton, der vertragmäßig bis 5. Januar 1931 eingebaut sein muß. Infolge der hohen Leistung der angeordneten Bauverfahren sind am 1. Februar 1929 schon 70% der ganzen Masse eingebaut gewesen und ist die Fertigstellung für den 1. Juli 1929 bei 30 000 m³ monatlichem Einbau zu erwarten, während die volle Leistung monatlich 49 000 m³ beträgt. Diese hohe Leistung ist im Dreischichtenbetrieb erreicht worden, wobei die Schicht von 8 bis 16 Uhr in der Regel zum Reinigen der Formen und fertigen Bauteile, bei Störungen aber zum Weiterbetonieren benutzt und als Höchstleistung in einer Schicht 1180 m³ erreicht wurde.

Die Baustoffe für den Beton werden aus alten Goldwäschereihalden, 6,5 km unterhalb der Sperrmauer, gewonnen, dort gewaschen und gesiebt (durchschn. 1100 m³/Std.) und nach Sand, Kies und Steinen getrennt, zusammen rd. 11 000 m³, gelagert. Zur Förderung nach der Mischanlage dient eine Kabelbahn (mit 6,6 km waagrecht und 123 m lotrechtem Abstand der Endpunkte auf 40 hölzernen Türmen), die, in zwei gleichlangen Strecken mit einer Wechselstelle in der Mitte betrieben, mit 208 stählernen Kübeln von 0,54 m³ Inhalt durchschnittlich 960 Kübel in einer Schicht fördert, was 84,4% der höchstmöglichen Leistung gleichkommt. Die Kosten dieser Förderung stellen sich bei voller Leistung für 1 m³ auf 5,6 cents für Arbeit, 0,9 cents für Betriebsstrom, 13 cents für Instandhaltung, 27 cents Baukostenanteil, zusammen auf rd. 47 cents.

Die Betonmischanlage (s. Abb.) besteht aus einem dreiteiligen Vorratsbehälter für 3900 m³ Sand, Kies und Steine, einem Zement-



behälter für 15 000 Sack, die mit einer 8 km langen Zweigbahn herangebracht und in den Behälter entleert werden, vier Stollen mit Förderbändern, quer unter den Behältern, mit Meßtrichtern für die Zuschlagstoffe und einem Fälltrichter über jeder der vier 1,5-m³-Mischtrommeln, die nach 1 1/2 Minuten Mischzeit in einen 6-m³-Sammeltrichter entleeren. Der Sand wird nicht mit Wasser gesättigt, sondern sein Feuchtigkeitsgehalt täglich ermittelt und dementsprechend die Wasserzumeßvorrichtung eingestellt, die auch den Gesamtwasserverbrauch nach der Zahl der Mischungen nachprüft.

Von dem Sammeltrichter der Mischanlage geht der Beton in einer Rinne nach einem Doppel-Gießturm, der innerhalb der Sperrmauer steht, nach Erreichung der halben Mauerhöhe verlängert und durch zwei seitliche Gießtürme entlastet wird. Die Gießrinnen von den Türmen aus hatten zum ruhigen Ausfließen des Betons rüsselartige Endstücke. Im Damm erhielten die einzelnen Betonschichten 1,5 m Stärke und 0,3 m hohe Stufen in 6 m Abständen. Die fertigen Schichten wurden mit Drahtbesen und Wasser unter Leitungsdruk von Zementschlamm gereinigt und vor dem Aufbringen der nächsten Schicht nochmals mit Drahtbesen und Wasser mit Druckluft gesäubert.

Der Beton hatte die Mischung 0,26 m³ Zement auf 0,70 m³ Sand, 0,59 m³ Kies und 1,12 m³ Steine, zusammen 2,67 m³, die 1,76 m³ eingebautem Beton entsprechen. Die Druckfestigkeit nach 28 Tagen war 133 bis 140 kg/cm², statt der bedungenen 105 kg/cm², und wurde an Zylinderproben ermittelt, die täglich von Aufsichtsbeamten unterhalb der Mischanlage und aus den fertig eingebauten Schichten entnommen und nach 7 und 28 Tagen, 3 und 6 Monaten mittels einer 90-t-Maschine zerdrückt wurden. (Nach C. E. Grunsky, Abteilungs-Ingenieur der Ostbai-Städte. Engineering-News-Record 1929, S. 258—262 mit 3 Zeichnungen, 7 Lichtbildern und 4 Zahlentafeln.) N.

Gebäudebauweise für eine Hochstraße in New York.

Eine 1200 m lange und 29 m breite Hochstraße, 11 bis 23 m über dem Gelände hoch, längs einer Eisenbahn am Hudson in New York ist nach Art eines Stahlrahmengebäudes mit drei Geschossen (Abb. 1) erbaut worden. Da die 22500 m² Bodenfläche zum größten Teil für die Fuhrwerke und Geräte der Straßen- und der Kanalreinigung benutzt werden sollen, haben die Säulen (Abb. 1) 9,55 und 9,15 m Abstand erhalten, so daß ein Fahrzeug dazwischen umkehren kann. Die Wand an der Flußseite ist durch Spritzbeton mit Granitverkleidung und elliptische Stirnbogen (Verkleidung) baulich wirkungsvoll ausgestaltet, die Wand an der Landseite durch Strebepfeiler und lotrechte Träger in 1,5 m Abstand (Abb. 2) mit Stab- und Netzbewehrung dazwischen und Spritzbetonbekleidung zu einer starken Stützmauer für die künftige

c) Das Ausschalen der mit Tonerdezement und der mit hochwertigen Zementen hergestellten Betone kann nach Ablauf folgender Fristen erfolgen:

Seitenwände der Träger und Pfeiler nach 2 bis 3 Tagen	
Schalungen von Deckenplatten	„ 4 „ 6 „
Stützen von Trägern und weitgespannten Deckenplatten	„ 8 „ 10 „

4. Die Verwendung von Tonerdezement und von hochwertigen Zementen zu dafür sich eignenden Bauwerken ist ohne vorherige Genehmigung der Bauleitung nicht gestattet, es sei denn, daß sie in den besonderen Baubedingungen vorgesehen sei.

II. Hochofenzemente und Pozzolanzemente.

1. Unter Hochofenzement versteht man das nach erfolgtem Brennen gemahlene Produkt aus einer innigen Mischung von Klinkern für langsam bindenden Zement und Hochofenschlacke von geeigneter Körnung. Die Klinker können auch durch den Brand von Kalkstein und Schlacke hergestellt sein. Der Gehalt an Magnesia und Schwefelsäure-Anhydrid darf den für hochwertigen Zement vorgesehenen nicht übersteigen. Jeglicher Zusatz von unwirksamen Bestandteilen ist unzulässig.

Zur Herstellung von Hochofenzement darf nur basische Schlacke verwendet werden, die aus Hochöfen zur Erzeugung von Eisen stammt. Die Schlacke darf nicht mehr als 5 v. H. Manganoxyd (MnO) enthalten.

Unter Pozzolanzement versteht man das gemahlene Produkt einer innigen Mischung von reinen Zementklinkern und sauer reagierender Pozzolane. Der Klinker kann auch durch Brennen von Kalkstein und Pozzolane hergestellt sein. Jeglicher Zusatz von unwirksamen Bestandteilen ist unzulässig. Der Gehalt an Magnesia und an Schwefelsäure-Anhydrid darf den für hochwertigen Zement vorgesehenen nicht übersteigen.

2. Für die Verwendung von Hochofenzement und Pozzolanzement gelten ohne Ausnahme die Bestimmungen der Vorschriften über die Abnahme von langsam bindenden Zementen und für Bauwerke aus Beton mit oder ohne Bewehrung. Falls die Normenmörtel genannter Zemente nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 500 kg/cm² erreichen oder übersteigen, sind die Bestimmungen für hochwertigen Zement anwendbar.

Die Hochofenzemente sind möglichst bald nach dem Einsacken zu verarbeiten.

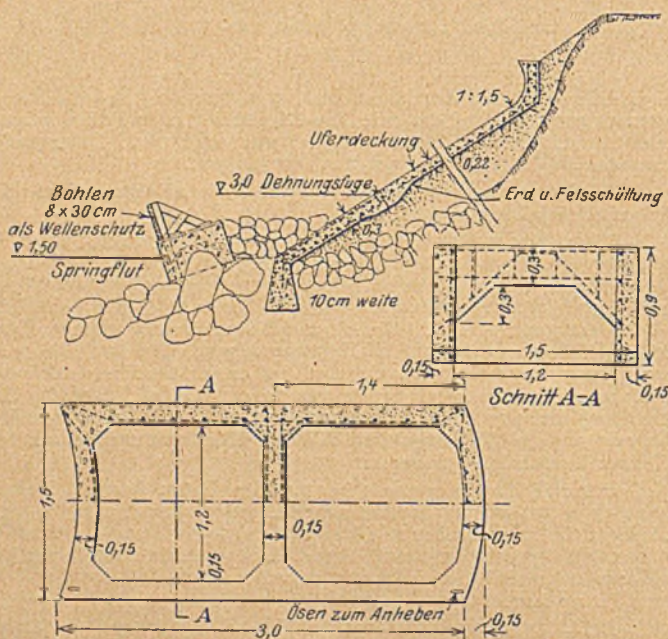
III. Gemeinsame Vorschriften.

Die auf den Säcken zu befestigenden Zettel, oder die Säcke selbst, falls sie automatische Verschlüsse haben, müssen außer den im Abschnitt II der Vorschriften über langsam bindenden Zement geforderten Kennzeichen auch die Angabe, je nach Art des Produktes, „Tonerdezement“, „Hochwertiger Zement“, „Hochofenzement“, „Pozzolanzement“ enthalten.

Auch auf diese Zemente sind die im Abschnitt III. der Vorschriften über hydraulische Bindemittel bezüglich Überwachung der Fabrikation gemachten Bestimmungen anzuwenden.

Strandschutz aus voraushergestellten Eisenbetonkörpern.

Für eine Secuferstraße in Kalifornien wurde der erforderliche Strandschutz aus Eisenbetonzellen von 3 x 1,5 m Grundfläche und 0,9 m



Höhe (Abb. 1 u. 2) mit rd. 2700 kg Gewicht hergestellt, die auf der Straßenfläche in der Nähe der Verwendungsstellen in Holzformen hergestellt und mittels eines Schwenkkrans versetzt wurden. Die Formen

konnten zomal benutzt werden. Die Betonmischanlage ist für die 900 m Eisenbetonzellen längs der 11 km langen Strandstrecke neunmal, mit rd. 500 Dollar Kosten jedesmal, verlegt worden. Die Zellen wurden mit Beton ausgefüllt, in den 15x15 cm starke Pfosten eingesetzt wurden für eine 0,9 m hohe Bohlenwand (Abb. 3) zum Schutze des frischen Betons und des Uferdeckwerks gegen Wellenschlag. Die Bohlenwand ist dann weggenommen und die Pfosten sind abgesägt worden. Die Kosten des Strandschutzes waren 60 Dollar/m, die Kosten des Strandschutzes und der 6 m breiten Uferdeckung zusammen 80 bis 100 Dollar/m. (Engineering News-Record 1929, S. 872—873 mit 5 Zeichnungen und 4 Lichtbildern.) N.

Bau des zweiten Cascade-Tunnels in Washington.

Der zweite Cascade-Tunnel im Felsengebirge in Washington, der nach dreijähriger Bauzeit im Dezember 1928 fertig geworden ist, hat 12,5 km Länge und ist damit der längste amerikanische Eisenbahntunnel. Er vermindert die verlorene Steigung des Gebirgsübergangs um 150 m und schaltet eine schneereiche Strecke mit vielen Schneeschutzanlagen aus.

Der größte Wasserandrang beim Bau erreichte 380 m³/min, die höchste Temperatur 21° C. Der Tunnel durchfährt, mit Ausnahme von 300 m am Westende, gesunden Fels, ist aber auf die ganze Länge durchschnittlich 80 cm stark mit Beton ausgekleidet (Abb. 1), wozu sechs fahrbare Beton-Misch- und Versetz-Maschinen mit zusammenklappbaren Stahllehren dienten (Abb. 2). Zur Beschleunigung des Baues ist in der Osthälfte ein 190 m tiefer Schacht an der Stelle des erwarteten größten Wasser-

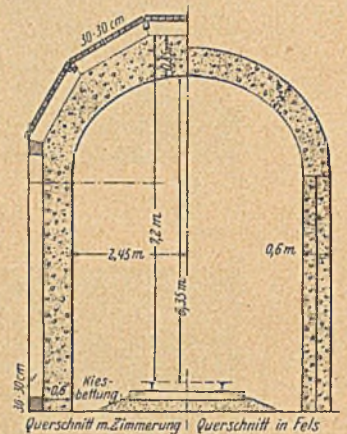


Abb. 1.

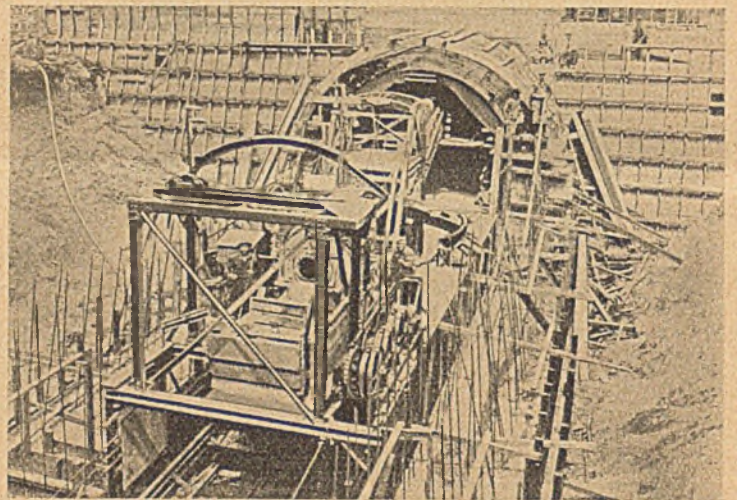


Abb. 2.

andranges niedergebracht worden. Für den Vollaushub sind je 29 Bohrlöcher (Abb. 3) in Reihen mit 1,2 m Abstand von einem Bohrwagen oder einer verspannten Bohrsäule vorgetrieben worden. Das Sprenggut beseitigten Motorschaufeln mit Druckluftantrieb.

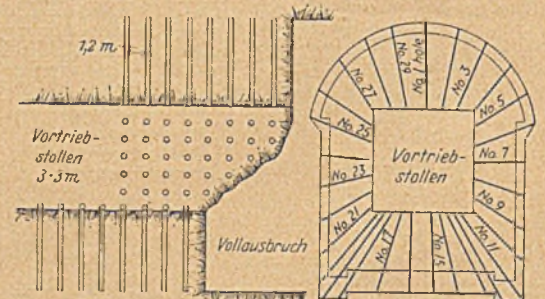


Abb. 3.

Die größte Belegschaft war 1000 Mann, der größte Fortschritt im Vortriebstollen 16 m in einem Tage, 353 m in einem Monat. (Engineering News-Record 1929, S. 334—330 mit 5 Zeichn. u. 4 Lichtbildern.) N.

Allgemein scheint der Zugang an Arbeitslosen in den ländlichen Bezirken stärker zu sein als in den Städten.

Das Schwergewicht der Beschäftigung liegt weiter zurzeit bei den Innenarbeitern. Bei Maurern, Zimmerern und Bauhilfsarbeitern ist in Anbetracht des Mangels an Rohbauten meist eine Steigerung der Arbeitslosigkeit zu verzeichnen. Dagegen sind Maler, Anstreicher, Stukkateure, Gipser, Putzer, Ofensetzer, Isolierer, Fliesenleger und Pflasterer, zum Teil auch Glaser und Dachdecker, überwiegend zufriedenstellend beschäftigt.

Im Tiefbaugewerbe konnte die Beschäftigung in Südwestdeutschland stellenweise noch eine kleine Besserung erfahren. In Ostpreußen wurden Tiefbauarbeiter entlassen, während im Bezirk Tilsit an geübten Drainage- und Vorflutarbeitern Mangel herrschte.

„Besteuerung, Ertrag und Arbeitslohn industrieller Unternehmungen im Jahre 1927“. Von den Veröffentlichungen des Reichsverbandes der Deutschen Industrie erschien soeben: „Besteuerung, Ertrag und Arbeitslohn industrieller Unternehmungen im Jahre 1927“.

Diese Schrift bringt die Ergebnisse der Umfrage des Reichsverbandes der Deutschen Industrie über die Steuerbelastung der industriellen Unternehmungen im Jahre 1927. Dank der umfassenden Unterlagen, die von den industriellen Firmen zur Verfügung gestellt wurden, war es möglich, die Untersuchungen auf einer Basis von etwa 25% des industriellen Aktienkapitals aufzubauen.

Von den außerordentlich interessanten Ergebnissen seien nur drei herausgehoben:

1. Der Ertrag der Unternehmungen wird durch die Steuerbelastungen um mehr als die Hälfte geschmälert.

2. Der Produktionserfolg der Unternehmungen fließt zu über 77% als Entlohnung den Arbeitnehmern, zu 10% als Steuer der öffentlichen Hand und nur zu etwas weniger als 13% als Verzinsung und als Ertrag dem gesamten Eigen- und Fremdkapital zu.

3. Der Steuerabzug vom Arbeitslohn beträgt bei den Arbeitern im Durchschnitt nur 2,8%.

Zur Frage der Einführung eines gesetzlichen Schutzes für die Berufsbezeichnung Baumeister, Architekt usw. Der Wirtschaftspolitische Ausschuß des vorläufigen Reichswirtschaftsrates hat in seiner Sitzung am 18. April 1928 einen Arbeitsausschuß gebildet zur Vorbereitung des vom Reichswirtschaftsminister erbetenen Gutachtens über die Frage, wie die Befugnis zur Führung des Meistertitels in Verbindung mit einer Bezeichnung, die auf eine Tätigkeit im Baugewerbe hinweist (Baumeister), geregelt werden solle und welche Folgerungen aus dieser Regelung für den Schutz der Berufsbezeichnungen der Privatarchitekten, Ingenieure, vereidigten Landmesser und selbständigen öffentlichen Chemiker abzuleiten seien. — Bereits in der ersten Sitzung des Ausschusses stellte sich heraus, daß es notwendig sein werde, zur Klärung der Frage Sachverständige zu vernehmen. Es sind als Sachverständige von dem Ausschuß sowohl die Vertreter der unmittelbar beteiligten Verbände wie auch solche Persönlichkeiten vernommen worden, die, ohne unmittelbar beteiligt zu sein, auf Grund ihrer Erfahrungen und Sachkenntnis zur Abgabe eines Urteils berufen waren. — Von den Sachverständigen, die den gesetzlichen Schutz der Berufsbezeichnung ablehnten, wurden vor allem die folgenden 3 Gesichtspunkte hervorgehoben: Erstens werde die Einführung des gesetzlichen Schutzes der Bezeichnung „Baumeister“ infolge ihrer Ähnlichkeit all die Männer schädigen, die auf Grund akademischen Studiums und praktischer Arbeit den Titel „Baumeister“ in Verbindung mit einer amtlichen Tätigkeit (z. B. Regierungsbaumeister) erhalten hätten. Von zweiter sachverständiger Seite wurde entschieden bestritten, daß die Übelstände auf dem Baumarkt eine Folge ungenügender technischer Ausbildung der Bauausführenden seien; sie seien vielmehr in bei weitem überwiegender Zahl auf wirtschaftliche und finanzielle Unzuverlässigkeit zurückzuführen, diese aber könne auch durch den erstrebten gesetzlichen Schutz der Berufsbezeichnung keineswegs beseitigt werden. Der dritte Gesichtspunkt, der verschiedene Sachverständige zur Ablehnung des gesetzlichen Schutzes veranlaßte, lag in den Konsequenzen begründet, die ein solcher Schritt auf anderen Gebieten haben würde. Man könnte (so führten diese Sachverständigen aus) unmöglich eine nur für einen einzelnen Beruf bestimmte Teillösung durchführen, sondern müsse dann auch sofort den gleichen gesetzlichen Schutz anderen Berufen, vor allem den Ingenieuren, gewähren. Für eine solche Gesamtlösung sei die Sache aber noch längst nicht genügend geklärt. Besonders die Ingenieurtätigkeit sei derart vielgestaltig, daß ihre klare Definition kaum möglich sei. Es erscheine daher am zweckmäßigsten, auf den Eingriff des Staates zu verzichten und viel mehr als bisher zur Selbsthilfe zu greifen. Die Erfahrungen der nächsten Jahre würden dann zeigen, daß man mit ihr besser führe und eine Regelung durch den Staat nicht nötig sei. — Im weiteren Verlauf der Beratungen kam es sodann zu einer Abstimmung über die Frage, ob der Arbeitsausschuß grundsätzlich einem gesetzlichen Schutz der Berufsbezeichnung für die Berufe zustimme, die in dem vom Reichswirtschaftsminister an den Reichswirtschaftsrat gerichteten Schreiben angeführt seien: Baumeister, Architekten, Ingenieure, vereidigte Landmesser und selbständige öffentliche Chemiker. Diese Frage wurde mit 5 gegen 4 Stimmen verneint. — Da der Reichstag bei der Beratung des Etats des Reichswirtschaftsministeriums den Beschluß gefaßt hatte, die Reichsregierung zu ersuchen, die Frage des Rechtes zur Führung des Baumeistertitels für das gesamte Reich einheitlich zu regeln, und der

Reichsrat einem ähnlichen Beschlusse zugestimmt hatte, ergab sich für den Arbeitsausschuß, auch weil inzwischen entsprechende Anträge vorgelegt worden waren, noch einmal die Notwendigkeit, dazu Stellung zu nehmen, wie sich eine solche Spezialregelung überhaupt durchführen ließe. Der Beratung lag in der Hauptsache ein Antrag des Mitglieds Kröger zugrunde, dessen grundsätzlicher Teil den folgenden Wortlaut hatte: „Schutz der Berufsbezeichnung „Baumeister“ und „Technischer Anwalt“. Die Angehörigen des Baugewerbes und des freien Berufes der Architekten und Ingenieure sollen gleichzeitig eine geschützte Berufsbezeichnung erhalten, sofern sie Bedingungen erfüllen, die noch besonders festgesetzt werden. Die geschützten Berufsbezeichnungen sollen lauten: Für die Anwärter aus:

- a) dem Baugewerbe „Baumeister“,
- dem freien Beruf der Architekten und Ingenieure „Technischer Anwalt“.

Bei der weiteren Beratung zeigte sich, daß die Möglichkeit, die Begriffe „Baumeister“ und „Architekt“ so klar zu umreißen, daß die verschiedenen auch im Arbeitsausschuß vertretenen Richtungen vollkommen befriedigt gewesen wären, nicht bestand. — Schließlich sind alle sich auf den Antrag Kröger beziehenden Vorschläge mit wechselnden Mehrheiten abgelehnt worden. Der nachfolgende Antrag:

der Reichsregierung zu empfehlen, eine reichsgesetzliche Regelung der Berufsbezeichnung auf Grund des § 133 Abs. 2 der Reichsgewerbeordnung vorzunehmen, wurde mit 6 gegen 3 Stimmen abgelehnt. — Ein Antrag, der die Aufhebung des § 133 Abs. 2 der Reichsgewerbeordnung empfiehlt, wurde mit 7 gegen 2 Stimmen angenommen. — Einmütige Annahme fand ferner folgende Entschließung:

„Der Reichsrat hat bei der Beratung des Berufsausbildungsgesetzes sich für die reichsgesetzliche Regelung der Berufsbezeichnung „Baumeister“ ausgesprochen. Falls die Reichsregierung sich dieser Auffassung anschließt, ersucht der Reichswirtschaftsrat die Reichsregierung, ihm Gelegenheit zu geben, zu der Vorlage Stellung zu nehmen.“

Diese Darlegungen wurden in ausführlicher Form von dem Arbeitsausschuß dem Wirtschaftspolitischen Ausschuß des vorliegenden Reichswirtschaftsrates zugeleitet.

Auslegung der Eisenbetonbestimmungen. Folgender Runderlaß des Preussischen Ministers für Volkswohlfahrt betreffend Auslegung der Eisenbetonbestimmungen — II C 2585 vom 27. 8. 1929 — ist ergangen:

„Vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton ist zwecks einheitlicher Auslegung der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, eingeführt mit Erlaß vom 9. 9. 1925 — II 9. 653 —, ein Sonderausschuß gebildet worden. In allen Zweifelsfällen über die Auslegung der Eisenbetonbestimmungen ersuche ich mir zu berichten. Ich werde alsdann gegebenenfalls eine Stellungnahme des vorgenannten Sonderausschusses einholen.“

Baunormen. Der Preussische Minister für Volkswohlfahrt hat folgenden Runderlaß betreffend Baunormen — II C 2580 vom 30. 8. 1929 — ergehen lassen:

„Der Deutsche Normenausschuß hat ein Werbebuch für die deutschen Baunormen herausgegeben, das im ersten Teil Zweck, Ziel, Aufgabe und wirtschaftliche Bedeutung der Normen im Bauwesen behandelt und im zweiten Teil in Gestalt des Normblattverzeichnis über den heutigen Stand der Normung im Bauwesen berichtet.

Ich nehme Bezug auf meinen Erlaß vom 21. d. Mts. — II C 2089 —, nach welchem die Verwendung von normierten Bauteilen beim Wohnungsbau mit Nachdruck zu fördern ist.

Von dem Werbebuch, das bei Einzelbestellung zum Preise von 0,50 RM. und bei Bestellung von 100 Stück zum Preise von 0,35 RM. vom Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin S 14, Dresdener Str. 97, bezogen werden kann, sind 3 Stück zum Dienstgebrauch beigefügt.“

Rechtsprechung.

Zahlt der Arbeitgeber seinen Arbeitnehmern den Arbeitslohn in voller Höhe ohne Berücksichtigung der Krankenkassenbeiträge aus, so liegt keine Einbehaltung von Beitragsteilen im Sinne von § 533 RVO. vor. (Urteil des Reichsgerichts, 1. Strafsenat, vom 15. Februar 1929 — I D 1258/28.)

Nach § 533 Reichsvers.-Ordn. werden Arbeitgeber mit Gefängnis bestraft, wenn sie Beitragsteile, die sie den Beschäftigten einbehalten oder von ihnen erhalten haben, der berechtigten Kasse vorsätzlich vorenthalten. In dem zur Entscheidung stehenden Fall hatte der Angeklagte R. während mehrerer Monate die entsprechenden Beitragsteile nicht an die Ortskrankenkasse abgeführt, obgleich sie fällig waren.

Damit sind die Beiträge an sich zwar der berechtigten Krankenkasse vorenthalten. Eine Bestrafung aus § 533 Reichsvers.-Ordn. kann jedoch gleichwohl nicht eintreten, weil R. den bei ihm beschäftigten Arbeitnehmern Beitragsteile weder einbehalten noch solche von ihnen erhalten hat. Er hat nämlich an den vertragsgemäß an die Beschäftigten gezahlten Lohnbeträgen die auf jene entfallenden Beitragsteile nicht gekürzt, er hat vielmehr die Löhne nebst den an sich einzubehaltenden Teilen ausgezahlt. Das Einbehalten im Sinne von § 533 RVO. erfordert aber eine Kürzung des Lohnbetrages

um die Beitragsteile. Eine — auch stillschweigend mögliche — Vereinbarung, wonach R. jene Anteile selbst zu tragen hätte, ist nicht getroffen worden. Weder R. noch die Arbeiter haben eine derartige Verpflichtung des R. als vereinbart angesehen. Auch haben die Arbeiter ein Recht darauf, daß R. die Beitragsteile aus seinen Mitteln für sie bezahle, nicht in Anspruch genommen. Wenn R. also die an sich zu kürzenden Lohnanteile mitauszahlte, so hat er eine Schenkung gemacht, nicht aber eine auf verpflichtender Vereinbarung beruhende Zuwendung. Eine Einbehaltung der Beitragsteile hat nach alledem nicht stattgefunden. R. ist nicht strafbar aus § 533 Reichsvers.-Ordnung.

In der Regel gilt der Aufrechnungsverzicht nicht für den Fall des Konkurses des Aufrechnungsgegners. (Urteil des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 8. März 1929 — II 378/28.)

S. hatte im Februar 1924 für von der Stadt K. übernommene Uferbefestigungsarbeiten von R. einen größeren Posten Hölzer gekauft, lieferbar in Teilmengen ab März 1924. Gemäß den allgemeinen Verkaufsbedingungen sollte bei Verzögerung der Lieferung dem Käufer R. wegen des von ihm für bereits bewirkte Teillieferungen geschuldeten Kaufpreises weder ein Zurückbehaltungs- noch ein Aufrechnungsrecht zustehen. R. ist im Januar 1926 in Konkurs geraten. Gegenüber der Klage des Konkursverwalters von R. auf Zahlung eines Restkaufpreises von 8593,86 RM. hat S. eine angebliche Schadensersatzforderung gegen R. von mehr als 27 000 RM. wegen verspäteter Lieferung des Holzes zur Aufrechnung gestellt.

Das Reichsgericht hält — entgegen der Auffassung der Vorinstanzen — trotz des in den allgemeinen Geschäftsbedingungen enthaltenen Verzichts die Aufrechnung für zulässig. Bei der bezeichneten Abrede handelt es sich um eine Formularklausel, die auch nur als solche Vertragsbestandteil geworden und nicht etwa ausdrücklich

Gegenstand der Verhandlungen gewesen ist. Sie lautet allgemein, ohne Erwähnung des Konkursfalls. Nach Treu und Glauben sollte nicht unbedingt die Aufrechnungsbefugnis des S. auch für diesen Fall ausgeschlossen sein. Im Gegenteil, eine solche Auslegung ist hier unmöglich. Der Verzicht auf Aufrechnung bedeutet zunächst nur, daß der Gläubiger nicht erst die Entscheidung über das Bestehen von Gegenforderungen abwarten muß, sondern ohne Rücksicht auf etwaige Gegenansprüche sofortige Zahlung verlangen kann. Hier umfaßt die Verzichtsklausel nur Gegenansprüche auf Schadensersatz wegen Lieferungsverzug des Verkäufers, also Ansprüche, die erfahrungsgemäß in der Regel nach Grund und Betrag unstritten sind. Daher sind auch einzig und allein diese Ansprüche — wie solche für S. bei Vertragsschluß selbstverständlich noch keine entstanden waren — hinsichtlich des Aufrechnungs- und Zurückbehaltungsrechts in den allgemeinen Bedingungen des Verkäufers herausgegriffen worden und nehmen eine Sonderstellung ein. S., der nach den von ihm gegenüber der Stadt K. übernommenen Verpflichtungen an der Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit seines Verkäufers R. das größte Interesse hatte, hätte sich zweifellos auf einen Vertrag mit R. nicht eingelassen, falls R. sich damals schon in Zahlungsschwierigkeiten befunden hätte und mit einem Konkurs des R. zu rechnen gewesen wäre. Demgemäß kann der Parteiliche bei dem Aufrechnungsverzicht nur gewesen sein, daß S. gegen die liquiden Kaufpreisansprüche des zahlungsfähigen Vertragsgegners mit etwaigen künftigen aller Voraussicht nach „illiquiden“ Gegenansprüchen wegen Lieferungsverzögerung nicht sollte aufrechnen oder deswegen mit der Zahlung des Kaufpreises sollte zurückhalten dürfen. Im Konkurs läuft die Aufrechnungsmöglichkeit auf eine abgesonderte Befriedigung der Gegenforderung hinaus. Ein Verzicht auf dieses Recht wird aber dem, der seinem zahlungsfähigen Vertragsgegner pünktliche Zahlung verspricht, verständigerweise nicht in den Sinn kommen.

PATENTBERICHT.

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

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 22. August 1929.

- Kl. 5 a, Gr. 25. G 70 729. John Grant, Los Angeles, Californien, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Erweiterungsbohrer für umlaufende Tiefbohrer u. dgl. mit einer Bohrwelle und einem Räumler. 13. VII. 27. V. St. Amerika 14. VII. 26.
- Kl. 5 a, Gr. 34. H 109 210. Oscar Hackenberg, Halle a. d. S., Prinzenstr. 12. Bohrwinde mit einem innerhalb der Windentrommel angeordneten und zu ihrer Lagerung dienenden Hohlkörper. 10. XII. 26.
- Kl. 5 c, Gr. 6. J 34 766. Dipl.-Berg-Ing. Arnold Juch, Bochum Stolzestr. 1. Vorschubvorrichtung für Aufbruchbohrmaschinen. 21. VI. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 10. B 128 176. Wilhelm Bienhüls, Recklinghausen, Bochumer Str. 151. Nachgiebiger eiserner Stempelschuh mit eingelegtem Quetschholz. 5. XI. 26.
- Kl. 5 c, Gr. 11. D 50 388. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Verfahrbare Verlademaschine für Massengüter im Bergwerksbetriebe, bestehend aus einem auf einem Gestell gelagerten Kratzbandförderer. 5. V. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 15. St 41 598. Carl Steinbach, Hagen i. W., Hochstraße 104. Aus Haupt- und Gegenmutter bestehende Schraubensicherung, insbes. für den Eisenbahnoberbau. 24. IX. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 19. W 75 886. Heinrich Ludwig Wintzen, Berlin-Charlottenburg, Stuttgarter Platz 1 a. Schienenstoßverbindung auf Doppelschwellen mit Fußlaschen und Keilverspannung in den Hakenunterlegplatten. 3. V. 27.
- Kl. 19 c, Gr. 8. T 34 542. Hermann Thomas u. Paul Feiler, Bautzen, Jägerstr. 8. Vorrichtung an Straßenwalzen zum Zuschütten von Gräben. 23. I. 28.
- Kl. 20 a, Gr. 12. P 58 206. Richard Petersen, Danzig-Oliva; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Luftseilbahn mit endlosem Zugseil. 19. VII. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 4. K 111 792. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Herzstück für rillenlose Schienen. 25. X. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 8. V 25 080. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Drehpunktvorrichtung für Weichen. 23. III. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 11. V 24 702. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke, G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für Weichenantriebe. 11. XII. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 14. V 25 287. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke, G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Weichensignal für doppelte Kreuzungsweichen; Zus. z. Pat. 473 418. 18. V. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 17. S 83 007. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Stellen von Weichen durch den Zug. 7. XII. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 19. F 64 437. Walter Folkmar, Berlin-Charlottenburg 4, Fritschestr. 34. Eisenbahnschranke. 15. IX. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 35. S 79 740. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur selbsttätigen Zugbeeinflussung auf induktivem Wege. 19. V. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 35. M 92 823. Denes von Mihaly, Berlin-Wilmersdorf, Hildegardstr. 13. Einrichtung zur Zugbeeinflussung auf induktivem Wege. 6. I. 26.
- Kl. 37 a, Gr. 4. M 93 177. Otto Mack, Ludwigsburg, Holzstr. 21. Wand aus Bauplatten mit etwa um die halbe Plattenstärke gegeneinander versetzten Schalen. 2. II. 26.
- Kl. 37 c, Gr. 8. P 53 710. Heinrich Pferdenges, Giesenkirchen b. Rheydt. Klemmfedern für Sheddachverglasung. 22. IX. 26.
- Kl. 37 c, Gr. 2. K 104 512. Rudolf Kujack, Berlin-Mariendorf, Strelitzstr. 11. Arbeitsgerüst für Hauswände. 31. V. 27.
- Kl. 38 k, Gr. 5. R 65 617. Rütgerswerke Akt.-Ges., Berlin-Charlottenburg, Hardenbergstr. 43. Selbsttätige Eisenbahnschwellenbohrmaschine. 10. X. 25.
- Kl. 68 c, Gr. 9. B 128 664. Ernst Beck, Obermenzig b. München, u. Anton Hintsteiner, Bad Reichenhall. Vorrichtung an Schiebetorflügeln zum Entlasten der oberen Laufschiene. 7. XII. 26.
- Kl. 68 e, Gr. 9. P 59 707. Otto Peterson jun., Hamburg 22, Wohldorfer Str. 15. Anlenkvorrichtung für Türen zum gleichzeitigen Verschwenken und Verschieben derselben; Zus. z. Pat. 477 415. 15. II. 29.
- Kl. 80 a, Gr. 46. N 26 266. Clifford Ralph Nichols, Dallas, Texas, V. St. A.; Vertr.: W. Schwaebisch, Pat.-Anw., Stuttgart. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung imprägnierter Betonhohlkörper. 12. XII. 25.
- Kl. 84 a, Gr. 3. H 113 529. Dr.-Ing. Albert Hinders, Hannover, Am Klagesmarkt 23. Selbsttätiger Klappenverschluß für den unterwasserseitigen Schenkel eines Saughebers. 19. X. 27.
- Kl. 84 d, Gr. 5. F 63 955. O. Fröhling G. m. b. H., Löwenwall 14, u. Friedrich Ewig, Roonstr. 3, Braunschweig. Laderaum für Baggerschiffe. 21. VI. 27.
- Kl. 85 e, Gr. 9. L 63 610. Wilhelm Linnmann jr., Essen-Altenessen, Bischofstr. 37. Selbsttätige von einem Schwimmer gesteuerte Durchflusssperre für Leichtflüssigkeitsabscheider. 10. VII. 25.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Praktischer Eisenbetonbau. Unter besonderer Berücksichtigung des Hochbaues. Von Dr.-Ing. Luz David, Magistratsoberbaurät in Berlin unter Mitarbeit von Dipl.-Ing. H. Perl, Ingenieur der „Huta“, Breslau. Verlag von R. Oldenbourg, München und Berlin 1929. Broschiert RM 30,—, Leinen RM 32,—.

Das Buch ist für die Praxis und für den Entwurf zugeschnitten und soll eine Ergänzung der vorhandenen Eisenbetonlehrbücher, insbesondere für Baustelle und Konstruktionstisch darstellen. Von dem Gedanken ausgehend, daß der Ingenieur auf der Baustelle auch den Werdegang der Zemente kennen muß, sind im ersten Teil des ersten Abschnittes, der die Überschrift „Der Baustoff“ trägt, die Bindemittel, ihre Herstellung, Eigenschaften, Prüfung und Verarbeitung eingehend behandelt. Es wird ein guter und vollkommener Überblick über die hydraulischen Bindemittel gegeben, und auch die neuesten Zementarten werden behandelt. Auch die Hochofenschlacke und die Zuschlagstoffe (hydraulische Zuschläge wie Traß, Si-Stoff, Puzzolanerde und dergl.), die strenggenommen nicht in den Bindemittelabschnitt gehören, werden in ihrer Bedeutung gewürdigt.

Im zweiten Teil des ersten Abschnittes werden die Zuschlagstoffe und ihre Eignung für Beton besprochen. Dabei scheint mir die Behauptung, daß der Ton, wenn er im Zuschlagstoff fein verteilt ist, eine Festigkeitserhöhung hervorrufen kann und daß der Tongehalt in diesem Fall nicht mehr als 3—5% des Trockengewichtes des Zuschlagstoffes betragen soll, vom Standpunkt der Sicherheit etwas gewagt. Nach Forschungen und praktischen Erfahrungen sollte man mit keinem Festigkeitszuwachs bei Ton rechnen. Es ist festgestellt worden, daß schon Beimengungen von 2% fein verteilten Tonen Festigkeitsrückgänge herbeigeführt haben. Sehr ausführlich sind Kies, Splitt und Schotter und die Grundsätze für ihre Auswahl zu Beton besprochen. Wenn sich diese Grundsätze auch in der Praxis nicht immer durchführen lassen, so ist ihre Kenntnis für den Praktiker doch von hohem Wert. Auch die Aufzählung und Beschreibung der Ursprungsgesteine für Splitt und die Besprechung der Aufbereitungsanlagen für Splitt, die ja unter Umständen auch auf Großbaustellen gebraucht werden, ist dankenswert, ebenso die im Anhang des Werkes gegebene Zusammenstellung der Werke, die für die Lieferung von Kies und Splitt in Frage kommen, mit der Karte über die Gewinnungsstätten dieser Gesteine in Deutschland. Etwas stiefmütterlich ist die Hochofenschlacke als Zuschlagstoff behandelt (die im Abschnitt „Bindemittel“ wiedergegebenen Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als Zuschlagstoff für Beton und Eisenbeton gehören eigentlich hierher), und die Kesselschlacke, die unter der Überschrift „Hochofenschlacke“ erwähnt wird, scheidet für Eisenbetonbauten im allgemeinen überhaupt aus.

Im dritten Abschnitt des ersten Kapitels wird die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe und der Aufbau des Betons systematisch und eingehend behandelt und im Anschluß daran Festigkeit, Elastizität, Wasserdurchlässigkeit, Gefügebeschaffenheit des Betons und der Gleitwiderstand des Eisens im Beton. Nach einem kurzen Rückblick auf frühere und die heutigen Grundsätze der Betonzusammensetzung werden die letzteren an Hand der verschiedenen Siebkurven und Siebregeln eingehend besprochen und sodann die praktische Bestimmung des Stoffbedarfes einmal nach der Wasser-Zement-Lehre und sodann nach der vom Verfasser angewendeten Hohlraumlehre im einzelnen behandelt. Hierzu werden viele praktische Beispiele gegeben, die es demjenigen, der mit Betonausführungen zu tun hat, leicht machen, zu erkennen, wie er an der Baustelle seinen Beton zusammensetzen hat, um größte Festigkeit und Dichtigkeit zu erreichen. Das Kapitel über den Einfluß der Mischdauer auf die Festigkeit könnte eine Bereicherung erfahren durch die Hinzunahme der Ergebnisse der Mischmaschinenversuche, über die Prof. Dr. Garbotz und Prof. Graf in der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1929 berichtet haben. Den Schluß des ersten Abschnittes bilden einige Angaben über den Stahl St. 37 und St 48, wozu letzterer meines Wissens heute kaum noch hergestellt wird, sondern vom Si-Stahl vollkommen verdrängt worden ist.

Der zweite Hauptabschnitt des Buches ist überschrieben „Die Baustelle“. Was hier über Vorarbeiten, Baustelleneinrichtung, technische und wirtschaftliche Geräte- und Maschinen-Verwendung gesagt wird, ist wohl mehr für Bauherren und Studierende geschrieben als für in der lebendigen Baupraxis stehende Ingenieure, denen diese Dinge meist geläufig sind, weil sie ständig damit zu tun und zu kalkulieren haben. Für den Lernenden dagegen gibt die Darstellung und Beschreibung z. B. der Hebemaschinen (Krane, Bauaufzüge, Winden), der Transportanlagen (Elevatoren, Gurtförderer), der Mischmaschinen, der Gußbetonanlagen mit den Gießtürmen, Gießmasten und kleinsten Gießgeräten (leider fehlen die Kabelkrane), der Bauhilfsmaschinen (Schneide- und Biegemaschinen, Kompressoren) eine Fülle von Anregungen, wie es wohl bis jetzt in keinem Bauingenieurwerk des Betonbaues, in denen die Baumaschinen immer recht kurz behandelt sind, der Fall ist. Leider sind bei der Besprechung der Mischmaschinen die vorerwähnten Leistungsversuche mit Mischmaschinen nicht berücksichtigt. Es hätte dann wohl gesagt werden können, daß bei allen Mischmaschinentypen für Eisenbeton eine Mischdauer von einer Minute genügt, daß die stehende übliche Trockenvormischung zwecklos

ist, daß der Kraftbedarf von Zwangmischern nicht größer ist als von Freifallmischern u. a. m. Auch ein Hinweis auf die Zweckmäßigkeit und Notwendigkeit automatischer Wasserabmeßvorrichtungen an den Mischmaschinen wäre angebracht. Für denjenigen, der sich in Baustelleneinrichtungen, ihre Kosten und Nachkalkulation einarbeiten will, sind die praktischen Beispiele in diesem Abschnitt von Wert.

Bezüglich der Schalungen wird in den Eisenbetonbestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 gesagt, daß sie ausreichend widerstandsfähig gegen die auf sie einwirkenden Kräfte sein müssen. Eine Berechnung wird nicht gegeben. Sie ist auch in der Praxis, da genügend Erfahrungswerte vorliegen, unnötig. Der Verfasser bringt eine statische Berechnung der Stützenschalung, der Deckenplatten- und der Balkenboden- und Balkenseitenschalung sowie der Untersteifung mit Zahlenbeispielen und kommt dabei zu Abmessungen der Schalbretter und zu Abständen der Querversteifungen, wie sie in der Praxis von erfahrenen Betonbauunternehmungen stets ausgeführt werden. Der Verfasser gibt sodann eine durch gute Abbildungen erläuterte Darstellung des konstruktiven Aufbaues von Fundamentschalungen, Stützenschalungen, Deckenschalungen und Balkenschalungen, nachdem zuvor das Nötige über die Eigenschaften und Preise des Schalholzes gesagt worden ist. Der Schlußteil des zweiten Abschnittes ist der Baukontrolle gewidmet, und es werden dabei im Anschluß an die Leitsätze des Deutschen Beton-Vereins einige interessante Mitteilungen gemacht über die Anfertigung und Behandlung von Probekörpern auf der Baustelle, über die Stemmprobe zur Feststellung des Erhärungsgrades des Betons mit einem vom Verfasser eingeführten und vielfach gebrauchten Meißel mit besonderem Kopf, über Untersuchung von Frostbeton, über das Herausstemmen von Probewürfeln aus dem fertigen Bauwerk und über Kontrolle der Eisenbewehrung, alles Erörterungen, die die praktische Erfahrung des Verfassers erkennen lassen.

Der dritte Abschnitt „Über Kostenberechnung“ wendet sich, wie der Verfasser im Vorwort sagt, nicht allein an die Ingenieure der Praxis und Ämter, sondern auch an die Studierenden des Faches, „um ihnen durch eine systematische Behandlung der Kostenfrage im Eisenbeton die Umsetzung des Konstruktionsgedankens eines Tragwerks gleichzeitig mit wirtschaftlichem Abwägen zu vermitteln.“ In dem Abschnitt werden ausführliche Angaben gemacht über die Kosten der Schalung (Anschaffungskosten, Abschreibung, Kosten der An- und Abfuhr zu und von der Baustelle und des Transportes auf der Baustelle selbst, Lohnkosten), über die Baustoffkosten, die Löhne für Beton- und Eisenarbeiten, über den Anteil der Baustelleneinrichtung und der laufenden Unkosten an den Betongestehungskosten, über die allgemeine Kostenberechnung (Massenermittlung, Lohnkostenermittlung, allgemeine Geschäftskosten, Verdienst u. a. m.), über den Kostenanschlag, Ausschreibungswesen, Garantie und Nachkalkulation. Diese Mitteilungen werden in ihrer Ausführlichkeit auch dem Lernenden, wie es der Verfasser bezweckt, wertvolle Grundlagen geben zur Beurteilung der Zusammenhänge zwischen Konstruktion und Kosten eines Bauwerkes und für die Kalkulation eines Eisenbetonbaues. Sicher und richtig kalkulieren lernt man allerdings wohl nie aus Lehrbüchern, sondern nur in jahrelanger praktischer Tätigkeit im Dienste einer Betonbauunternehmung und bei richtiger Erfassung aller bei verschiedenen Baustellen oft ganz verschiedenartigen Umstände. Die besten Unterlagen hierfür bieten die Nachkalkulationen fertig gestellter Bauten, deren Ergebnisse, ins einzelne zergliedert, für die Kalkulation neuer Bauten richtig benutzt werden müssen und die deshalb für jede Bauunternehmung von so hohem Wert sind.

Für die Bearbeitung des vierten Abschnittes „Zum Entwurf“ hat der Verfasser als Mitarbeiter Herrn Dipl.-Ing. H. Perl gewonnen, der als Ingenieur im Dienste einer bedeutenden Betonbauunternehmung steht. Der Abschnitt enthält zunächst einen ziemlich umfangreichen statischen Teil. Darin wird die Bedeutung statischer Untersuchungen für den Eisenbetonbau und die Notwendigkeit und Zulässigkeit der gebräuchlichen vereinfachenden Annahmen für die Berechnung in sehr klarer Form erörtert. Für die Ermittlung der Formänderungen und die Untersuchung von Durchlaufbalken und Rahmen werden Formeln angeführt und durch Zahlenbeispiele erläutert, wobei der einzelne Rechnungsgang kritisch beleuchtet wird. Man erkennt überall die Arbeit des den Stoff theoretisch und praktisch beherrschenden Statikers. Bei der Erörterung der Clapeyronschen Gleichungen wäre ein Hinweis auf den Kettenbruch als die weitaus überlegene Lösungsform erwünscht. Sehr ausführlich und in seiner Durchführung auf alle Teile der Berechnung den zahlreichen Veröffentlichungen der letzten Zeit überlegen ist das Kapitel über die Berechnung von Balken unter vierseitig gelagerten Platten. Es ist jedoch fraglich, ob diesen Erörterungen große praktische Bedeutung zukommt, da die trapez- bzw. dreieckförmige Lastverteilung infolge des elastischen Verhaltens des Balkennetzes tatsächlich nicht genau vorhanden ist und die übliche gleichmäßig verteilte Belastung der Balken eine hinreichend genaue Annäherung ergeben dürfte.

Man kann überhaupt die Frage aufwerfen, ob die Aufnahme dieser statischen Kapitel in das Werk berechtigt ist. Die Darstellung ist zu knapp, um als Lehrbuch dienen zu können, und andererseits dürfte der Inhalt dieser Kapitel jedem Statiker in der Sonderliteratur zur Verfügung stehen. Eine Beschränkung auf allgemeine kritische

Betrachtungen wie am Anfang des Abschnitts und im Kapitel „Kreuzweise bewehrte Platten“ wäre hinreichend gewesen.

Statt dessen hätte ein Abschnitt über Konstruktionsgrundsätze des Eisenbetonbaues in diesem Buche, in dem der Baustoff Beton und die Konstruktion der Schalungen ausführlich behandelt sind, vielleicht besser Platz gefunden.

Sehr wertvoll sind die im weiteren Teile des 4. Abschnitts gegebenen Unterlagen für die Projektbearbeitung. Hier ist viel praktische Erfahrung systematisch ausgewertet. Hier wird vor allem der Anfänger, dem die Fähigkeit zum Abschätzen noch fehlt, viel Hilfe finden.

Im letzten Teile werden Merkbilder zu den Bestimmungen gebracht, die den Inhalt der Bestimmungen in sehr anschaulicher Weise darstellen. Es wäre zu wünschen, daß diese Darstellung etwa in einer Neuauflage der Gelehreren Erläuterungen Aufnahme finden könnte und damit weiteste Verbreitung fände.

Alles in allem kann gesagt werden, daß das Buch, das vom Verlag vorzüglich ausgestattet ist, aus der Praxis für die Praxis geschrieben, dem Leser eine Fülle von praktischen Hinweisen und Belehrungen bietet und, wie sein Titel besagt, als „praktischer Eisenbetonbau“ bei verständiger Anwendung seines Inhaltes geeignet ist, den hohen Stand der Konstruktion und Ausführung von Eisenbetonbauten noch weiter zu heben. Es sei deshalb allen Bauleitern, entwerfenden und ausführenden Ingenieuren und den Studierenden des Eisenbetonbaues bestens empfohlen.

W. Petry, Oberkassel-Siegkreis.

Forschungsarbeiten des wissenschaftlich-technischen Komiteés des Volkskommissariats für Verkehrswesen. Bd. 89. Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in der USSR Moskau, Kommissionsverlag für Deutschland Wilhelm Ernst & Sohn.

Die theoretische Untersuchung der eisernen Überbauten von Brücken gilt in Deutschland heute noch mit der statischen Untersuchung der Fahrbahn, der Hauptträger und Querverbände als abgeschlossen. Die summarische Behandlung des technischen Problems wird durch sorgfältige konstruktive Gestaltung des Haupttragwerks und aller baulichen Einzelheiten wettgemacht, so daß, abgesehen von einzelnen Objekten, die wissenschaftlich-technische Durchdringung der Aufgabe gegenüber der Kunst und dem Geschick des Konstrukteurs zurücktritt. Man kann mit gutem Recht behaupten, daß die Weltbedeutung des deutschen Eisenbaues und die hervorragenden Erfolge einzelner Brückenbauanstalten auf der relativ kleinen Gruppe von Ingenieuren beruhen, welche durch ihre Liebe zur Sache in der Konstruktion leben und die Tradition der Werke geschaffen haben. Hieraus läßt sich leicht die Zufriedenheit der auftraggebenden Behörden erklären, so daß Anregungen von dieser Seite zur tieferen Behandlung dieser technischen Aufgaben unterblieben sind. Man hat zwar versucht, den räumlichen Charakter des Tragwerks schärfer zu erfassen und die aus der starren Verbindung von Fahrbahn und Tragwerk entstehenden Nebenspannungen theoretisch zu klären, ohne damit jedoch die Entwicklung wesentlich zu beeinflussen. Das Verdienst, in dieser Beziehung Wandel geschaffen zu haben, gebührt den Schweizer Bundesbahnen und deren Brückendirektoren Bühler. Man erinnerte sich, daß der Wert theoretischer Erkenntnis allein durch Versuchsergebnisse beurteilt werden darf und stellte umfangreiche Messungen an eisernen Überbauten an, um aus den Ergebnissen den Spannungszustand und damit die Brauchbarkeit der Konstruktion und die Güte der baulichen Einzelheiten festzustellen. Auf diesem

Wege sind die russischen Ingenieure des wissenschaftlichen Komiteés des Volkskommissariats für Verkehrswesen gefolgt. Sie haben sich die Aufgabe gestellt, Brauchbarkeit und Güte der Konstruktion in viel umfassenderer Weise als bisher durch statischen Festigkeitsnachweis und Belastungsprobe zu beschreiben, mathematisch gesprochen, die Parameterdarstellung des für die Konstruktion wichtigsten Begriffes der Sicherheit zu erweitern. Dies ist ihnen unter Verwendung der elastokinetischen Eigenschaften des Tragwerks gelungen. Wenn man bedenkt, daß die ersten grundlegenden Untersuchungen auf diesem Gebiete in Deutschland bereits Ende des vorigen Jahrhunderts von H. Reißner veröffentlicht worden sind, so überrascht der langjährige Stillstand. Er ist zum Teil durch die Unterschätzung der technischen Mechanik in den Kreisen der Bauingenieure, sicherlich aber auch durch den Mangel an geeigneten Meßinstrumenten zu erklären. Um die Arbeiten der russischen Fachkollegen bekanntzumachen, hat das Volkskommissariat für Verkehrswesen ein Sammelwerk in deutscher Sprache gelegentlich des zweiten internationalen Kongresses für Brückenbau in Wien im Jahre 1928 herausgegeben, in dem die Methoden und Ergebnisse der wesentlichen Untersuchungen zusammengefaßt sind. Es ist von Prof. N. Streletzky redigiert worden. Aus dem reichen Inhalt dieses Werkes seien einige Arbeiten herausgehoben, um die Eigenart der Fragestellung und die Vielseitigkeit des Inhalts zu kennzeichnen. N. Streletzky behandelt den Zustand des Brückenbauwesens in der USSR und die Entwicklung der experimentellen Arbeiten bei der Brückenuntersuchung. J. Rabinowitsch untersucht die dynamischen Wirkungen von Menschengedränge auf Brücken und stellt Betrachtungen an über den Zusammenhang zwischen dem Zustand der eisernen Brücken und deren Schwingungen. E. Hübschmann veröffentlicht eine Arbeit über Kennzeichen der empirischen Einflußlinien der Brückenträger. G. Nikolajeff behandelt die Eigenschwingung von Brücken und S. Bernstein horizontale Eigenschwingungen des Tragwerks. N. Belajeff vergleicht die dynamische Wirkung der bewegten Last bei Eisenbahnbrücken mit Schotterbett und Schwellen. O. Patton und J. Dunajeff untersuchen den Einfluß der Sonnenbestrahlung auf die Formveränderung des Überbaues. Wenn man bedenkt, daß die statische Behandlung des Problems mit der Größe der Durchbiegung nur ein Kennzeichen der Sicherheit liefert, dagegen die Beobachtung der Brückenschwingung mit der Ermittlung der Eigenfrequenzen, der Rückstellkräfte und der Dämpfung bei verschiedenen Belastungen und physikalischen Einwirkungen eine wesentlich umfassendere Beurteilung des Bauwerks gestatten, so wird die Fachwelt den russischen Kollegen für diese umfangreichen versuchstechnischen und theoretischen Arbeiten und für die zahlreichen Anregungen dankbar sein. Auf den Inhalt der einzelnen Abhandlungen näher einzugehen, führt hier zu weit. Sie verdienen ernsthaftes Studium und werden allen an der Entwicklung des Eisenbrückenbaues interessierten Fachkollegen aufs beste empfohlen.

K. Beyer.

Barèmes pour le calcul des poteaux, solives, linteaux, poitails, chevrons, et poteaux en bois et en acier l etc. Colonne en fonte pleines et creuses. Renseignements divers. — A la portée de tous, sans formules algébriques, par simple multiplication. Par P. Turbat. Volume 16 x 25, VIII—54 Seiten, 1929. Carton. Frs. 17.—, brosch. Frs. 13.—.

Bei der vorstehenden Veröffentlichung handelt es sich um einfache Träger- und Stützentabellen für Holz und Eisen, wie sie in Deutschland allgemein bekannt sind. Die Tabellen sind sehr übersichtlich zusammengefaßt und ihre Anwendung durch eine größere Anzahl einfacher Beispiele erläutert.

Dr. M. Foerster.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

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

Fest der Technik.

Am 8. November ds. Js. abends 8,30 Uhr findet in sämtlichen Räumen des Zoologischen Gartens zu Berlin das „Fest der Technik“, statt, das gemeinsam von den technisch-wissenschaftlichen Vereinen Berlins veranstaltet wird. Eintrittskarten zu 10.— M. auch für eingeführte Gäste, werden auf den Namen ausgestellt und können nur vor dem Fest durch die Geschäftsstellen der veranstaltenden Vereine bezogen werden.

Meldungen für die Teilnahme am „Fest der Technik“ müssen spätestens am 1. November ds. Js. in den Händen der Geschäftsstelle der D. G. f. B. Berlin NW 7, Ingenieurhaus, sein. Die Einzahlungen für die Eintrittskarten sind mit dem Sondervermerk „Fest der Technik“ auf das Postscheckkonto 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, erbeten.

Besichtigungsfahrt zur Nordschleuse nach Bremerhaven.

Im Anschluß an den Vortrag des Herrn Baurat Dr. Agatz über „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Nordschleusanlage in Bremerhaven“ bei der Herbstversammlung ist von verschiedenen

Seiten der Wunsch geäußert worden, die Baustelle der Nordschleuse Bremerhaven zu besuchen. Da die Bauarbeiten an der Nordschleuse voraussichtlich mit Ende ds. Js. zu Ende gehen, gerade jetzt aber noch in vollem Betriebe sind, ist in Aussicht genommen, am 2. November die Besichtigungsfahrt zu unternehmen. An diesem Tage wird Gelegenheit sein, den Schnelldampfer „Bremen“ zu besichtigen. Abfahrt von Berlin Potsdamer Bahnhof am 1. 11. 1929 über Braunschweig-Hannover 16,20 Uhr, an Bremerhaven 0,41 Uhr. Ferner 18,03 Uhr ab Berlin Lehrter Bahnhof über Hamburg, an Bremerhaven 0,41 Uhr. Oder Nachtzug ab Berlin Zoolog. Garten 23,13 Uhr über Hannover, an Bremerhaven 8,06 Uhr morgens (2. 11. 1929). Für gute Unterkunft wird gesorgt werden. Rückfahrt kann erfolgen am 2. 11. 1929 ab Bremerhaven 14,15 Uhr über Hannover. Ankunft Berlin 22,00 Uhr Zoolog. Garten oder 18,22 Uhr ab Bremerhaven (von Hannover F-D-Zug), Ankunft 0,18 Uhr Berlin, Zoolog. Garten.

Teilnehmer an der Fahrt wollen sich möglichst umgehend unter Angabe der Wagenklasse, spätestens bis zum 21. 10. 1929, nachm. 4 Uhr, bei der Geschäftsstelle der D. G. f. B. anmelden. Es ist erwünscht, möglichst viele Teilnehmer für den Zug am 1. 11. ab Potsdamer Bahnhof 16,20 Uhr, zu haben, damit evtl. Fahrpreisermäßigung erwirkt werden kann.