

Untersuchungen für den Einlaßturm der Big-Eildon-Sperre (Australien).

Arbeit aus dem Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Von Dr.-Ing. G. Wickert, Karlsruhe.

A. Allgemeines.

In der Erkenntnis, daß Wasser die Grundlage ihres Lebens und Wohlstandes ist, haben die Staaten Neu-Süd-Wales und Viktoria (Australien) einen Generalplan für die großzügige Wasserversorgung und -speicherung im gebirgigen Südosten des Landes ausgearbeitet (Abb. 1). Wie in Indien, so dienen die Stauräume in erster Linie für Bewässerung des fruchtbaren Landes. Die mit der Fallhöhe gewonnene

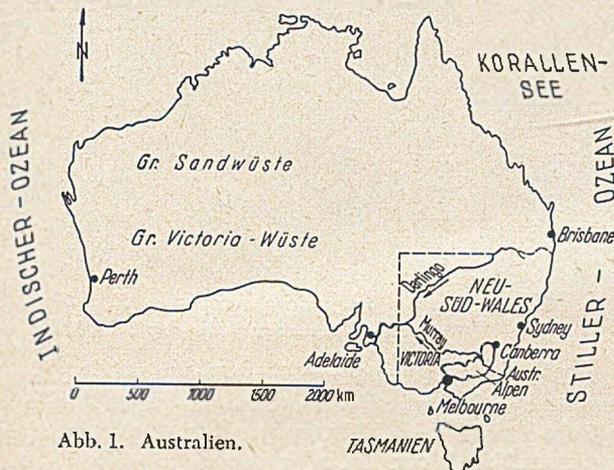


Abb. 1. Australien.

elektrische Energie ist ein erfreulicher Nebengewinn. Der Plan sieht den Ausbau von zahlreichen Talsperren, Krafthäusern, Kanälen und über 180 km Druck- und Freispiegelstollen vor.

Die State Rivers and Water Supply Commission mit Sitz in Melbourne (Leitung: Mr. L. R. East) entwirft und

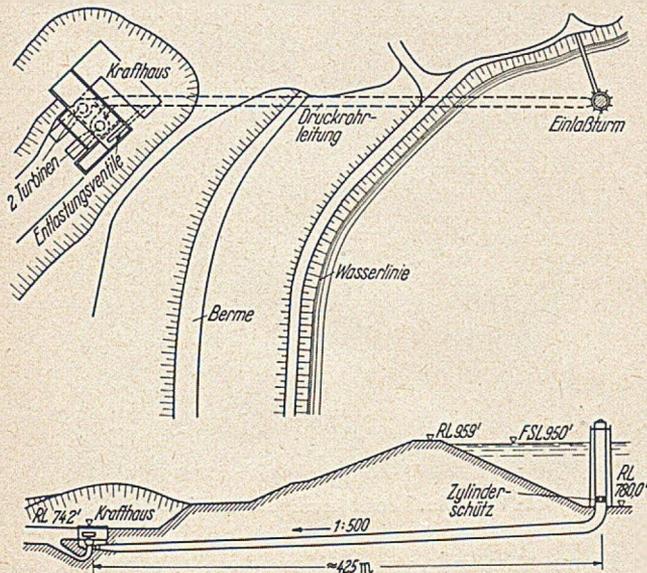


Abb. 2. Lageplan und Längsschnitt des Big-Eildon-Kraftwerkes.

bearbeitet die entsprechenden Bauabschnitte im Staat Viktoria.

Das Big-Eildon-Projekt (Bauleitung: Mr. E. D. Shaw) ist nur ein Teil des Gesamtplanes (Abb. 2), bei dem der Goulburn-Fluß durch einen Schüttdamm bis auf Kote 316 m + NN gestaut wird. Der Einlaßturm (Abb. 3) mit

etwa 69,0 m Höhe dient der Wasserfassung eines Kraftwerkes, dessen Turbinen durch eine 425 m lange $1/500$ geneigte Rohrleitung gespeist werden. Ein innen offenes Zylinderschütz mit einem Durchmesser von 7,58 m schließt die Druckleitung ab und wird zur Freigabe des Durchflußquerschnittes von $38,4 \text{ m}^2$ um 3,96 m gehoben. Das Stauziel liegt um 51,82 m über Einlaufsohle der Rohrleitung.

Beim normalen Betrieb des Kraftwerkes mit gezogenem Schütz beträgt die Durchflußmenge für zwei geöffnete Hauptturbinen $170 \text{ m}^3/\text{s}$. Tritt ein Notfall ein, bei dem im Krafthaus zwei Entlastungsventile und ein Auslaßventil geöffnet werden müssen, so vergrößert sich die Durchflußmenge auf $300 \text{ m}^3/\text{s}$, und für den Katastrophenfall eines Bruches der Rohrleitung wird als Durchflußmenge $900 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen.

Vor Inbetriebnahme werden die Rohrleitung und der Turm durch drei Füllventile im Zylinderschütz geflutet und anschließend das Zylinderschütz mit einer Geschwindigkeit von $24,4 \text{ cm}/\text{min}$ gehoben. Bei Abschluß der Leitung senkt sich im Normalfall das Schütz mit $183 \text{ cm}/\text{min}$.

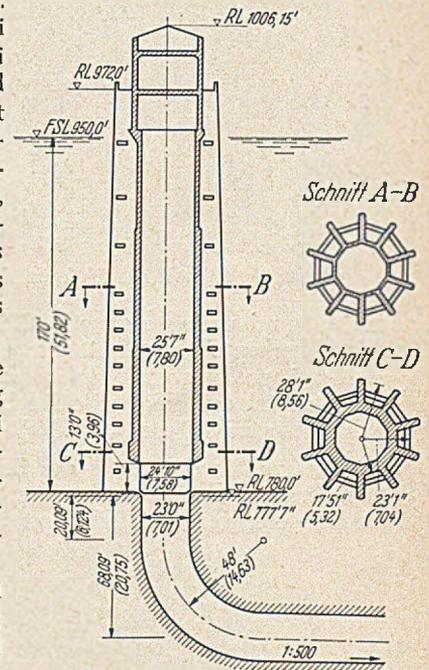


Abb. 3. Längsschnitt durch Einlaßturm und Rohrkrümmer.

B. Zweck der Modellversuche.

Die Strömungsverhältnisse am Einlaßturm und im Rohrkrümmer wurden zunächst an einem Halbmodell (Schnitt längs der Turm- und Krümmerachse) untersucht, wobei besonders folgende Fragen zu klären waren:

1. Einströmgeschwindigkeiten in den Einlaufquerschnitten.

2. Formgebung der Versteifungsquerrippen.

3. Formgebung des Rohrmundstückes.

Die Ergebnisse konnten bereits beim Bau des Vollmodelles berücksichtigt werden, an dem die Versuche Aufschluß geben sollten über:

1. Einströmgeschwindigkeiten in den Einlaufquerschnitten.

2. Größe der in horizontaler und vertikaler Richtung am Schütz bei verschiedenen Betriebsfällen angreifenden Kräfte.

3. Druckverteilung auf Einlaufsohle, Rohrmundstück und Krümmer.

4. Größe der Wasserspiegeldifferenz im Turm zum Stauspiegel bei verschiedenen Schützstellungen und Abflußmengen unter besonderer Berücksichtigung des Einsaugens von Luft, ferner bei plötzlichem Abschluß der Leitung (Ausfall der Turbinen ohne gleichzeitige Öffnung der Entlastungsventile).

C. Das Modell.

Aus der Notwendigkeit, die in der Natur praktisch unveränderliche Wasserspiegelhöhe auch im Modell zu wahren, mußte der Maßstab des Modelles so gewählt werden, daß die Absenkung des Wasserspiegels auch im Modellstauraum bei den Versuchen nur geringe Werte annahm. Als Maßstab der Längen und Höhen wurde daher $1 : 26$ bestimmt. Die erforderliche größte Modellwassermenge für den Katastrophenfall ergibt sich zu $900\,000 : 26^{3/2} = 261\text{ l/s}$.

Der Stauraum wurde durch einen quadratischen Behälter (Abb. 4) von 3,2 m Höhe und 4,6 m Seitenlänge dar-

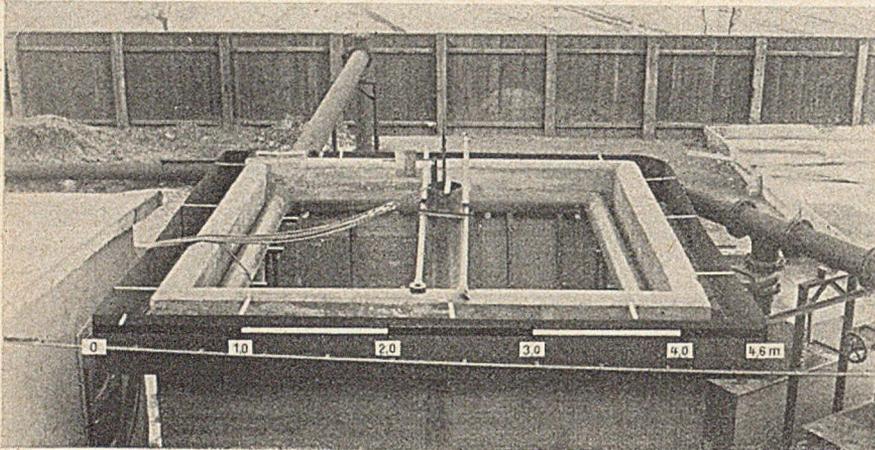


Abb. 4. Blick auf den Behälter mit Einlaßturm.

gestellt und umfaßte etwa $14\,000\text{ m}^2$ der Naturstaufläche. Die Oberkante des Behälters, als Überlauf ausgebildet, hielt bei wechselnder Wasserentnahme aus dem Stauraum das Stauziel auf gleicher Höhe bei nur geringen Schwankungen bis zu $1,0\text{ cm}$ ($=0,5\%$).

Zentrisch in der Mitte des Behälters steht der Einlaßturm, in dem das Zylinderschütz aus Messing durch Dreipunktlagerung auf Kugeln fast reibungslos geführt wird.

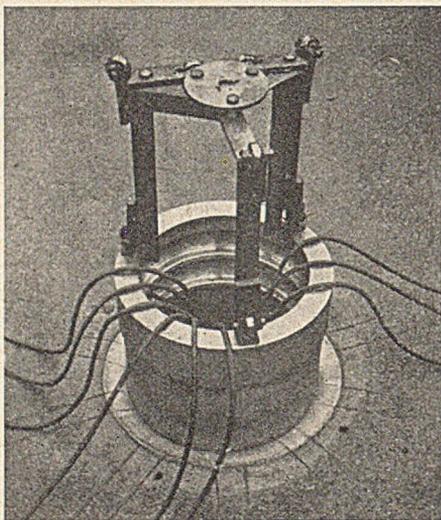


Abb. 5. Zylinderschütz mit Lagerung und Druckmeßleitungen.

Druckleitungen, insgesamt etwa 600 m , führen vom Schütz (Abb. 5), Rohrmundstück und Krümmer zur Meßanlage.

Der Behälter war während der Versuche für die hydraulische Formgebung durch eine Querwand halbiert (Halbmodell). An einer Glaswand lag sichtbar die Schnittfläche des Turmes und des oberen Rohrkrümmmerstückes (Abb. 6), so daß die Strömungsvorgänge während des Betriebes von außen beobachtet und festgehalten werden konnten (Abb. 7).

D. Die Modellversuche und ihre Ergebnisse.

1. Einströmgeschwindigkeit in den Einlaufquerschnitten.

Am Verlauf der Stromlinien (Abb. 7) ist schon erkennbar, daß die dem Krafthaus abgewandte Seite des Turmes stärker angeströmt wird, weil der an das $3,0\text{ m}$ gerade Rohrmundstück anschließende Krümmer die gleichmäßige Zuströmung am Turm stört. Geschwindigkeitsmessungen in den Einlaufquerschnitten des Turmes und in seinem näheren Umkreis weisen die Zuflußdifferenzen größtmäßig nach (Abb. 8). In der Mitte des Zylinderschützes (Messerschnitt I Einlauf F) beträgt bei einem Abfluß

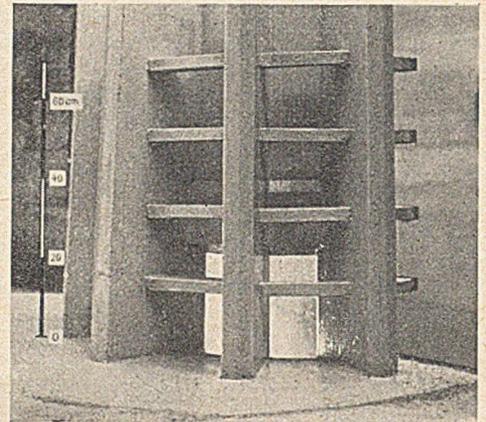


Abb. 6. Halbmodell (Schnitt längs der Turm- und Krümmerachse) vor der Glasscheibe.

von $350\text{ m}^3/\text{s}$ die Einströmgeschwindigkeit an der Krafthausseite $v_F = 3,03\text{ m/s}$ und steigt auf der gegenüberliegenden Seite bis auf $v_A = 5,31\text{ m/s}$ an. Beim Katastrophenfall mit einem Abfluß von $900\text{ m}^3/\text{s}$ werden die Geschwindigkeitsdifferenzen noch größer und erreichen bei $v_F = 7,82\text{ m/s}$ und $v_A = 13,6\text{ m/s}$ einen Wert von $5,78\text{ m/s}$. Diese Druckdifferenzen haben eine Querströmung am Turm und eine ungleiche Belastung des Zylinderschützes zur Folge. In

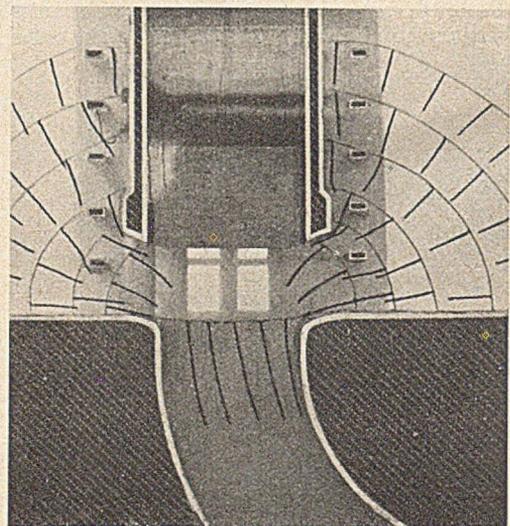


Abb. 7. Verlauf der Stromlinien am Halbmodell.

größerem Abstand von $12,0\text{ m}$ vom Turmmittelpunkt (Meßquerschnitt III) erreichen sie mit $v_A = 0,68\text{ m/s}$ und $v_F = 0,46\text{ m/s}$ nur noch $0,22\text{ m/s}$.

2. Formgebung des Rohrmundstückes und der Versteifungsquerrippen.

Durch Einsatz einer geraden lotrechten Leitwand im Abstand von $1,50\text{ m}$ von der krafthausseitigen Rohrwand (Abb. 9) kann der Turm von allen Seiten nahezu

gleichmäßig angeströmt werden. Da vom Einbau einer derartigen Leitwand aber aus konstruktiven und betrieblichen Gründen abzusehen war, wurde das gerade Rohrstück oberhalb des Krümmers auf 6,12 m verlängert und ein Einlauf-

Strömungsrichtung zu drehen und die Eckflächen auszurunden. Bei nur unwesentlicher statischer und baulicher Erschwerung werden hierdurch im unteren Bereich des Turmes günstige Anströmungsverhältnisse geschaffen.

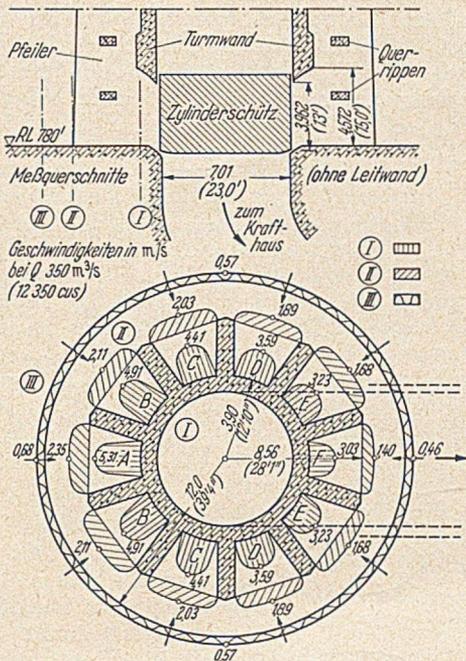


Abb. 8. Geschwindigkeitsverteilung in den einzelnen Einlaufquerschnitten ($Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$).

mundstück von etwa 0,7 m Länge eingebaut. Das so lange gerade Rohrstück (gerades Rohrstück / Durchmesser etwa 1,0) wirkte ähnlich wie die Leitwand. Die Geschwindigkeitsdifferenzen der zehn Einlaufquerschnitte sind nur noch gering und liegen im ungünstigsten Fall zwischen 3 % und 5 %.

Nach dem Verlauf der Stromlinien (Abb. 7) ist es zweckmäßig, die drei unteren Querrippen (Abb. 9) in die

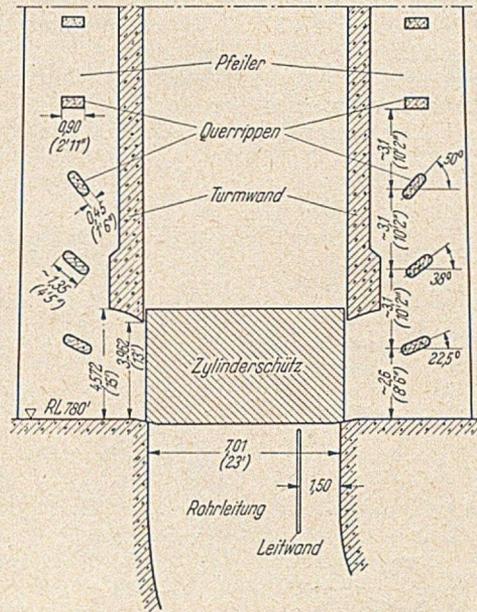


Abb. 9. Ausbildung der Querrippen am Turmfuß.

3. Druckkräfte auf die Schützhaut.

a) Einlaufquerschnitt frei. Die Druckkräfte, die bei verschiedenen Schützstellungen und Abflüssen auftreten, wurden durch Meßstellen im Zylinderschütz ermittelt. Abb. 10 bringt die graphische Zusammenstellung der Meßergebnisse. Da die Einströmgeschwindigkeiten der Querschnitte nur geringe Differenzen aufweisen, wirken auf das Schütz in einer beliebigen horizontalen Ebene fast gleich große, zum Schützmittelpunkt gerichtete, gegenseitig sich aufhebende Druckkräfte. Ein Verklümmern oder eine Deformierung des Schützes ist daher kaum zu erwarten.

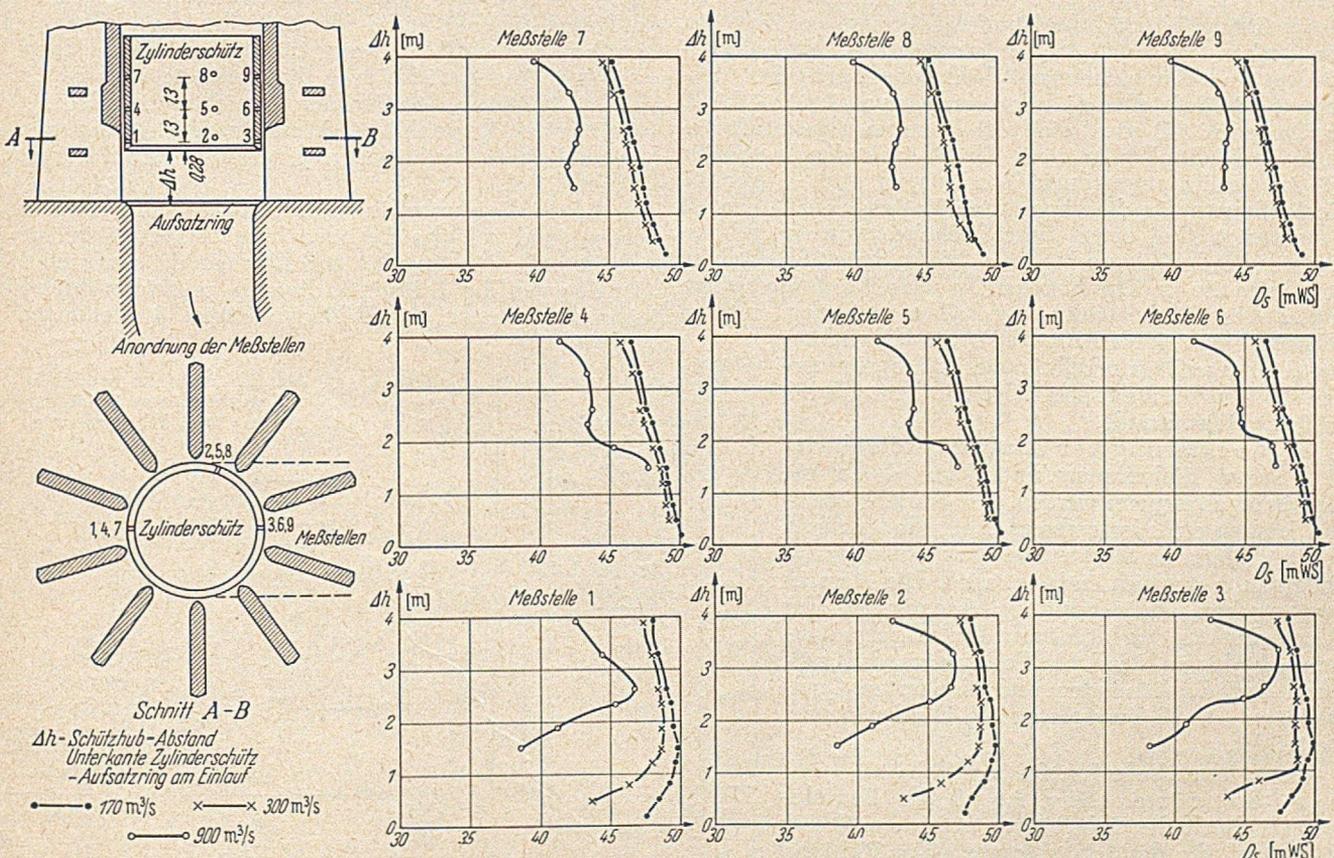


Abb. 10. Druckkräfte auf die Schützhaut bei verschiedenen Schützstellungen und Durchflüssen.

Dagegen wird das Schütz in der Lotrechten verschieden beansprucht. Während im Bereich der Schneide, vor allem bei geringem Schützhub, die Drücke bedingt durch die stärkere Energieumwandlung (Druck in Geschwindigkeit) am geringsten sind, wird das Schütz 1,58 m über der Schneide (Meßstellen 4, 5 und 6) bei gleicher Hubhöhe stärker belastet.

b) Zusetzen von Rechenfeldern. Wenn sich ein oder mehrere Rechenfelder vor den Einläufen mit Gschwemmel, Algen oder Holzstämmen teilweise oder völlig

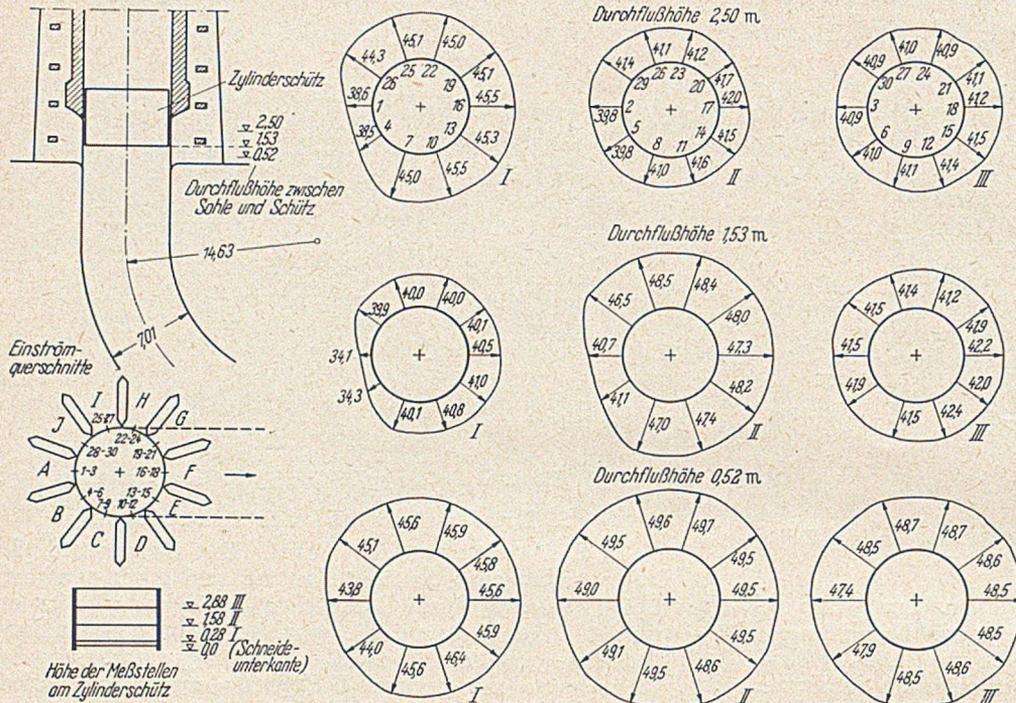


Abb. 11. Wasserdruck auf die Schützhaut bei 70% zugesetzten Rechenfeldern (A und B).

zusetzen, ist beim Absenken des Schützes eine andere Druckverteilung auf die Haut zu erwarten als im Normalfall. Für diesen Sonderfall sind die Druckverhältnisse bei Zusetzen der Rechen bis zu 70% für verschiedene Einlaufquerschnitte und Kombinationsmöglichkeiten untersucht. Insgesamt 30 Meßstellen (1 bis 3 im Querschnitt A, 4 bis 6 im Querschnitt B usw.) sind der Höhe nach gestaffelt (jeweils 10 Meßstellen in einer der Horizontalen I, II oder III) im Schütz angeordnet. Als Beispiel sind in Abb. 11 die Meßwerte für die zugesetzten Rechenfelder A und B ausgewertet. Bei einer Durchflußhöhe zwischen Schützschnaide und Einlaufsohle von 2,50 m hängt das Schütz noch teilweise im Turmmantel. Es wirken sich die beiden zugesetzten Rechenfelder vor allem auf den unteren Schützteil aus (Meßhorizontale I). Wird das Schütz weiter abgesenkt (Durchflußhöhe 1,53 m), so werden die Druckdifferenzen größer und betragen bis zu 6,6 m Wassersäule.

c) Blockierung von Einlaufquerschnitten. Jeder Einlaufquerschnitt kann durch ein Rollschütz abgesperrt werden. Bei Betriebsstörungen können ein oder mehrere Querschnitte durch Schütztafeln noch blockiert sein, so daß das Zylinderschütz ungleich entlastet wird. Die Messungen ergaben, daß selbst bei Blockierung der Wasserdruck in den blockierten Einlaufquerschnitten nicht bis auf Null abfällt, sondern daß zwischen den durchströmten und blockierten Querschnitten um die Turmpfeiler ein Druckaustausch stattfindet.

4. Vertikale Kräfte am Schütz.

a) Sogkräfte. Beim Abfluß des Betriebswassers durch die Rohrleitung treten am Schütz Kräfte auf, die das Schütz in vertikaler Richtung

nach unten ziehen. Die Größe dieser sog. Sogkräfte war zu ermitteln, wobei vor allem der absolute Größtwert für die Belastung des Windwerkes wichtig ist. Die zunächst nur 12 mm breite Schneide des Schützes ist beiderseits abgerundet.

Bei den Sogkräften der Abb. 12 ist zu beachten, daß nur die absolute Größe der Sogkräfte (ohne Auftrieb) aufgetragen ist. Steht das Schütz in Lauerstellung, liegt also die Unterkante des Zylinderschützes mit der Oberkante des Einlaufquerschnittes am Turm in gleicher Höhe (3,96 m über Sohle), so ist die Sogkraft bei allen drei Wassermengen (170, 300 und 900 m³/s) sehr gering und kaum meßbar. Während die Sogkräfte bei einem Abfluß von 170 m³/s erst bei einer kleineren Durchflußhöhe als 1,0 m stärker ansteigen, sind im Katastrophenfall (900 m³/s) bereits bei einer Durchflußhöhe von 2,0 m Kräfte bis zu 8,4 t zu erwarten. Für eine Höhe des Öffnungspaltes von etwa 0,2 m (Durchflußmenge 125 m³/s) erreicht die Sogkraft mit 27,2 t ihren Größtwert. Bei noch weiterer Verengung des Durchflußquerschnittes nimmt sie sehr schnell ab.

Die ermittelten Sogkräfte beziehen sich auf eine Schneidenbreite von 12,0 mm an der Unterkante des Zylinderschützes. Für andere Breiten muß mit veränderten Sogkräften gerechnet werden. Die Abhängigkeit der Sogkraft lautet allgemein

ausgedrückt $S = p_m \cdot F$, wobei p_m als mittlerer Unterdruck eine Funktion der Geschwindigkeitsumsetzung der Druckdifferenz darstellt und F die Angriffsfläche bedeutet. Mit großer Wahrscheinlichkeit ist anzunehmen, daß bei größerer Angriffsfläche auch die Sogkräfte größer werden.

b) Auftrieb. Außer der Gewichtsverminderung der Schütze um die verdrängte Wassermenge tritt eine weitere Auftriebskraft durch Wasserspiegeldifferenz im Turm zum Stauziel auf.

Ist die Druckrohrleitung abgeschlossen und nicht durchströmt und soll das Zylinderschütz abgesenkt werden, so ist in jeder Stellung bis zur Endlage der Auftrieb Null. Ist dagegen die Leitung in Betrieb, so sind während des Absenkvorganges des Zylinderschützes 3 Stellungen zu

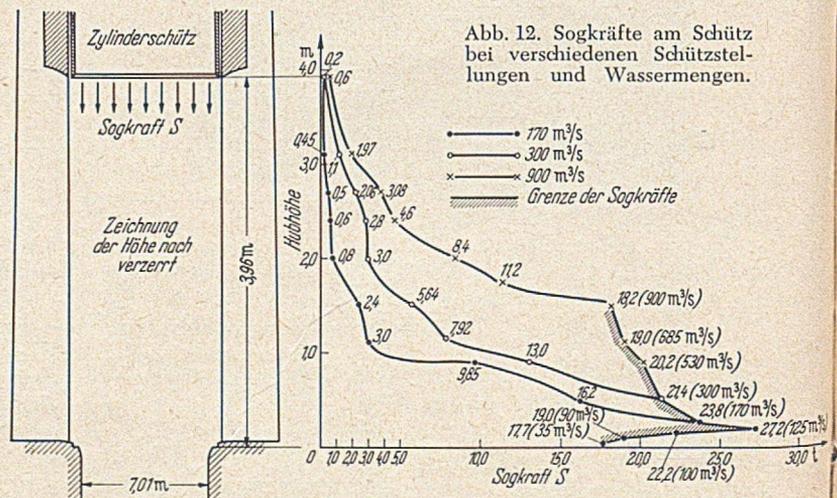


Abb. 12. Sogkräfte am Schütz bei verschiedenen Schützstellungen und Wassermengen.

unterscheiden. Das Schütz ist abgefahren und befindet sich in Lauerstellung. Gegenüber dem Stauspiegel sinkt bei dieser Stellung entsprechend dem Wasserabfluß der Wasserspiegel im Turm ab. Da das Schütz innen offen und zwischen Turm und Schützhaut ein Spalt vorhanden ist, findet zwischen Außenwasser und Wasser im Turm ein ungehinderter Druckausgleich statt, der keinerlei Beanspruchung auf das Schütz zur Folge hat. Führt die Schneide des Schützes beim Absenken über die Oberkante des Einlaufquerschnittes am Turm hinaus, so ist der Druckausgleich zwischen Stauspiegel und Wasserstand im Turm behindert. Auf die Schneidenfläche drückt das Wasser mit der Druckhöhe (Wasserspiegeldifferenz: Stauspiegel—Stand im Turm) das Schütz nach oben, wobei die volle Druckhöhe infolge Geschwindigkeitsumsetzung an der Schneide nicht wirksam sein wird. Durch den Druckausgleich zwischen Turmwand und Schützhaut wird ferner infolge der Reibung des an der Schützhaut hochschießenden Wassers eine nach oben gerichtete Schubkraft erzeugt, deren Größe sich bei den vielen Annahmen einwandfrei nicht berechnen läßt. Auch sind Modellversuche zur Klärung dieser Frage mit dem vorhandenen Vollmodell nicht durchführbar, da die Reibungskräfte dem Reynoldsschen Ähnlichkeitsgesetz unterliegen und einen größeren Modellmaßstab erfordern. Wird das Schütz soweit abgesenkt bis die obere Dichtung auf die Schräge im Turm auffährt, dann wirkt ein Teil

Bei einer vorgesehenen Stegbreite von 0,63 m beträgt die Stegfläche 9,72 m². Infolge Durchlochung gehen 23 % an Angriffsfläche verloren, und es verbleibt für F_2 eine Restfläche von 7,48 m².

Bei dieser Annahme ergeben sich für die Berechnung der Verlusthöhe zwar zu große Werte, weil eine geschlossene Fläche dem strömenden Wasser größeren Widerstand als eine durchlochte gleich große Angriffsfläche bietet. Auch ist der Wirbelraum unter der Stegfläche nicht Totwasser sondern langsam durchströmt. Es wird aber durch die genannte Annahme eine gewisse Sicherheit in die Rechnung einbezogen.

Als Verlusthöhe bei einer Fließgeschwindigkeit im Turm von 6,0 m/s ergibt sich

$$h_v = \frac{6,0^2}{19,62} \left(\frac{36,0}{0,82 \cdot 28,52} - 1,0 \right)^2 = 0,535 \text{ m.}$$

Diese Verlusthöhe bezieht sich auf die Flächeneinheit und bewirkt einen vertikalen Druck auf das Schütz nach unten von

$$D_v = \gamma_w \cdot h_v \cdot F_2 = 1,0 \cdot 0,535 \cdot 7,48 = 4,0 \text{ t.}$$

Der Wert kann nur einen Anhalt über die Größenordnung geben, in der sich diese Kräfte etwa bewegen. Ferner sind hierbei Queraussteifungen im Schütz und weitere Einbauten, die aus betrieblichen und konstruktiven Gründen vorgesehen sind, nicht berücksichtigt. Weitere Kräfte durch Reibung des aus dem Turm abfließenden Wassers an der Schützzinnenhaut sind ebenfalls vernachlässigt.

d) Schwingungen. a) Allgemeines. Der Maßstab 1 : 26 des Vollmodelles war für Schwingungsuntersuchungen zu klein, da außer der Modellähnlichkeit, die hydraulische Ähnlichkeit und die vollständige dynamische Ähnlichkeit nicht erreicht werden können. Die Möglichkeiten der Schwingungen konnten daher nur theoretisch untersucht werden.

Hängt das Schütz an mehreren Ketten, so sind drei Schwingungsarten denkbar.

Fall 1: Eine Kette dehnt sich mehr als die anderen und das Schütz hängt schief, so daß es ecken könnte. Dieser Fall scheidet als unwahrscheinlich aus.

Fall 2: Das Schütz pendelt seitlich im Bereich des Spielraumes der Führung aus. Auch dieser Fall scheidet für die Untersuchung als unwichtig aus.

Fall 3. Die drei Ketten, an denen das Zylinderschütz hängt, dehnen sich gleichmäßig. Dieser Fall ist nachfolgend untersucht.

β) Eigenfrequenz. Infolge der Elastizität der Ketten stellt das System Kette—Zylinderschütz ein schwingungsfähiges Gebilde dar, dessen Eigenfrequenz durch die Masse und die elastischen Eigenschaften seiner Teile bedingt ist.

Die Eigenfrequenz ergibt sich unter folgenden Annahmen: die Ketten werden als masselos betrachtet, die Dehnung der Ketten ist proportional der angreifenden Kraft, zu $m \frac{d^2 x}{dt^2} = -k \cdot x$. Aus dem Ansatz $x = A \cdot \sin \omega t$ wird die Schwingungsdauer $T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$ und die Frequenz $f = 1/T$. Wird die Masse der federnden Aufhängung mit berücksichtigt unter der Annahme, daß sämtliche Längenelemente der Kette gleichartige Dehnungen erfahren — es bleiben damit „Schwingungen der Aufhängung in sich“ unberücksichtigt —, so werden die unendlich vielen Freiheitsgrade auf einen einzigen Freiheitsgrad zurückgeführt. Mit Hilfe der Lagrangeschen Gleichungen zweiter Art ergibt sich

$$(m + F/3) d^2 x / dt^2 + k \cdot x = 0,$$

mit F = Masse der Ketten und die Schwingungsdauer zu

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m + F/3}{k}}$$

Gegenüber der Ausgangsgleichung ohne Berücksichtigung

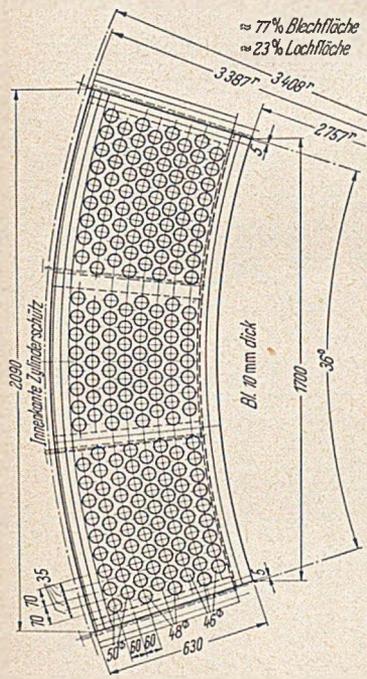


Abb. 13. Gelochter Laufsteg im Schütz.

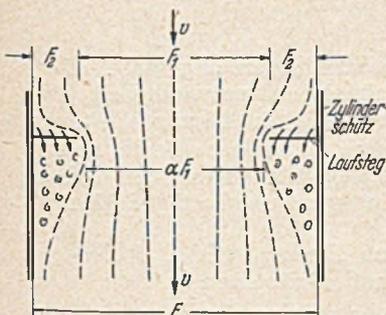


Abb. 14. Strahleinschnürung im Schütz.

gibt nach Weisbach für Rohrquerschnitte eine Verlusthöhe von

$$h_v = \frac{v^2}{2g} \left(\frac{F}{a \cdot F_1} - 1 \right)^2,$$

wobei für $a = 0,63 + 0,37 \left(\frac{F_1}{F} \right)^3$ zu setzen ist.

der Ketten zeigt sich jetzt, daß bei Beachtung der Ketten lediglich der dritte Teil des Kettengewichtes wirksam wird.

Bei der Annahme eines Schützgewichtes von 58,0 t und eines Gewichtes der Ketten von 13,5 t ergibt sich für eine Dehnung der Ketten von 19 mm eine Schwingungsdauer von $T=0,27$ s und damit die Eigenfrequenz des gesamten Systems $f=3,7/s$.

γ) Folgerungen. 1. Der Aufhängepunkt für die Ketten wird bei einer derart großen Belastung sich nicht in Ruhe befinden. Dadurch wird eine weitere, nicht erfaßte Masse in Bewegung versetzt, die eine Vergrößerung der Schwingungsdauer zur Folge hat.

2. Wirkt auf das Schütz eine veränderliche Kraft mit der Frequenz $f=3,7/s$, dann kann sich eine Resonanzschwingung aufschaukeln, deren Größe der Amplitude von der Dauer der Krafteinwirkung abhängt.

3. Schwingungen des Schützes infolge schwankenden Wasserspiegels im Turm sind infolge der großen Frequenzunterschiede nicht zu erwarten.

4. Mit besonderer Gefahr ist dann zu rechnen, wenn eine einmal angefachte Schwingung hydrodynamische Kräfte von der Frequenz der Eigenschwingung in entsprechender Phasenlage verursachen kann. Dann ist es möglich, daß sich aus einer geringen Störung eine Schwingung (Kippschwingung) entwickelt.

5. Es sind Schwingungen der Ketten in sich möglich, bei der gewisse Punkte einer Kette in Ruhe bleiben (Schwingungsknoten). Je nach Zahl der Knoten ergeben sich die verschiedenen Eigenfrequenzen, deren Größe unter

gerufen durch den Schnellschluß, folgendermaßen analysieren:

Die Größe der Sogkräfte hängt von der Angriffsfläche an der Schneide und dem dort herrschenden Unterdruck ab. Sie wird daher durch eine größere oder kleinere Geschwindigkeit bei der Bewegung des Schützes nicht beeinflusst.

Vorteilhaft wirkt sich der Schnellschluß für das Durchfahren einer schwingungsgefährdeten Strecke aus. Sie kann rasch durchfahren werden, bevor es zu einer gefährlichen Schwingung kommt.

Allerdings werden die Zusatzkräfte durch die Bewegungsgeschwindigkeit des Schützes erheblich beeinflusst und können bei zu großer Senkgeschwindigkeit des Wasserspiegels im Turm weitere Belastungen des Windwerkes hervorrufen.

Für verschiedene Absenkgeschwindigkeiten C_s des Zylinderschützes sind die Strömungsgeschwindigkeiten und damit die Senkgeschwindigkeiten des Wasserspiegels v_w im Turm festgestellt worden (Abb. 15). Da der Schnellschluß nur im Katastrophenfall in Tätigkeit tritt, beträgt der Wasserabfluß 900 m³/s.

Wird das Schütz mit einer Geschwindigkeit von $C_s = 5,0$ cm/s abgesenkt, so ist die Absenkstrecke von 3,96 m nach 79,5 s durchfahren und die Druckrohrleitung abgeschlossen. Der Turm dagegen ist bereits nach 42,0 s leergelaufen.

Bei einer Verdoppelung der Senkgeschwindigkeit auf 10,0 cm/s (Abb. 15) ist der Turm nach 32,2 s leergelaufen

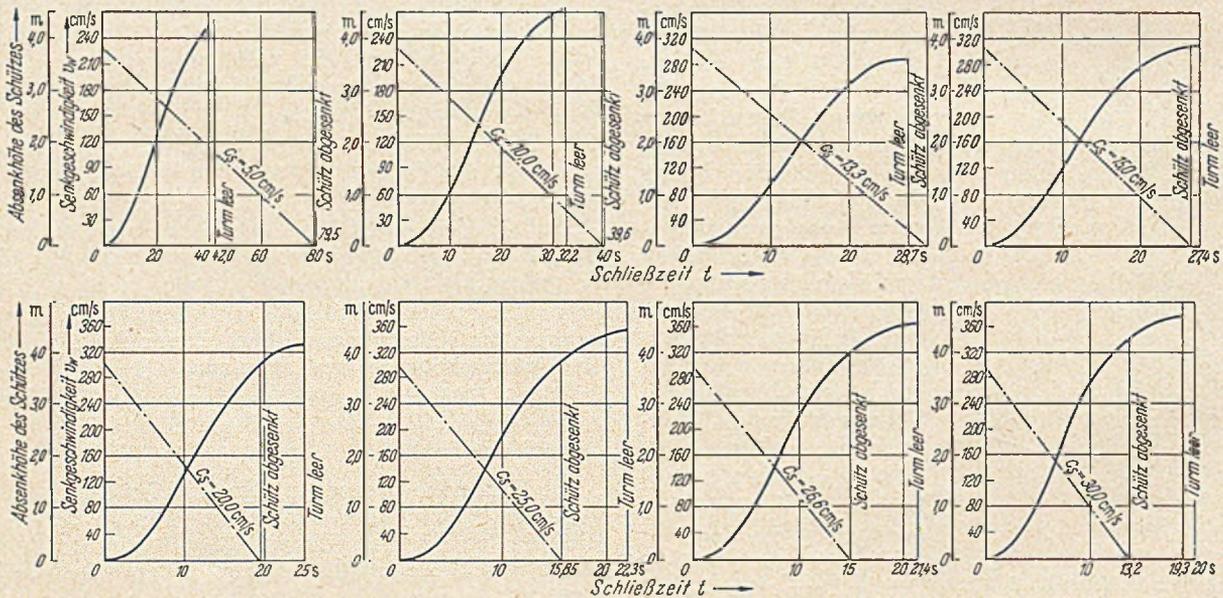


Abb. 15. Senkgeschwindigkeiten des Wasserspiegels im Turm.

vereinfachenden Bedingungen aus einer partiellen Differentialgleichung zweiter Ordnung rechnerisch ermittelt werden könnte. Diese Schwingungsart kann gefährlich werden, wenn ihre Eigenfrequenz ein Vielfaches der vorher berechneten Eigenfrequenz des Systems beträgt. Dieser Gefahr zu begegnen wäre möglich, wenn man drei Ketten wählt, die zwar dieselbe Dehnung, aber verschiedene Massen aufweisen.

6. Je kürzer die Zeit ist, in der die wechselnden Kräfte am Schütz angreifen und damit Schwingungen erzeugen können, desto günstiger und ungestörter wird man diesen Gefahrenbereich durchfahren können. Ein Schnellschluß ist ein gutes Mittel gegen mögliche Schwingungen.

e) Schnellschluß. Schneller Abschluß der Druckrohrleitung im Notfall kann nur durch rasches Absenken des Schützes erreicht werden. Unter der Voraussetzung, daß die technischen Schwierigkeiten des Antriebes überwunden sind, läßt sich das Kräftespiel am Schütz, hervor-

und nach weiteren 7,4 s das Schütz ganz abgesenkt. Der vorgesehene Schnellschluß mit einer Geschwindigkeit von 8,0 m/min ($C_s = 13,3$ cm/s) schließt die Druckrohrleitung kurz nach leergelaufenem Turm ab. Die maximale Senkgeschwindigkeit des Wasserspiegels im Turm tritt dabei gegen Ende des Schließvorganges auf und beträgt 2,92 m/s.

5. Druckverteilung auf Einlaufsohle, Rohrmundstück und Krümmer.

In einem gekrümmten Rohr müssen die außen fließenden Wasserteilchen die Zentrifugalkräfte aufnehmen, so daß an der Außenkrümmung der Druck größer ist als an der Innenkrümmung und auch größer als in einem geraden Rohrstück. Der durch die Bewegung des Wassers hervorgerufene Druckzuwachs beträgt angenähert

$$\Delta p = D \frac{\gamma_w}{g} \cdot \frac{v_m^2}{R_m}$$

Für den vorliegenden Fall mit $\frac{R_m}{D} \approx 2,0$ geht die Beziehung über in

$$\Delta p = \frac{v_m^2}{2g} \cdot \gamma_w$$

Nach der Bernoulli-Gleichung muß die Geschwindigkeitsverteilung umgekehrt der Druckverteilung und damit an der Innenkrümmung die größte und an der Außenkrümmung die kleinste Geschwindigkeit sein. Bei Krümmern treten noch eine zweite, die Durchfußbewegung

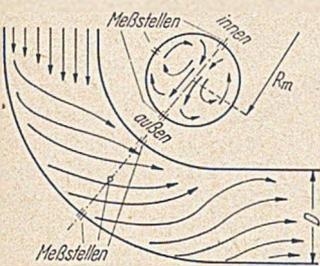
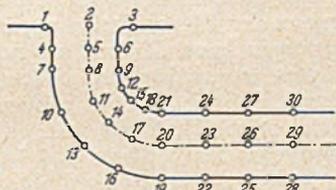
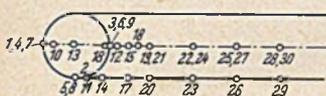


Abb. 16. Strombahnen im Krümmer. Überlagerung der Querströmung über die Durchfußbewegung.

a) Offene Leitung. Die Rohrleitung ist mit 27 Meßstellen (4 bis 30) versehen, von denen jeweils 3 in einer Schnittebene liegen (Abb. 17). Drei Meßstellen (1 bis 3) an der Einlaufsohle ermitteln den Sohldruck in Nähe des Rohrmundstückes. Die Druckkräfte, ausgedrückt in Meter Wassersäule, sind in Abb. 17 enthalten. Bei Wasserbewegung in der Rohrleitung werden die an den Gefällsbrechpunkten ankommenden Stromfäden durch das dort einge-

überlagernde Querbewegung (Abb. 16) und zwei zur Mittelachse gleiche Wirbel (Doppelwirbel) auf. Aus diesen Symmetriegründen wurden nur drei Meßstellen in jedem Schnitt angeordnet, und zwar an der Innen- und Außenkrümmung und an einer Seite.

Abb. 17. Druckkräfte in der Rohrleitung (m Wassersäule).



Meß-std.	170 m³/s	300 m³/s	900 m³/s
1	51,60	51,25	47,79
2	51,66	51,39	48,77
3	51,69	51,53	49,58
4	53,55	51,34	31,48
5	53,43	50,95	29,18
6	53,45	51,23	29,39
7	56,71	54,60	35,86
8	56,59	54,31	34,34
9	56,46	53,94	31,86
10	63,96	62,22	47,20
11	62,16	59,51	36,83
12	60,44	57,35	29,77
13	69,16	66,73	55,69
14	66,32	63,20	35,88
15	63,72	60,13	28,53

Meß-std.	170 m³/s	300 m³/s	900 m³/s
16	73,78	72,05	57,20
17	70,19	67,89	47,39
18	66,42	63,14	33,55
19	74,96	72,75	52,94
20	71,39	69,30	50,72
21	67,38	64,32	37,08
22	74,76	72,24	49,20
23	71,08	68,44	45,22
24	67,57	64,95	41,72
25	74,81	72,52	49,93
26	71,06	68,44	45,00
27	67,92	65,11	42,63
28	74,73	72,14	49,14
29	71,07	68,40	44,36
30	67,58	64,81	41,19

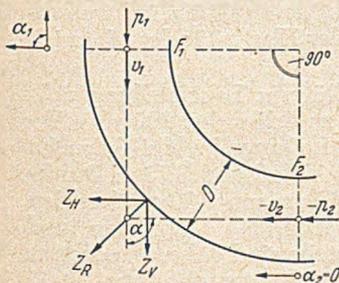


Abb. 18. Ablenkungskraft im Krümmer.

$$Z_R = (m \cdot v_1 + P_1 \cdot F_1) - (m \cdot v_2 + P_2 \cdot F_2)$$

Wird $m = \frac{\gamma_w}{g} \cdot Q = \frac{\gamma_w}{g} \cdot F \cdot v$

und außerdem der Überdruck $P_1 \cdot F_1 = P_2 \cdot F_2$ gesetzt, so folgt

$$Z_R = \frac{\gamma_w}{g} [F_1 v_1^2 - F_2 v_2^2]$$

Nach dem Kosinussatz:

$$Z_R = \frac{\gamma_w}{g} \cdot Q \sqrt{v_1^2 + v_2^2 - 2 v_1 v_2 \cos(\alpha_2 - \alpha_1)}$$

Bei gleicher Geschwindigkeit, Wassermenge und $\alpha_2 - \alpha_1 = \alpha$ wird

$$Z_R = 0,16 D^2 \cdot v^2 \cdot \sin \frac{\alpha}{2}$$

Die aufzunehmenden Kräfte (t) betragen dann

	170 m³/s	300 m³/s	900 m³/s
$Z_v = Z_{H1}$	76,8	237,2	1706
Z_R	108,5	335,0	2411

b) Plötzlicher Leitungsabschluß. Bei Ausfall der Turbinen ohne gleichzeitige Öffnung der Entlastungsventile entsteht in der Rohrleitung eine Druckänderung. Der Druck pflanzt sich mit der Geschwindigkeit ω des Schalles im Wasser fort. Allgemein beträgt

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{\gamma_w \left(\frac{1}{E_w} + \frac{1}{E_R} \cdot \frac{D}{s} \right)}}$$

Werden gesetzt:

$$E_w = 2,1 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2 \text{ (t=15° C)}$$

$$E_R = 2,5 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2 \text{ (Rohrleitung)}$$

$$D = 7,01 \text{ m}$$

$$s = 0,016 \text{ m (Rohrwandstärke)}$$

dann wird die Geschwindigkeit

$$\omega = 665 \text{ m/s.}$$

Die Laufzeit der Druckwelle durch die Rohrleitung (450 m) hin und zurück beträgt dann

$$t' = \frac{2 \cdot 450}{665} = 1,35 \text{ s.}$$

Entscheidend für die Größe des Druckstoßes wird die Abschlußzeit T , in der die Leitung verschlossen wird.

Fall 1. Schließzeit $T \leq$ Laufzeit t' .

Dann beträgt die Drucksteigerung am Absperrorgan der Leitung

$$h_d = \frac{\omega \cdot v}{g}$$

Fall 2. Schließzeit $T >$ Laufzeit t' . Dann wird

$$h_d = \left[\frac{\omega \cdot v}{g} + \frac{v^2}{2g^2 h} \left(\omega - \frac{2L}{T} \right)^2 \right] - \sqrt{\left[h + \frac{\omega \cdot v}{g} + \frac{v^2}{2g^2 h} \left(\omega - \frac{2L}{T} \right)^2 \right]^2 - \left(h + \frac{\omega \cdot v}{g} \right)^2}$$

L = Länge der Rohrleitung,

h = Druckhöhe.

Ist die Schließzeit gegeben oder soll der Druckanstieg eine bestimmte Größe nicht überschreiten, so lassen sich aus der angegebenen Beziehung entweder die erforderliche Schließzeit oder der Druckanstieg im Bereich des Absperrorgans berechnen. In einem beliebigen Querschnitt der Rohrleitung nimmt dagegen bei $T \cong \frac{2L}{\omega}$ die Drucksteigerung linear bis auf Null am Einlauf ab.

6. Höhendifferenz zwischen Stauspiegel und Wasserstand im Turm.

a) Offene Leitung. Während des Betriebes sinkt je nach Größe der Wasserentnahme der Wasserspiegel im Turm ab. In Abb. 19 sind die Wasserspiegeldifferenzen z (m) in Abhängigkeit der Durchflußmengen aufgetragen. Das Zylinderschütz befindet sich dabei in „Lauerstellung“. Die größte Differenz tritt mit 4,25 m beim Katastrophenfall auf. Wird das Schütz aus der Lauerstellung mit einer bestimmten Geschwindigkeit in die Sperrstellung abgefahren, so stellen sich zwischenzeitliche Wasserstände ein, die aus der Abb. 15 entnommen werden können.

b) Plötzlicher Abschluß der Leitung. Bei plötzlichem Ausfall der Turbinen, also bei Verminderung der Betriebswassermenge von $Q=170 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $Q=0$ übernimmt der Einlaßturm eine ähnliche Aufgabe wie ein

Wasserschloß. In ihm findet ein Druckausgleich zur Rohrleitung statt, der sich in einer Schwingung des Wasserspiegels äußert. Der Normalfall, daß bei Ausfall der Turbinen der Einlaufquerschnitt völlig frei ist, bringt eine Wasserspiegelhebung im Turm um 0,52 m über Stauspiegel (Abb. 20). Tritt der Sonderfall ein, daß während des Absenkens des Schützes die Turbinen plötzlich ausfallen, so

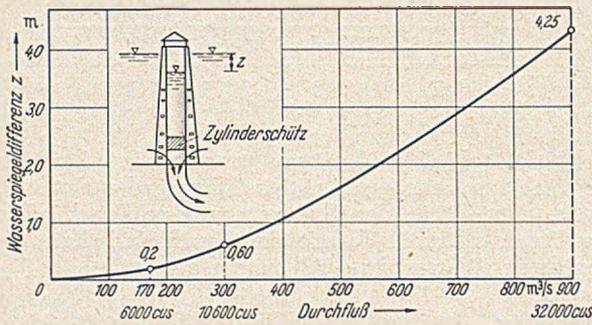


Abb. 19. Wasserstand im Turm bei Schütz in Lauerstellung.

ergibt es je nach Schützabsenkung eine andere Schwinghöhe. Bei der Einlaufhöhe (Schützunterkante — Einlaufsohle) 2,0 m ist der Wasserspiegel im Turm um 1,19 m unter Stauspiegel abgesunken. Bei Ausfall der Turbinen schwingt dann der Wasserspiegel im Turm um 1,4 m über den Stauspiegel hinaus bei einer Gesamtschwinghöhe von $1,19 + 1,4 = 2,59$ m. Die größte relative Schwinghöhe mit 3,90 m über Stauspiegel tritt ein, wenn das Schütz bis auf 0,73 m abgesenkt ist. Die absolute Schwinghöhe beträgt dabei $3,9 + 11,20 = 15,10$ m. Die Antriebsorgane und sonstige gegen Wasser empfindliche Ausrüstungsteile im Turm

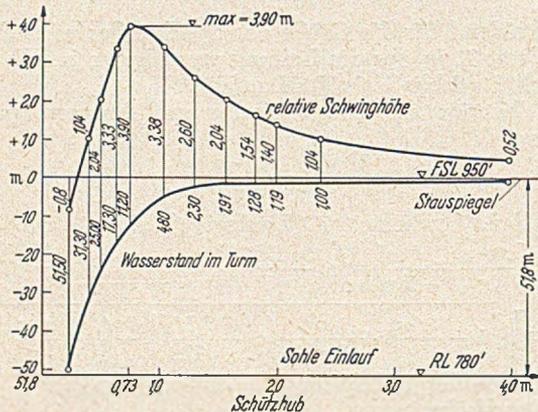


Abb. 20. Wasserspiegelschwingungen im Turm.

sind daher mindestens 3,90 m über dem geplanten Stauspiegel unterzubringen. Ist das Schütz so weit abgesenkt, daß gerade noch $170 \text{ m}^3/\text{s}$ abfließen können ($0,26 \text{ m}$), so schwingt bei Abschluß der Leitung der Wasserspiegel nur noch bis $0,8 \text{ m}$ unter Stauspiegel, die absolute Schwinghöhe dagegen erreicht ihr Maximum mit $51,5 - 0,8 = 50,70 \text{ m}$.

E. Zusammenfassung.

Untersuchungen im Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium der TH. Karlsruhe für den Einlaßsturm (Abb. 3) der Big-Eildon-Sperre (Australien) (Abb. 2) brachten folgende Ergebnisse:

Ein nur $3,0 \text{ m}$ langes gerades Rohrmundstück kann nicht verhindern, daß der Abfluß im Krümmer die Zuströmung am Turm beeinflusst (Abb. 7). Große Geschwindigkeitsdifferenzen im Katastrophenfall, bei Bruch der Leitung (Abb. 8) haben starke Querströmungen am Turm und ungleiche Belastung des Zylinderschützes zur Folge. Durch Verlängerung des Rohrmundstückes ist es möglich, auch ohne störende Einbauten eine gleichmäßige Zuströmung zu erreichen (Abb. 3). Die Versteifungsquerrippen am Turm in Höhe des Einlaufes werden zweckmäßigerweise der Strömungsrichtung angepaßt (Abb. 9).

Abb. 10 bringt die zeichnerische Auswertung der Druckkräfte auf die Schützhaut bei freien Einlaufquerschnitten. Nennenswerte Druckunterschiede infolge ungleichmäßiger Ausströmung treten nicht auf, so daß eine Deformierung des Schützes unwahrscheinlich erscheint. Setzen sich ein oder mehrere Rechenfelder teilweise zu, so vergrößern sich die Druckunterschiede auf die Schützhaut zwischen dem gestörten und ungestörten Querschnitt recht erheblich (Abb. 11) und erreichen ihren Größtwert bei Blockierung eines Einlaufquerschnittes durch Rollschütz.

Die bei verschiedenen Schützstellungen und Abflummengen auftretenden Sogkräfte sind in Abb. 12 aufgetragen. Die größte auftretende Sogkraft wird bei einer Durchflußmenge von etwa $125,0 \text{ m}^3/\text{s}$ wirksam und beträgt $27,2 \text{ t}$. Durch Einbauten im Zylinderschütz (Abb. 13) werden durch das bei Absenken des Zylinderschützes aus dem Turm abfließende Wasser Kräfte in vertikaler Richtung am Schütz hervorgerufen, die die Sogkräfte verstärken. Diese Kräfte können näherungsweise bis auf $4,0 \text{ t}$ anwachsen (Abb. 14). Ein Nachweis der Schwingungsgefährdung des Schützes war durch Modellversuche infolge des zu kleinen Modellmaßstabes ($1 : 26$) nicht möglich.

Theoretische Überlegungen führten zu folgendem Ergebnis: Das System Ketten—Zylinderschütz stellt ein schwingungsfähiges Gebilde mit einer Eigenfrequenz von $f = 3,7/\text{s}$ dar. Wirkt eine veränderliche Kraft mit dieser Frequenz auf das Schütz, so kann es zu einer sich ständig vergrößernden Resonanzschwingung kommen. Schwingungen des Schützes infolge schwankenden Wasserspiegels im Turm sind nicht zu erwarten. Wenn eine einmal angefachte Schwingung hydrodynamische Kräfte von der Frequenz der Eigenschwingung in entsprechender Phasenlage erzeugen kann (Kippschwingung), so besteht Gefahr. Die Ketten in sich können in Eigenfrequenz schwingen, die von der Zahl der Knoten abhängen. Diese Schwingungsart kann störend wirken, wenn sie ein Vielfaches der Eigenfrequenz des Systems beträgt. Eine Möglichkeit dieser Störung zu begegnen besteht darin, jeder Kette bei gleicher Dehnung eine andere Masse zu geben und damit ihre Frequenz zu ändern.

Bei Schnellschluß (vorgesehen $8 \text{ m}/\text{min}$) verbleiben die Sogkräfte in gleicher Stärke, allerdings werden die Zusatzkräfte durch die Größe der Bewegungsgeschwindigkeit beeinflusst (Abb. 15). Die Gefahr einer möglichen Schützschwingung wird herabgemindert.

Bei offener Leitung und für konstanten Abfluß von $170 \text{ m}^3/\text{s}$, $300 \text{ m}^3/\text{s}$ und $900 \text{ m}^3/\text{s}$ sind die Druckkräfte in Abb. 17 zusammengefaßt. Selbst im Katastrophenfall sind auf der Innenseite des Rohrkrümmers Unterdrücke nicht zu erwarten. Durch die Umlenkung der Stromfäden im Krümmer wird auf der Außenwand eine Ablenkungskraft (Abb. 18) hervorgerufen, die im Katastrophenfall 2411 t betragen kann. Bei plötzlichem Leitungsabschluß entsteht eine Druckwelle in der Leitung, deren Größe im wesentlichen von der Schließzeit und der Elastizität des Materials bedingt ist.

Bei offener Leitung und Schütz in Lauerstellung sinkt der Wasserspiegel im Turm bis zu $4,25 \text{ m}$ bei $900 \text{ m}^3/\text{s}$ Abfluß (Abb. 19). Bei plötzlichem Leitungsabschluß kann im ungünstigsten Fall bei $170 \text{ m}^3/\text{s}$ Abfluß und $0,73 \text{ m}$ Durchflußhöhe der Wasserspiegel im Turm um $3,90 \text{ m}$ über den Stauspiegel hinaus ausschlagen (Abb. 20). Motoren und wasserempfindliche Ausrüstungsteile sind daher mindestens $3,90 \text{ m}$ über dem geplanten Stauziel unterzubringen.

Die Untersuchungen für den Einlaßsturm der Big-Eildon-Sperre sind ein gutes Beispiel für die Mannigfaltigkeit der im Wasserbau vorliegenden Probleme, die den entwerfenden Ingenieur immer wieder vor neue Aufgaben stellen, für deren Durchführung oftmals ihm schon bewährte Vorbilder und ausreichende Erfahrungen nicht zu Gebote stehen. Die Modellversuche sind dann eine unentbehrliche Hilfe, die solche für die Bearbeitung des Entwurfes erforderlichen hydraulischen Belastungswerte liefern.

Die Bohrwagen der Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun.

Von Dipl.-Ing. Friedrich Meschan, Kaprun.

Allgemeines.

Der Stollen- und Tunnelbau der letzten Jahre bevorzugt in steigendem Maße den Vortrieb im vollen Profil auf Grund eingehender geologischer Untersuchungen, wobei das Streben nach raschem Vortrieb zur ausschließlichen Verwendung hochleistungsfähiger Maschinen führt. Nach dem einerseits durch das lange und andauernde händische Arbeiten mit Druckluft-Bohrhämmern an den Gelenken der Mineure Strukturänderungen auftreten und andererseits der Mensch eine nur verhältnismäßig geringe Anpreßkraft auf den Hammer auszuüben vermag, hat die Tunnelbautechnik Haltevorrichtungen für die Bohrhämmer entwickelt, die dem Stollenarbeiter die Arbeit des Andrückens des Bohrhammers abnehmen und ihn vor den dauernden Erschütterungen durch den Hammer bewahren. Die höchste Entwicklungsstufe dieser Haltevorrichtungen, die beim Vortrieb im vollen Profil das gleichzeitige Arbeiten mit vielen Hämmern gestatten, ist der Bohrwagen, dessen Form sich nach dem jeweiligen Tunnelprofil richtet. Der Bohrwagen befreit den Mineur von der anstrengenden Bohrhammerführung von Hand und begünstigt durch Erhöhung des Anpreßdruckes der Bohrschneiden wesentlich die Bohrbarkeit.

Anfangs 1949 erhielt die Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun von der Tauernkraftwerke A.G. den Auftrag auf den Ausbruch eines rd. 4 km langen Bauloses des Möllstollens (ϕ 3,40 m Ausbruch, ϕ 3,00 m licht, 11,6 km lang), der das Wasser vom Möllersprung (Speicher Margaritze am Ende des Pasterzengletschers am Großglockner) zum Speicher Mooserboden im Kapruner Tale leiten wird. Nachdem in der damaligen Zeit ein zweckentsprechender Bohrwagen nicht greifbar war, entschloß man sich, einen Bohrwagen selbst herzustellen.

Die Zentralwerkstätte war mit formgebenden und spanabhebenden Werkzeugmaschinen gut ausgestattet, besaß jedoch keine Gießerei, so daß bei der Herstellung des Bohrwagens auf Gußstücke verzichtet werden mußte und die entsprechenden Teile aus Stahl geschweißt wurden, was sich aber auch bestens bewährte.

Hartmetallschneiden.

Gleichzeitig mit der Entwicklung des Bohrwagens wurde die Umstellung auf Hartmetallschneiden vollzogen.

Bei Stahlschneiden ist der Verbrauch sehr groß. Bei 10 m² Ausbruch, 2 m Bohrlochtiefe und 2 m Bohrloch je m³ Ausbruch ergibt dies 40 Bohrlochmeter je Angriff. Der Schneidenwechsel im mittelharten Gestein muß bei 30 bis 50 cm Bohrlochtiefe vorgenommen werden, das bedeutet 80—130 Schneiden je Angriff. Bei 5—6 Angriffen beträgt der Tagesbedarf daher bis zu 700 Schneiden. Um diesen enormen Bedarf zu verringern, wurde die Umstellung auf Hartmetallschneiden durchgeführt.

Hartmetall ist eine Nichteisenlegierung. Die Ausgangsstoffe sind Kohlenstoff, Wolframoxyd und Kobalt, außerdem Titanoxyd. Die Hartmetalle werden weder gegossen, noch geschmiedet, sondern gemischt, zerkleinert, gepulvert, gepreßt und vorgesintert. Der Name dieses Arbeitsgebietes heißt daher Pulvermetallurgie, die Produkte Sintermetalle oder Karbide. Nach dem Vorsintern werden die Hartmetallplättchen zugeschnitten und in elektrischen Spezialöfen bei 1400—1700° C fertig gesintert.

Das Hartmetall ist härter als der härteste Stahl, auch bei einer Arbeitstemperatur von 900° C, die beim Gesteinsbohren mit Wasserspülung niemals auftritt. Die gewählte Härte der Hartmetallegerierung hängt von dem zu bohrenden Gestein ab und liegt zwischen 1000—1900 kg/mm² Vickershärte. Die Vickershärte von gehärtetem Schnelldrehstahl liegt im Vergleich dazu zwischen 900—1000 kg/mm².

Die Vorteile der Hartmetallschneiden sind trotz noch großer Kosten offensichtlich. Sie liegen im geringen Be-

darf an Bohrstahl und weniger Schmiedearbeit. Die Schneiden werden bis zum endgültigen Verschleiß des Hartmetalles nur geschliffen, wobei das Schleifen je nach Gesteinhärte von rd. 10 Bohrlochmetern aufwärts notwendig ist.

Das Schärfen der Bohrer kann ohne weiteres auch im Stollen in Brustnähe (Verminderung der Transportkosten) mit luftbetriebenen Schleifmaschinen auf der Karborundumscheibe erfolgen. Die Schleifscheibe besteht aus reinem Quarzsand von 90 % SiO₂ und reinem Kohlenstoff von möglichst geringem Aschengehalt. Während des Schleifens muß das Werkstück durch ein reines Kühlmittel gekühlt werden. Das Schleifen ist der wichtigste Vorgang zur Erhaltung guter Schneidefähigkeit.

Die Betriebserfahrung hat gezeigt, daß die aufschraubbaren Bohrkronen gegenüber dem eingelöteten Hartmetall in der Stange keinen Vorteil bringen. Die Kronenverluste bei aufschraubbaren oder aufsteckbaren Bohrkronen sind bedeutend größer als bei der zweiten Art.

Ein weiterer Vorteil der Anwendung von Hartmetall ist, daß bei mittleren Bohrlochtiefen (bis 2,5 m) eine Schneidenbreite genügt, also keine Stufung der Schneidenbreiten notwendig ist, weil sich die Schneide nicht so schnell abnutzt. Das erlaubt im Mittel kleinere Bohrlochdurchmesser und der zeitraubende Bohrerwechsel entfällt, auch werden weniger Bohrer gebraucht.

Das Einlöten der Hartmetallplättchen (Disken) in das Schneidenbett muß auf das genaueste durchgeführt werden. Als Lötmittel dient Elektrolytkupfer oder Messing.

Um bei schweren Hämmern den Bohrlochdurchmesser klein zu halten, wird die Doppelmeißelschneide oder die Kreuzmeißelschneide verwendet, wobei die Doppelmeißelschneide bei vielen Versuchen im Möllstollen die meisten Bohrmeter je Minute erzielte, jedoch nur für Bohrlochdurchmesser von 40 mm aufwärts verwendbar ist (Abb. 1 u. 2). Die Schneide ist bogenförmig mit einem Radius von 120 mm, der Schneidenwinkel soll 100—105° betragen. Der Bohrstahl besitzt in seiner Längsachse ein Loch für die Durchführung des Spülwassers. Seitlich hat die Bohrkronen

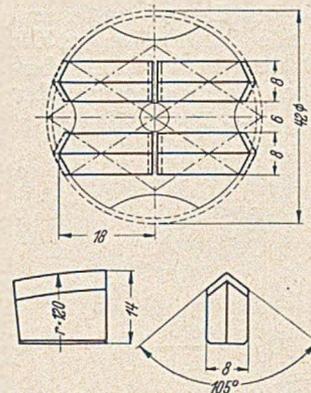


Abb. 1. Hartmetalleinsätze für Doppelmeißelschneiden ϕ 40 und ϕ 42.

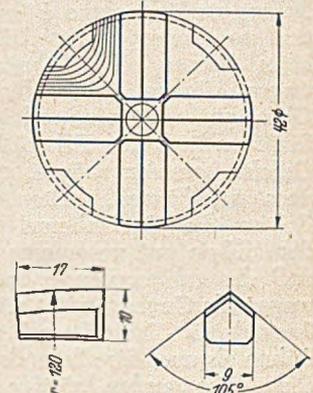


Abb. 2. Hartmetalleinsätze für Kreuzmeißelschneiden ϕ 40 und ϕ 42.

Ausnehmungen, die das Abführen des Spülwassers und des Bohrkleins ermöglichen.

Die Hartmetalldisken wurden vom Metallwerk Plansee in Reutte in Tirol bezogen und in den Werkstätten der Arge in die entsprechend vorgerichteten (gestauchten, gedrehten, gefrästen) Bohrstähe eingelötet (Abb. 3 u. 4).

Möllstollenbohrwagen Nr. 1. (Abb. 5.)

Der erste Möllstollenbohrwagen besteht aus zwei Unterwagen als Drehschemel, welche eine sehr kräftig ausgeführte Bühne tragen, die an ihrem vorderen Ende zum

Halten des Säulengerüsts ausgebildet ist, auf dem die Bohrhämmervorschübe mit den Bohrhämmern sitzen.

Die beiden Unterwagen sind normale Plattenwagen mit 600 mm Spurweite, wie sie im Stollenbau allgemein Verwendung finden. Der schwerere Wagen wurde wegen der

Diese beiden Bühnenlängsträger sind durch drei gleich hohe Querträger miteinander starr verbunden. Die beiden Querträger über den Drehschemeln bestehen aus Doppel- Γ 22, welche mit 50 mm starken Platten so gefuttert sind, daß sie dem Drehbolzen eine sichere Führung geben. Die

Flanschen des Querträgers sind ausgeklinkt, der Querträgersteg stößt stumpf (Stegblech einpassen) an das Stegblech der Bühnenlängsträger, und durchlaufende Schweißnähte sorgen für eine möglichst steife Verbindung. In derselben Art ist der mittlere Querträger angeschlossen, der aus I 22 besteht. Alle drei Querträger haben dann noch starke Eckaussteifungen an den Flanschen gegen die Bühnenhauptträger, damit die Bühne möglichst starr und verwindungssteif wird. Ungefähr in der Mitte der Bühne, zwischen den beiden Drehschemeln, ist ein starker Gegengewichtsbehälter angebracht, der mit Eisenschrott gefüllt wird.

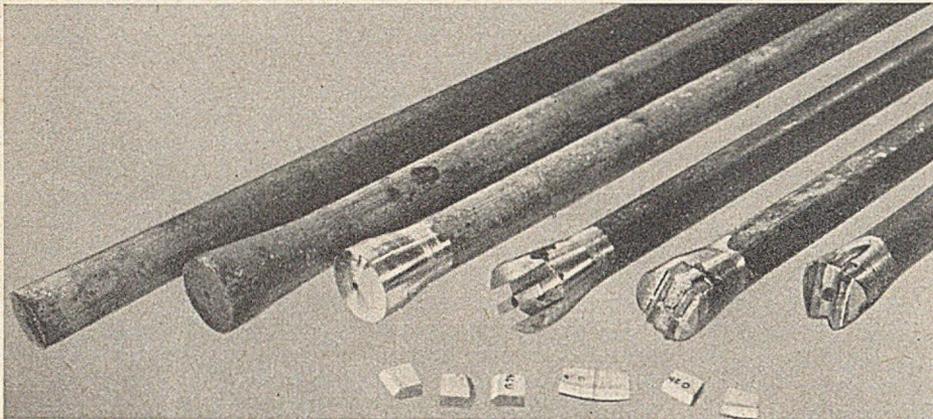


Abb. 3. Der Werdegang einer Doppelmeißelschneide. Bohrstahl, Bohrstahl gestaut, abgedreht, Schneidenbett gefräst, Disken eingelötet, fertig abgeschliffen. Vorne Hartmetallplatten.

größeren Auflast nach vorn genommen und ist ungefedert, der leichtere Wagen wurde hinten eingebaut und war zufällig gefedert. Die Plattform des vorderen Wagens besteht aus Γ 20, welche sich auf Gleitlager abstützen, die zwischen den Rädern angeordnet sind, während die Plattform des hinteren Wagens aus Γ 16 besteht, welche über Federn auf Stirnlager außerhalb der Räder abgestützt sind. Auf die Plattformen der Unterwagen sind in der Mitte Drehscheiben mit einer Bohrung für die Verbindungsbolzen, am Plattformrand Viertel von Drehringen als Reibscheiben aufgeschweißt. Die beiden Unterwagen wirken als Drehgestelle beim Befahren von Weichen und Gleiskrümmungen und sind mit der Bühne durch je einen starken Bolzen von 50 mm Durchmesser verbunden, der oben einen zylindrischen Kopf und unten eine Mutter mit Splintsicherung trägt (Abb. 6). Diese Mutter stützt sich gegen eine kräftige, an den unteren Flanschen der Drehschemelträger festgeschweißte Platte. Die Bolzen verbinden die Bühne mit den Drehschemeln und sind so dimensioniert, daß sie alle Schubkräfte, welche beim Fahren oder Bohren auftreten, einwandfrei übertragen können. Falls der Wagen durch eine schlechte Gleislage oder ein auf den Schienen liegendes Felsstück in Gefahr kommen würde, nach vorn zu kippen, halten die Bolzen die Drehschemel mit der Bühne gut zusammen, so daß der entsprechende Unterwagen als Gegengewicht wirkt. Sowohl für Drehschemel und Bühne als auch für alle anderen Einzelteile wurden kräftige Abmessungen gewählt, um dem ganzen Bohrwagen ein möglichst großes Eigengewicht zu geben und ihn dadurch unempfindlich gegen Erschütterungen beim Bohren zu machen.

Die Bühne besteht aus zwei Doppel Γ 22 von rd. 6 m Länge, welche untereinander durch eingeschweißte Futterbleche von 24 mm Stärke starr verbunden sind. Über den Drehschemeln haben diese Futterbleche eine Länge von 500 mm, während sie sonst nur 100 mm lang sind.

Innerhalb der Bühnenlängsträger befindet sich der Windkessel für Preßluft, bestehend aus zwei langen Rohren von 150 mm Durchmesser. Am vorderen Ende trägt der Windkessel 7 Anschlüsse für die 7 Bohrhämmer, am hinteren Ende ist der Anschluß für die Preßluftzuleitung, welche durch einen langen Schlauch erfolgt, der beim Wegfahren des Bohrwagens auf eine Schlauch-

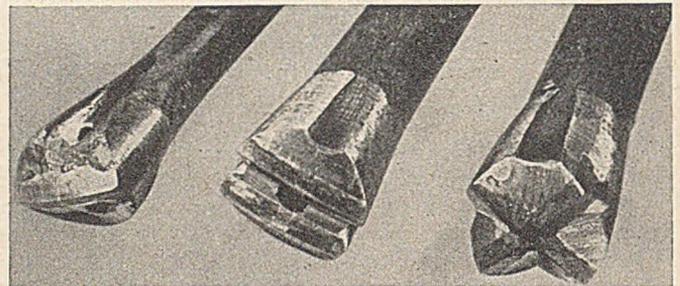


Abb. 4. Einfache Meißelschneide, Doppelmeißelschneide und Kreuzmeißelschneide.

trommel, welche auf einen eigenen Wagen montiert ist, aufgerollt wird. Durch den Einsatz des Schlauchwagens erspart man das Heranführen der stählernen Preßluftzuleitung bis dicht vor die Brust. Diese Leitung müßte vor dem Abschlag wieder abgebaut werden.

Der Windkessel durchfährt die Querträgerstege mit ziemlich großen Öffnungen. Damit die Querträger an dieser schwachen Stelle nicht aufreißen, erhalten sie eine

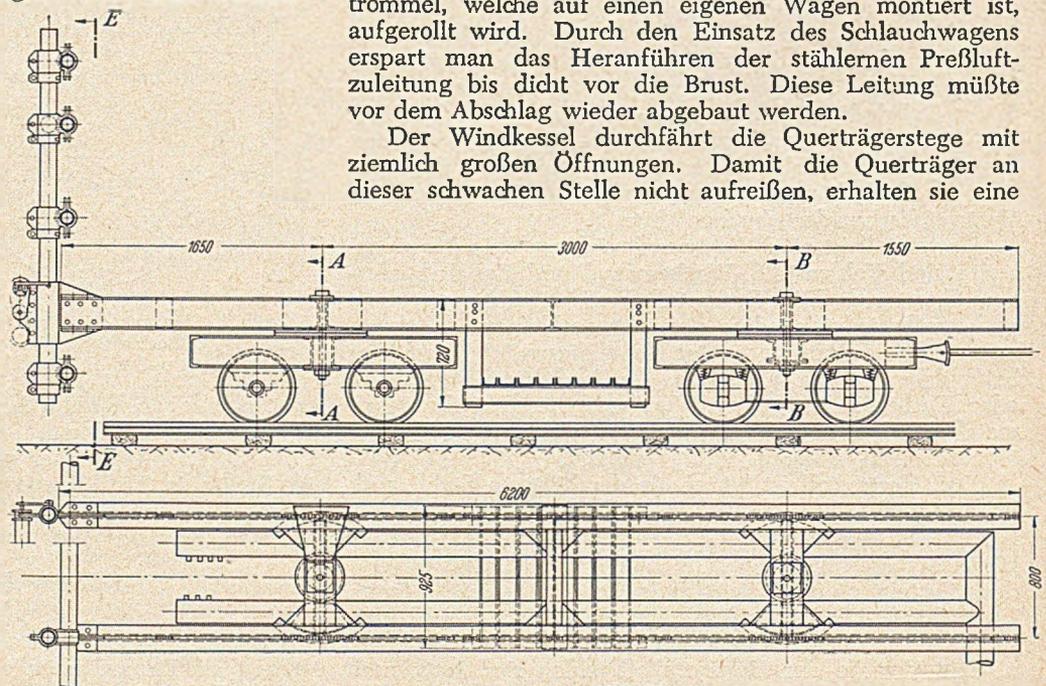


Abb. 5. Bohrwagen für den Möllstollen.

Stegverstärkung durch beiderseitige Flanschringe und oben und unten Gurtplatten von 20 mm Stärke. Außerhalb der Bühnenlängsträger sind im Schutze der Flanschen 2 2'' Wasserleitungsrohre angebracht, welche das Spülwasser zu den Bohrern leiten. Auch an diesen Rohren sind am vorderen Bühnenende 7 Zapfstellen vorgesehen. Die Bühne selbst ist mit Riffelblech abgedeckt. Auf der abgedeckten

von oben und unten auf die Flanschen des Bühnenträgers übergreifen. Sowohl der Steg des Bühnenträgers als auch seine Flanschen können dadurch mit der Säulenklemme verschraubt werden und geben eine starre, biegungssteife Verbindung.

Auf dem vorderen Ende der Säulenklemme sitzt ein einfaches Zapfenlager für den Einbruchhammerträger, der

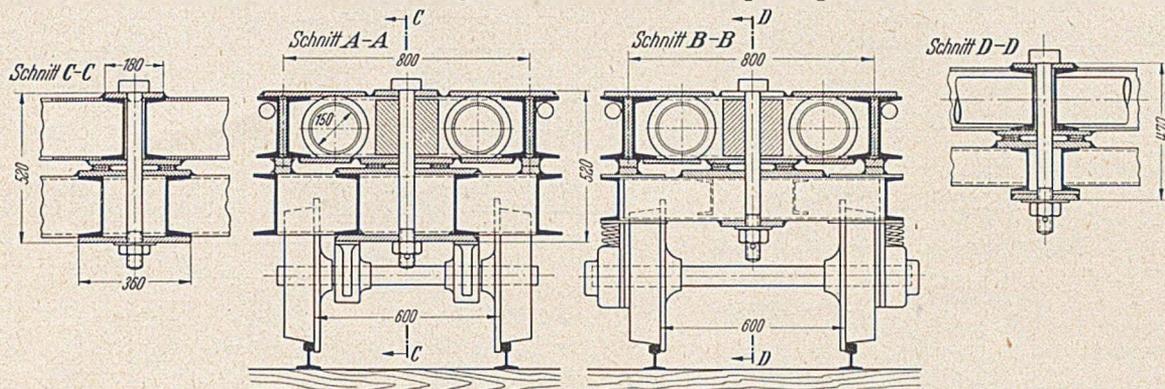


Abb. 6. Bohrwagen für den Möllstollen.

Bühne sind die Bohrerträger montiert, welche die Ersatzbohrstangen tragen.

Das Gerüst, welches die Bohrhämmervorschübe mit den Bohrhämmern zu tragen hat, besteht aus 7 waagrechten Armen, welche an 2 lotrecht stehenden Säulen durch Kreuzschellen festgeklemmt sind (Abb. 7). Nachdem man

in seiner oberen und unteren Arbeitsstellung durch je eine Sperrklinke festgehalten wird und sich dabei an eine Ausrundung der Säulenklemme anlehnt.

Der Bewegungsradius für den Einbruchhammerträger ist 150 mm, so daß bei dieser Anordnung bei paralleler Hammerführung zwischen der oberen und unteren Stellung des Einbruchhammers 300 mm Distanz entstehen.

Die 6 waagrechten Querträger, welche die Bohrhämmervorschübe tragen, sind mit den Hauptsäulen durch die Kreuzschellen verbunden (Abb. 9). Um ein betriebstörendes Schwingen der Hauptsäulen am oberen Ende zu vermeiden, wurde ein Rohr zwischen den Hauptsäulen als Querriegel angebracht. Die starre Verbindung zwischen Säulenrohr und Riegelrohr erfolgte ebenfalls durch Kreuzschellen.

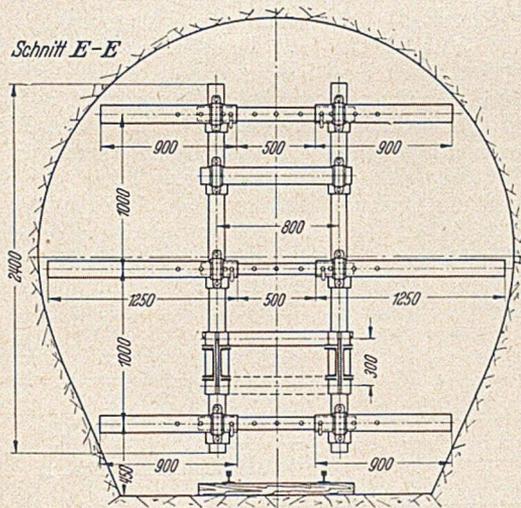


Abb. 7. Bohrwagen für den Möllstollen.

der Festhaltekraft der Kreuzschellen nicht ganz traute, wurden noch Teleskoprohre in die Querträgerrohre eingeschoben und mit Durchsteckbolzen gehalten, um ein Verdrehen der Querträger zu verhindern. Nach einigen Betriebswochen wurden die Teleskoprohre weggelassen, die Kreuzschellen nahmen das Drehmoment vom Hammerdruck ohne weiteres auf. Die lotrechten Säulen und auch die Querträger sind abgedrehte Stahlrohre von 110 mm Außendurchmesser und rd. 15 mm Wandstärke. Die Hauptsäulen sind mit der Bühne durch die Säulenklemme fest verbunden (Abb. 8), welche aus 2 Stahlplatten von je 12 mm Stärke besteht. In jede Stahlplatte ist eine halbrunde Rinne derart geschmiedet, daß beide Platten zusammen die senkrechte Säule des Bohrgestübes auf eine Länge von 400 mm umfassen und durch das Anziehen der 5 Klemmschrauben (\varnothing 24 mm) die Säule festgeklemmt wird. Um diese Klemmwirkung einwandfrei zu erreichen, haben die Platten vorn 4 mm Luft, während sie hinten dicht aufeinander liegen. Um eine starre Verbindung mit dem Bühnenträger herzustellen, wurden auf die Platten der Säulenklemme waagrechte Bleche aufgeschweißt, welche

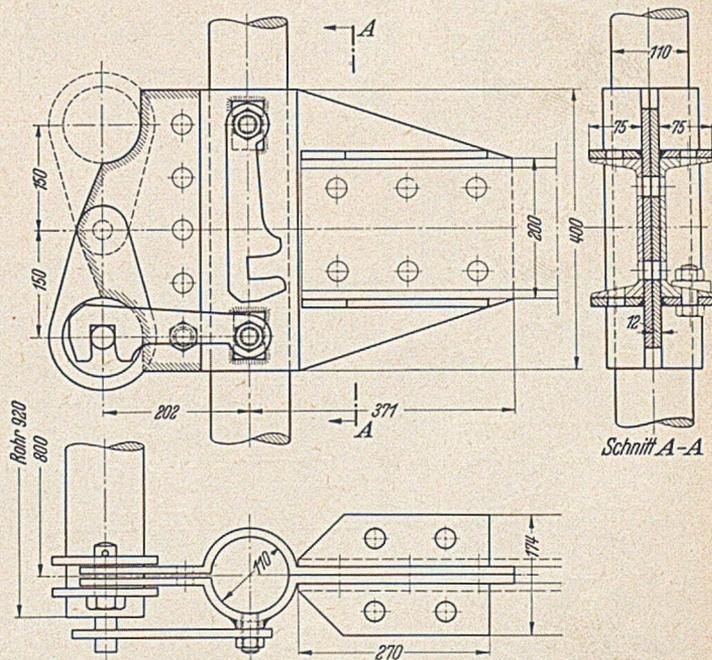


Abb. 8. Säulenklemme mit Kippvorrichtung für den Einbruchhammer.

Die Kreuzschelle besteht aus einer einteiligen geschmiedeten Klemmhülse für die Säule und läßt sich mit einer Sechskantschraube festziehen. Auf der Klemmhülse ist das Bodenstück der zweiteiligen Querträgerschelle festgeschweißt. Die Querträgerschelle kann durch 2 Schrauben festgezogen werden. Die Verbindungen halten durch Reibung die Rohre fest und durch Lösen der einzelnen Schrau-

ben kann entweder der Querträger in seiner Längsachse oder an der senkrechten Säule auf und ab verschoben werden. Die Kreuzschelle zeigt typisch den Ersatz eines Gußstückes durch eine Schweißkonstruktion. Nachdem es beabsichtigt war, im Betrieb die Querarme in ihrer Höhen-

Querträgerende, so daß der Hammer einmal 300 mm über dem Querträger arbeiten kann, wobei aber die erstgenannten 2 Drehbewegungen in gewissen, durch die Schlauchzuführung gegebenen Grenzen bleiben müssen.

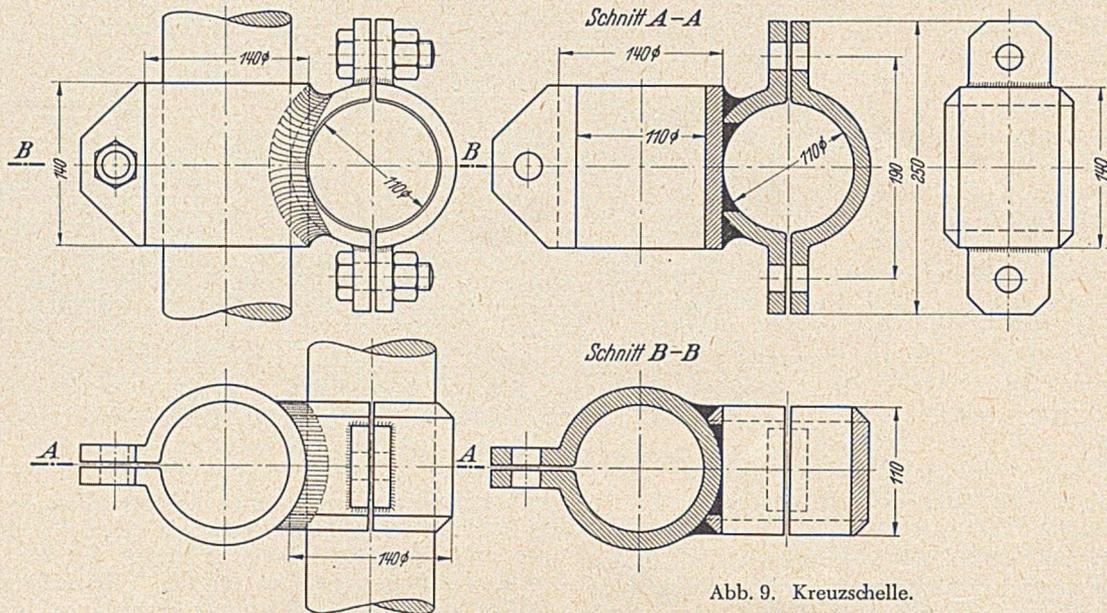


Abb. 9. Kreuzschelle.

stellung unverändert zu lassen, wurde zur Unterstützung der Kreuzschelle unter dieser noch eine schmale Klemmschelle angeordnet.

Die Hammerträgerschelle (Abb. 10) hat zur Aufgabe, den Bohrhammervorschub mit dem Querträger zu verbinden und ersteren dabei eine große Bewegungsmöglichkeit

Um alle diese Bedingungen zu erfüllen, wurde die Hammerträgerschelle folgendermaßen konstruiert: Die Bewegung beziehungsweise das Feststellen auf dem Querträger erfolgt durch eine Klemmschelle, welche seitlich in der Richtung der Querträgerachse 2 Ohren trägt, auf denen der Kippbügel gelenkig aufgeschraubt ist. Die Klemmschelle kann durch eine Feststellschraube angezogen werden und ermöglicht die Verschiebung längs des Querträgers und die Drehung um die Querträgerachse.

Der Kippbügel liegt mit seiner unteren Fläche glatt an dem Querträgerrohr an und ist durch die beiden Gelenkbolzen und dieser Auflagerfläche in jeder Stellung der

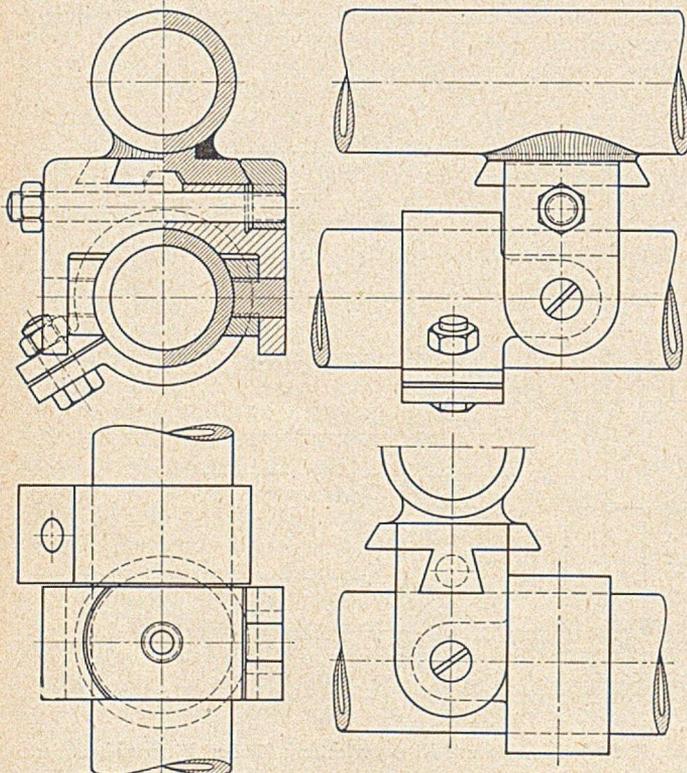


Abb. 10. Hammerträgerschelle.

zu geben. Als Bewegungen sind vorgesehen das Drehen des Vorschubs in einer Ebene senkrecht zum Querträger (Vertikalkreis), das Drehen des Vorschubs in einer Ebene senkrecht zu seiner Befestigungsachse (Horizontalkreis) und außerdem das Kippen des Bohrhammers um das äußere

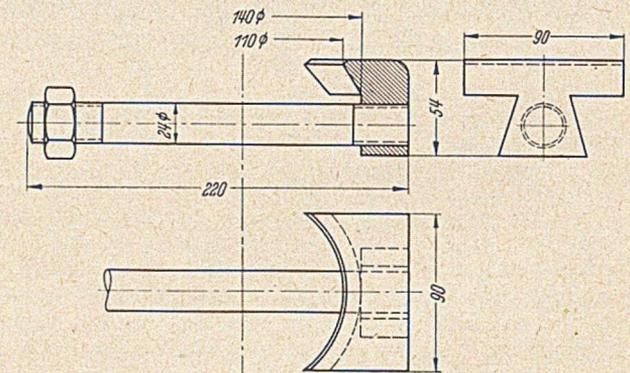


Abb. 11. Tellerklemmschraube.

Klemmschelle unverrückbar festgehalten. Schiebt man nun die Klemmschelle mit dem Kippbügel an das Ende des Querträgers, so kann der Bügel über das Rohrende hinuntergeklappt werden, der Bohrhammervorschub hängt dann nach unten und der Bohrhammer hängt unterhalb des Vorschubes in der neuen Arbeitsstellung. Schiebt man in dieser Stellung die Klemmschelle wieder weiter auf den Querträger zurück, liegt die glatte Fläche des Kippbügels wieder an dem Querrohr an und damit ist die Bügellage wieder fixiert.

Der Kippbügel enthält das Bett für den Drehteller, der durch die Tellerklemmschraube festgeklemmt werden kann (Abb. 11) und die horizontale Drehbewegung des Bohrhammervorschubes ermöglicht.

Der Drehteller wurde ursprünglich auf den Vorschub aufgeschweißt, das führte aber zum Verziehen des Rohres. Darum wurde auch der Drehteller mit einer Klemmvorrichtung versehen, die das Festklemmen des Vorschubes gestattet und so noch einmal ein Verschieben desselben in der Bohrerachse ermöglicht (Abb. 12). Dadurch können

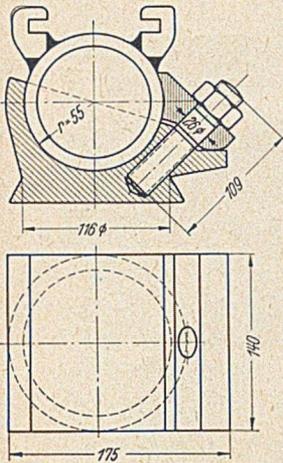


Abb. 12. Drehteller mit Vorschubklemme.

Löcher gebohrt werden, deren Länge aus der Bohrerlänge plus der Vorschublänge besteht, ohne daß ein Bohrerwechsel nötig ist.

Der Bohrhammervorschub wurde nach dem Prinzip der Preßluftbohrstützen ausgebildet und besteht aus einem Außenrohr von 110 mm Durchmesser, auf das oben die Hammerbahn aufgeschweißt ist und welches in den Drehteller mit der Feststellklemme eingeklemmt wird (Abb. 13). Im Inneren des Rohres ist ein Kolben, der auf das Vorschubrohr wirkt. Am vorderen Ende, nach dem Austritt aus der Stopfbüchse, trägt das Vorschubrohr einen Bohrerträger, welcher den Bohr Stahl unterstützt. An den Bohrerträger angeschraubt ist die Vorholstange, die zwischen den Hammerbahnen nach rückwärts verläuft und mit dem vorderen und hinteren Mitnehmer den Bohrhammer faßt.

Am hinteren Ende des Bohrhammervorschubs befindet sich die pneumatische Steuerung, welche mittels eines Hebels sowohl das Verschieben des in Gang gesetzten Bohr-

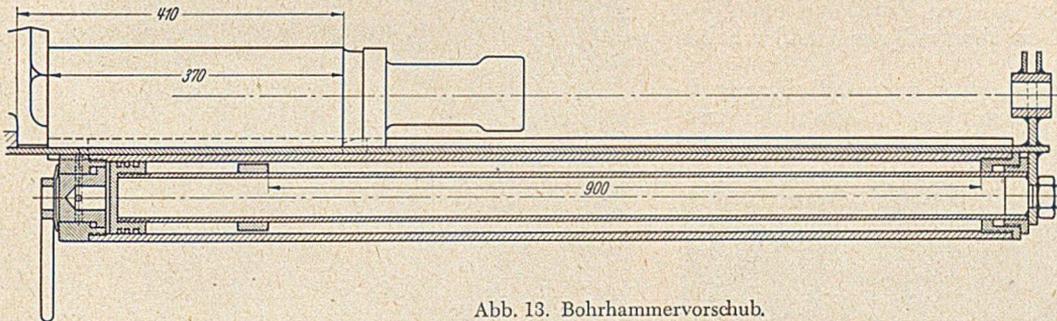


Abb. 13. Bohrhammervorschub.

einen Einbruchhammer am mittleren unteren Querträger, das ergibt 21 Zuführungsschläuche.

Um ein bequemes Arbeiten mit den oberen und mittleren Hämmern zu ermöglichen, wurden an den Bühnenträgern seitlich vorn noch kleine, aufklappbare Bühnen angebracht, die im heruntergeklappten Zustand der oberen Mannschaft einen guten Standplatz geben.

Nach dem Abbohren der Brust werden die Bohrstäbe aus den Hämmern entfernt, auf die Bohrerträger auf der Bühne gelegt und der Bohrwagen auf das kleinste Lichtraumprofil durch Verdrehen der Vorschübe und der Querträger in Fahrtrichtung zusammengeklappt. In diesem Zustand ist der Wagen fahrbereit und hat eine Breite von 1200 mm und 2700 mm Höhe, so daß er bequem in der Ausweiche stehen kann und das Vorbeifahren des Stollenladers und Schutterzuges nicht behindert (Abb. 14).

Bohrpläne.

Bei der Konstruktion eines Bohrwagens ist es unerlässlich, sich Gedanken über den Bohrlochplan zu machen. Bei einer Neukonstruktion muß eine Anzahl von Bohrmöglichkeiten durchprobiert werden, um durch Versuche auf das günstigste Bohrlochschema zu kommen, das einerseits einen wirtschaftlichen Munitionsverbrauch ergibt, sich mit dem Bohrwagen leicht bohren läßt und andererseits den Ausbruch des gewünschten Stollen- oder Tunnelprofils einwandfrei erwirkt.

Abb. 20 zeigt die Stollenbrust mit dem Bohrwagen, den Hammerstellungen und dem Bohrlochschema Nr. 1. Die kreisförmigen Punkte sind die Bohrlochanfänge, die Kreuze die Bohrlochenden. Die Bohrlöcher bzw. die

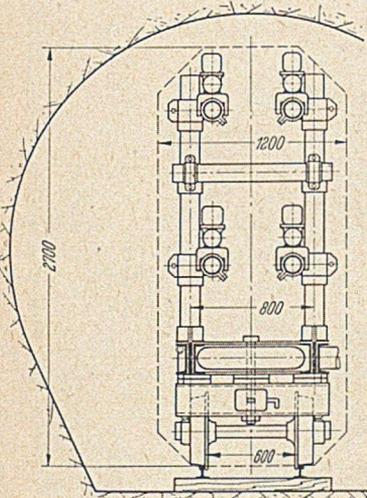


Abb. 14. Lichtraumprofil.

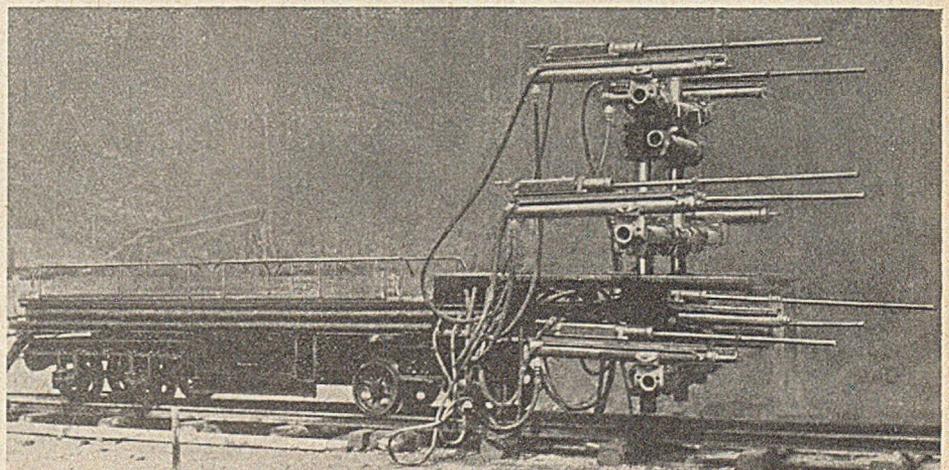


Abb. 15. Möllstollenbohrwagen Nr. 1 bohrbereit auf dem Probestand.

hammers als auch das Zurückziehen desselben erlaubt. Zu jeder Bohrhammereinheit gehen 3 Zuführungsschläuche, und zwar 1 Luftschlauch zum Vorschub und 1 Luft- und 1 Wasserschlauch zum Hammer. Der Bohrwagen Nr. 1 trägt 7 Hämmer, 6 Stück an den äußeren Querträgern und

Hammerstellungen wurden aus dem Grundriß und Seitenriß für eine Abschlagtiefe von 2 m konstruiert, bei einer kleinen Änderung der Abschlagtiefe wird sich das Bild des Bohrlochplanes nicht ändern, da in dieser Ansicht die Bohrlöcher alle stark verkürzt erscheinen.

Der Ausbruchquerschnitt beträgt rd. 10 m², auf 1 m² werden erfahrungsgemäß 3—4 Löcher angeordnet, das ergibt 30—40 Löcher je Angriff. Bei 2 m Abschlagtiefe sind daher 60—80 m Bohrloch zu bohren.

Beim Bohrlochschemata Nr. 1 wurden 36 Löcher für 7 Hämmer angeordnet. Die Bohrlochenden wurden so

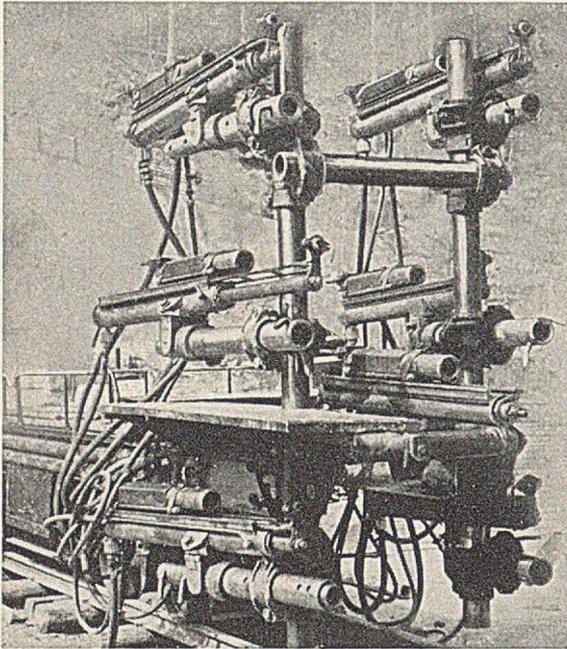


Abb. 16. Möllstollenbohrwagen Nr. 1 zusammengeklappt und abfahrbereit auf dem Probestand.

aufgeteilt, daß sie an der äußeren Profilbegrenzung bei den Kranzschüssen rd. 60 cm Abstand voneinander haben (Reihe d).

Die beiden Helferreihen c und b liegen mit ihren Lochenden auf ähnlichen Figuren, wie sie die Ausbruchbegrenzung darstellt. Am Fuße der Reihe b sitzt der Brenner-

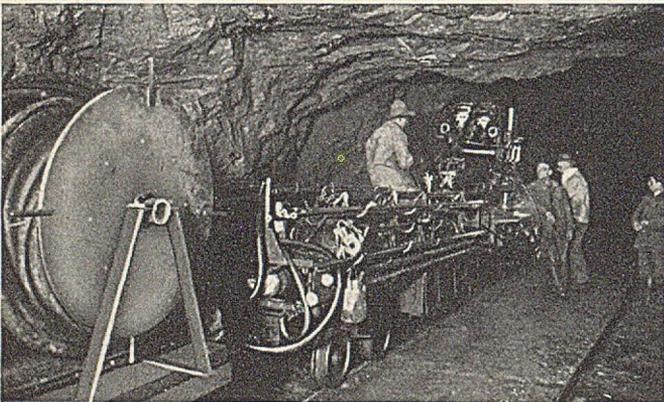


Abb. 17. Möllstollenbohrwagen Nr. 1 in der Ausweiche, zusammengeklappt, links der Schlauchwagen.

einbruch, der mit a bezeichnet ist. Die obersten Maschinen haben je 4 Löcher zu bohren, die mittleren Maschinen je 6 Löcher und die beiden untersten wieder je 4 Löcher, während dem Einbruchhammer 8 Löcher zugewiesen sind. Die Aufteilung der Löcher auf die Bohrmaschinen hat so zu erfolgen, daß die oberste und unterste Maschine, welche am schwierigsten zu bedienen ist, weniger Löcher zum Bohren erhalten soll als die mittlere Maschine, welche am leichtesten zu bedienen ist. Für den Einbruchhammer sind 8 Löcher ziemlich viel, eventuell kann man den Einbruch auf 6 Löcher erniedrigen oder eine zweite Einbruchmaschine ansetzen.

Jede Bohrmaschine soll so viel Löcher zugewiesen bekommen, daß alle Maschinen trotz verschiedenen Bedie-

nungsschwierigkeiten mit ihrem Arbeitspensum gleichzeitig fertig werden und nicht eine Maschine auf die andere warten muß.

Im Zuge der fortschreitenden Mechanisierung der Schutterarbeit im Stollenvortrieb gewinnt das Problem, größere Abschläge als bisher zu erreichen, erhöhte Bedeutung. Dieses Problem hoffte man im Möllstollen mit Hilfe

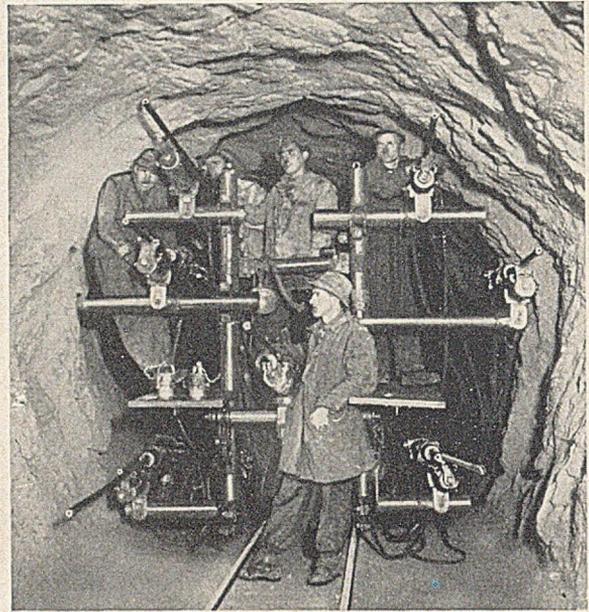


Abb. 18. Möllstollenbohrwagen mit Bedienungsmannschaft.

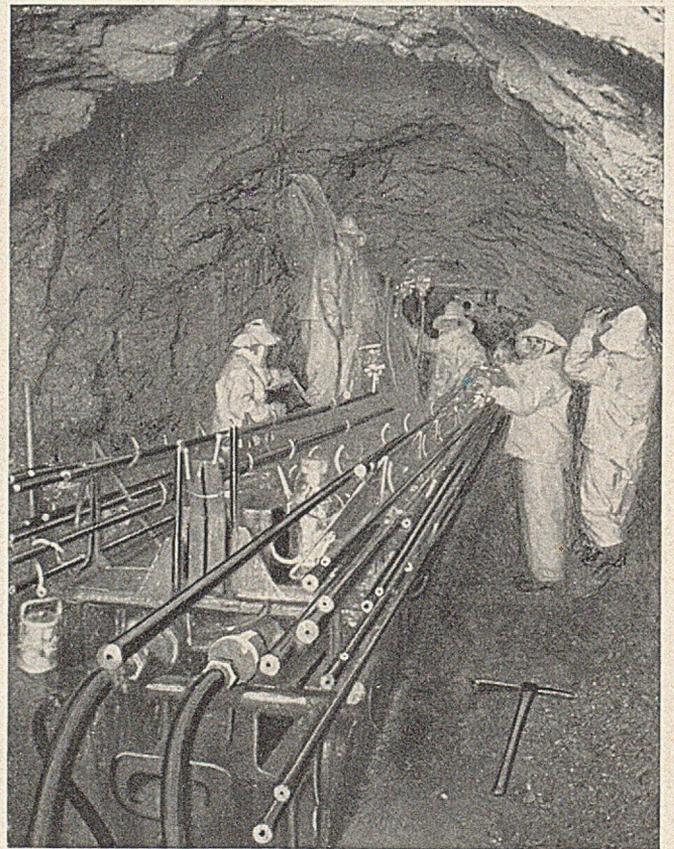


Abb. 19. Der Bohrwagen vor Ort im Einsatz. Starke Quellen an der linken Ulme erschweren die Arbeit.

des Brenneinbruches zu lösen, der im Bergbau unter der Bezeichnung Parallel- oder Kanoneneinbruch bekannt ist. Im amerikanischen Tunnelbau hat der Brenner als „burncat“ weite Verbreitung gefunden, französisch wird diese Art des Einbruchs „Tir-du bouchon“ genannt. Beim

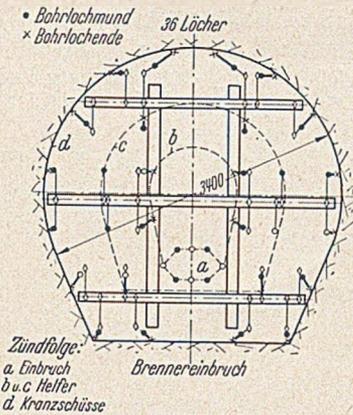


Abb. 20. Bohrlochschema Nr. 1. Brenner-einbruch. Zündfolge: a Einbruch, b und c Helfer, d Kranzschüsse.

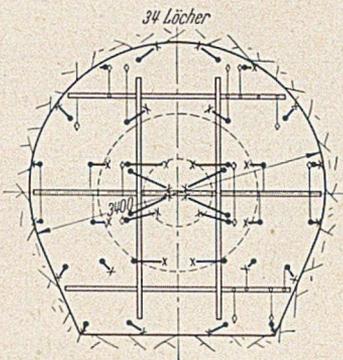


Abb. 21. Bohrlochschema Nr. 2.

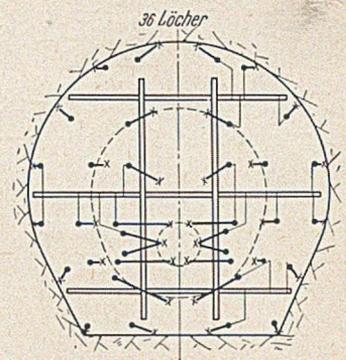


Abb. 22. Bohrlochschema Nr. 3.

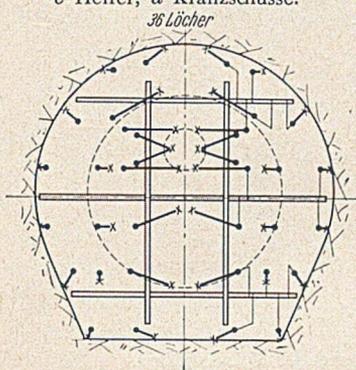


Abb. 23. Bohrlochschema Nr. 4.

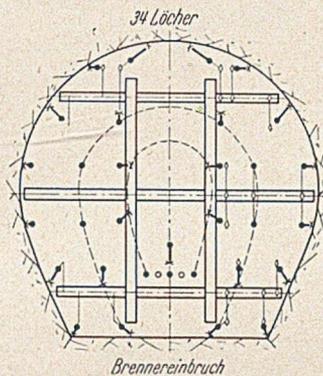


Abb. 24. Bohrlochschema Nr. 5.

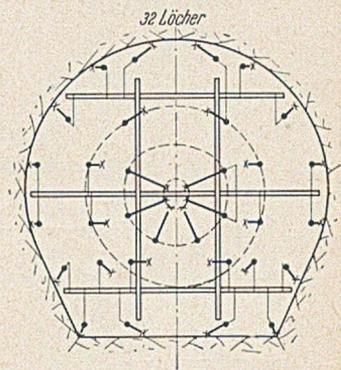


Abb. 25. Bohrlochschema Nr. 6.

Brenner-einbruch wird durch die nicht geladenen Löcher ein Hohlraum im Gebirge geschaffen mit dem Zweck, einerseits eine freie Vorgabe zu schaffen und andererseits eine Entspannung des Gebirges zu bewirken. Die Bohrlöcher sind parallel zur Stollenachse und stehen dicht beieinander, die günstigste Lochentfernung beträgt 10—15 cm. Die Anordnung der Einbruchlöcher in waagrecht, senkrechter, Kreuz-, Viereck- oder Sechseckform ist ohne weiteres möglich. Grundbedingung für den Erfolg ist das genaue Parallelbohren. Die Durchmesser der leeren Löcher brauchen nicht größer zu sein als die Durchmesser der geladenen Löcher.

Der Einbruch mittels Parallelbohrverfahren ersetzt den klassischen pyramidenförmigen wie auch fächerförmigen Einbruch, welche beide stark vom Querschnitt des Tunnels abhängen. Bei den klassischen Einbrucharten beträgt die Tiefe der Abschüsse etwa 60—80 % der kleineren Stollenabmessung, während beim Brenner-einbruch eine Tiefe von 100—150 % der kleineren Stollenabmessung möglich ist. Bei einem Stollen von 2 m Breite und größerer Höhe wäre demnach mit dem Pyramideneinbruch eine Abschlaglänge von 1,20—1,60 m zu erzielen, während mit dem Brenner-einbruch die Abschlaglänge 2—3 m betragen würde.

Beim Bohrlochschema Nr. 1 hat der Brenner-einbruch eine längliche sechseckige Form und besteht aus 8 Löchern, von denen 4 ungeladen bleiben, und zwar derart, daß jeweils ein geladenes mit einem ungeladenen Bohrloch abwechselte.

Abb. 21 zeigt das Bohrlochschema Nr. 2, für dessen Durchführung der Einbruchhammer ganz weggelassen wurde. Der Einbruch, der als Pyramideneinbruch mit 4 nahesitzenden Helfern ausgebildet ist, wird von den mittleren beiden Maschinen gebohrt, welche jede 8 Bohrlöcher zugewiesen erhält. Von den beiden obersten Maschinen bohrt jede 4 Löcher, während die beiden unteren Maschinen je 5 Löcher zu bohren haben. Die gesamte Zahl beträgt daher 34 Löcher für 6 Hämmer. Der Einbruch sitzt in Stollenmitte und die Helfer- und Kranz-

schüsse sind in konzentrischen Kreisen um den Einbruch angeordnet.

Das Bohrlochschema Nr. 3 (Abb. 22) zeigt einen im unteren Stollendrittel angeordneten Pyramideneinbruch mit 4 entstehenden Helferschüssen, wobei die zweite Reihe Helfer- und die Kranzschüsse hufeisenförmig um den Ein-

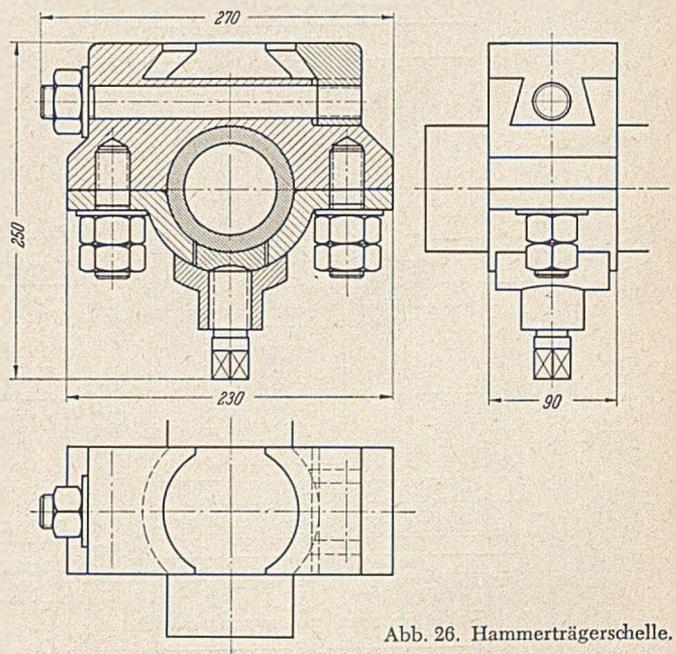


Abb. 26. Hammerträgerschelle.

bruch angeordnet sind. Auch bei diesem Bohrplan tritt der Einbruchhammer nicht in Tätigkeit, der obere Bohrer bekommt 4 Löcher, der mittlere 7 und der untere ebenfalls 7 Löcher zum Abbohren, was für den unteren Hammer eine sehr große Belastung bedeutet. Die Gesamtzahl beträgt 36 Löcher für 6 Hämmer.

Das Bohrlochschema Nr. 4 (Abb. 23) ist das Gegenstück zu Nr. 3. Der Einbruch ist im oberen Drittel des Stollens angeordnet, dadurch steigt die Zahl der Bohrlöcher für den obersten Hammer auf 6, der mittlere Hammer hat wie vorhin 7 Löcher und der unterste durch diese Anordnung nunmehr 5 Löcher zum Abbohren. Die gesamte Bohrlochzahl ist ebenfalls 36 Stück für 6 Hämmer.

Das Bohrlochschema Nr. 5 (Abb. 24) teilt die Schüsse entsprechend der Lage der Kranzschüsse in 3 hufeisen-

bruchhammer gebohrt. Bohrtechnisch ist dieser Plan recht günstig, der oberste und unterste Hammer bekommen je 4 Löcher, der mittlere 6 und der Einbruchhammer 7 Löcher zum Bohren. Die gesamte Lochzahl ist 34 Stück für 7 Hämmer.

Das Bohrlochschema Nr. 6 (Abb. 25) enthält 32 Löcher für 7 Hämmer, wobei in der Mitte des Stollens ein kegelförmiger Einbruch gebohrt wird, der von einem konzentrischen Kreis von Helferschüssen umgeben ist.

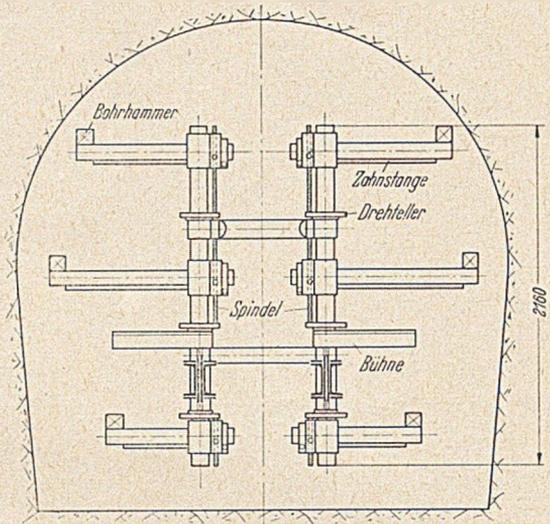
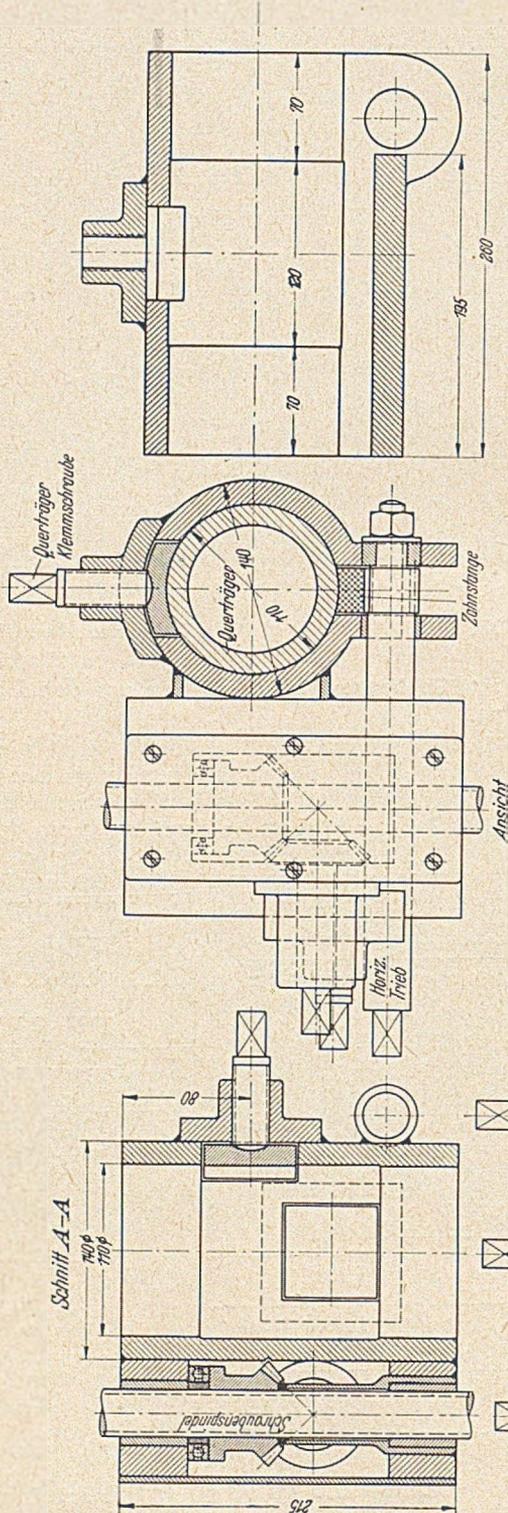


Abb. 28. Festlegung der Spindelhöhen.

Bohrtechnisch ist die Durchführung so, daß der oberste Hammer 4 Löcher bohrt, dann die Mannschaft herunter zum Einbruchhammer steigt und mit dem noch das Loch Nr. 11 bohrt.

In dieser Zeit haben der mittlere Hammer 6 Löcher und der unterste 5 Löcher zu bohren. Dieses Bohrlochschema weist die geringste Lochanzahl auf.

Umbauten des ersten Möllstollenbohrwagens.

Bald nach Einsatz des ersten Bohrwagens im Möllstollen zeigten sich verschiedene Mängel, welche Anlaß gaben, Verbesserungen und Umkonstruktionen durchzu-

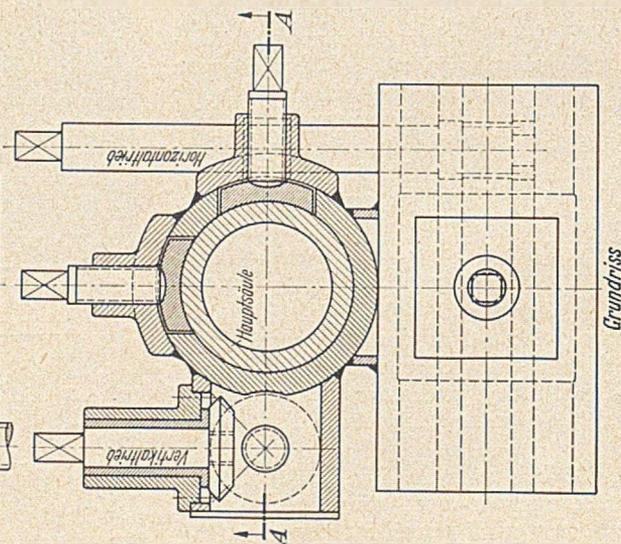


Abb. 27. Kreuzschelle.

förmige Ringe ein, wobei am untersten Ende des innersten Hufeisens ein Brenneinbruch mit dem siebenten Hammer gebohrt wird. Dieser Brenner besteht aus 5 Löchern, welche in einer Horizontalen mit 120 mm Abstand liegen, wobei 2 Löcher ungeladen bleiben. Über dem mittelsten Loch wird schräg von oben ein Helferschuß mit dem Ein-

führen, um der Bedienungsmannschaft das Arbeiten mit dem Gerät zu erleichtern und wirtschaftlicher zu gestalten.

Als erste große Schwierigkeit zeigte es sich, daß es fast nicht möglich war, durch zwei Mineure die heruntergekippte Hammerbohrmaschine samt Vorschub und den Zuführungsschläuchen nach dem Abbohren der Löcher

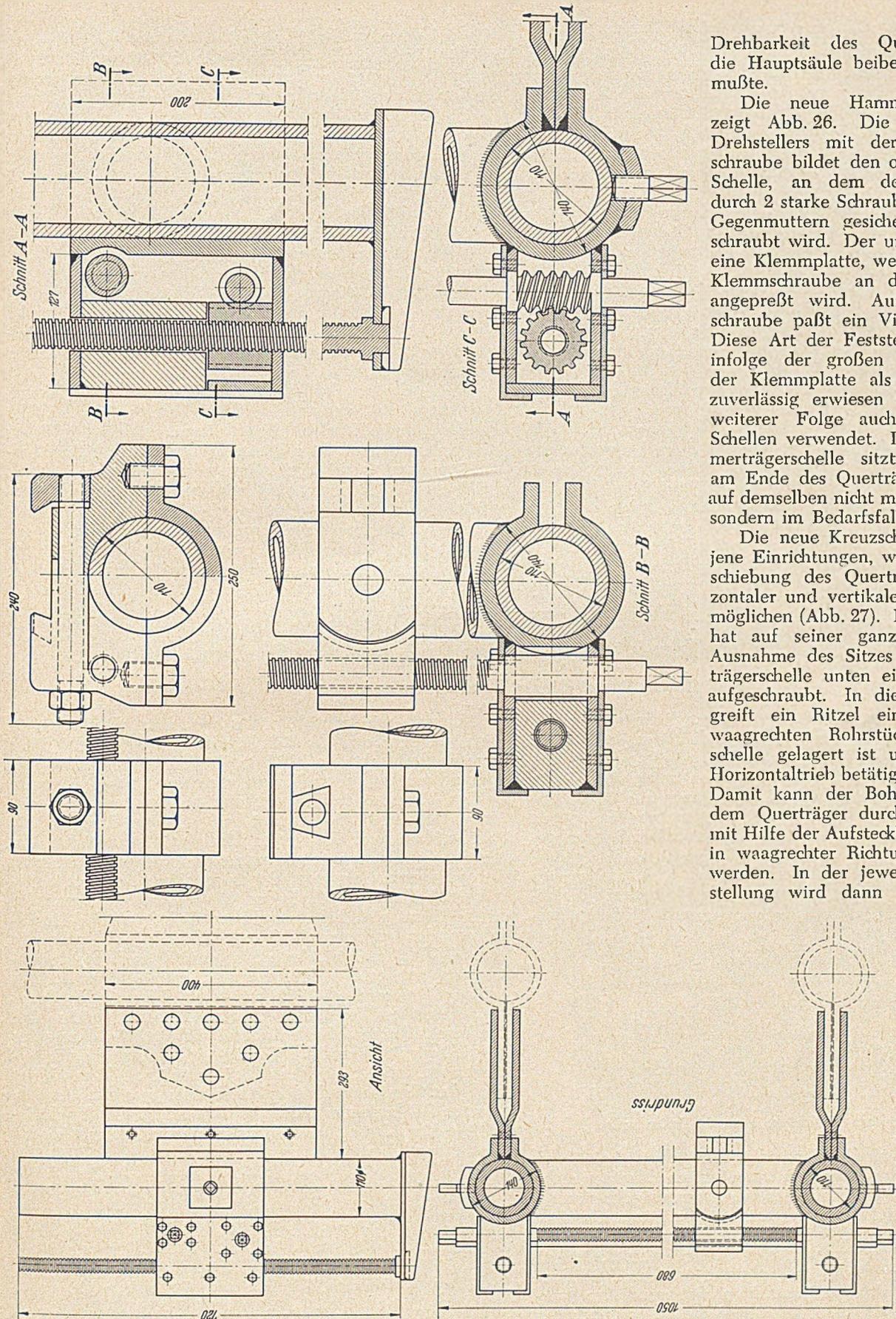


Abb. 29. Verschiebevorrichtung für den Einbruchhammer.

Drehbarkeit des Querträgers um die Hauptsäule beibehalten werden mußte.

Die neue Hammerträgerschelle zeigt Abb. 26. Die Führung des Drehstellers mit der Tellerklemmschraube bildet den oberen Teil der Schelle, an dem der untere Teil durch 2 starke Schrauben, welche mit Gegenmutter gesichert sind, angeschraubt wird. Der untere Teil trägt eine Klemmplatte, welche durch eine Klemmschraube an den Querträger angepreßt wird. Auf die Klemmschraube paßt ein Vierkantschlüssel. Diese Art der Feststellung hat sich infolge der großen Reibungsfläche der Klemmplatte als sehr fest und zuverlässig erwiesen und wurde in weiterer Folge auch bei anderen Schellen verwendet. Die neue Hammerträgerschelle sitzt unverrückbar am Ende des Querträgers und wird auf demselben nicht mehr verschoben, sondern im Bedarfsfalle nur gedreht.

Die neue Kreuzschelle trägt alle jene Einrichtungen, welche eine Verschiebung des Querträgers in horizontaler und vertikaler Richtung ermöglichen (Abb. 27). Der Querträger hat auf seiner ganzen Länge mit Ausnahme des Sitzes der Hammerträgerschelle unten eine Zahnstange aufgeschraubt. In diese Zahnstange greift ein Ritzel ein, welches im waagrechten Rohrstück der Kreuzschelle gelagert ist und durch den Horizontaltrieb betätigt werden kann. Damit kann der Bohrhammer samt dem Querträger durch einen Mann mit Hilfe der Aufsteckkurbel mühelos in waagrechter Richtung verschoben werden. In der jeweiligen Arbeitsstellung wird dann die Quersäule

unter dem Querträger wieder in ihre ursprüngliche Lage hochzukippen. Es mußte vom feststehenden Querträger und der kippbaren Bohrmaschine abgegangen werden. Es wurden die Maschinen feststehend und der Querträger durch Ausrüstung der Kreuzschellen mit Windwerken in der X- und Y-Richtung beweglich gemacht, wobei aber die

durch die Klemmschraube festgehalten. Auf alle Klemmschrauben und Triebe paßt eine Handkurbel.

Um nun den Bohrhammer samt dem Querträger entlang der Hauptsäule lotrecht zu verschieben, wurde neben dem lotrechten Rohrstück der Kreuzschelle ein Vertikaltrieb angeordnet, der auf ein Kegelhäderpaar wirkt, wobei

das waagrecht liegende Kegelrad als Mutter ausgebildet ist, die sich auf einer lotrechten Spindel auf- und abbewegen kann. Der Druck der Schraubenmutter wird durch ein Kugellager auf das Spindelgehäuse übertragen, welches an das senkrechte Rohrstück angeschweißt ist. Durch diese Konstruktion kann nun die Kreuzschelle samt dem Querträger und dem Bohrhämmer mit einer Handkurbel durch einen Mann mühelos auf- und abbewegt werden.

Die Spindeln sind bei den oberen Hämmern in Drehteller gelagert, bei den unteren Hämmern in Drehteller aufgehängt, so daß die Kreuzschellen mit Querträgern beliebig um die Hauptsäule drehbar sind (Abb. 28). Zur Feststellung der Kreuzschellen dienen 2 Klemmschrauben, welche gegeneinander versetzt sind. Damit ist die Bewegung der Bohrhämmer in der X- und Y-Richtung vollständig mechanisiert und kann von einem Mann durchgeführt werden.

Dieselben Schwierigkeiten, wie sie beim händischen Verstellen der seitlichen Bohrhämmer auftraten, zeigten sich auch beim Hochdrehen des Einbruchhammers. Auch hier reichte die Kraft von einigen Männern kaum aus, um die Hammerbohrmaschine samt Vorschub wieder in die Höhe zu bringen, und auch hier mußten Spindelvorrichtungen angebracht werden, um einem Mann das Bewegen des Einbruchhammers zu ermöglichen.

Um für den Einbruchhammer Verschiebemöglichkeiten zu schaffen, wurden an der Säulenklemme vorn zwei starke Bleche angeschraubt, an die ein 700 mm langes

Vertikalrohr angeschweißt ist (Abb. 29). Auf diesem Vertikalrohr können sich zwei Gleitschellen auf- oder abbewegen, welche untereinander durch ein Querträgerrohr verbunden sind, auf dem die Schelle für den Einbruchhammer sitzt.

Der obere Teil der Einbruchhammer-Trägerschelle trägt außer dem Drehtellerbett und der Tellerklemmschraube noch eine horizontale Mutter für die Flachgewindespindel, welche die Horizontalverschiebung besorgt. Eine Festklemmvorrichtung war nicht notwendig, da die horizontale Spindel das Verdrehen der Hammerträgerschelle verhindert.

An den beiden lotrechten Gleitschellen ist vorn je ein Getriebekasten aufgeschweißt, in dem sich auf einer durchgehenden Horizontalwelle je eine Schnecke befindet, die in ein Zahnrad eingreift, das als Mutter ausgebildet ist und sich auf einer feststehenden Flachgewindespindel dreht. Diese Spindel ist starr auf einem kleinen Konsolträger gelagert, der mit einem Ende dem Vertikalrohr aufgeschweißt ist.

Durch Drehen des Vertikaltriebes mit der Handkurbel wird der Querträger samt dem Bohrhämmer in die Höhe gehoben, durch Drehen des Horizontaltriebes der Bohrhämmer in waagrechtlicher Richtung verschoben. Der Einbruchhammer kann damit von einem Mann verstellt werden. Die Spindeln sind alle mit Flachgewinde ausgerüstet und die Schnecken und Getriebe selbsthemmend, Klemmen sind nur für die senkrechten Gleitschellen angeordnet. Mit dieser Einrichtung konnten die Löcher für den Brenneinbruch sehr genau parallel gebohrt werden.

(Schluß folgt.)

Walzen für Verdichtungen beim Erd- und Straßenbau.

Von Baurat Riedig, München-Lohhof.

Walzen mit ihrer einfachen stetigen Arbeitsweise verdichten betriebssicher und wirtschaftlich Bodenschüttungen, Schotterlagen und bituminöse Decken. Noch vor wenigen Jahren herrschten die Dreiradwalzen mit glatten Eisenbandagen vor, die eine hohe Entwicklungsstufe erreichten. Sie haben aber Nachteile, da sie in manchem Walzgrund überhaupt versagen und leicht Unebenheiten in der gewalzten Oberfläche entstehen. Ein nicht völlig gleichmäßiger Verdichtungsgrad und Unebenheiten ergeben sich aus den Unterschieden im linearen Druck quer zur Fahrtrichtung (Abb. 1), die durch die Eigenart der Dreirad-

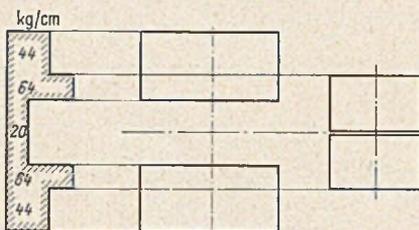


Abb. 1. Lineare Walzdrücke einer 6-t-Dreiradwalze.

walzen bedingt sind. Wenn die Unterschiede mit ihren Folgen auch beim Abwalzen des nächsten Streifens mehr oder weniger ausgeglichen werden, so verschwinden sie aber doch nicht restlos. Besonders beim Straßenbau strebt man eine völlige Gleichmäßigkeit des Verdichtungsgrades und der Walzoberfläche an, weil sich dadurch der Boden an dieser oder jener Stelle später nicht setzt und Wellenbildungen auf den aufgetragenen Schwarzdecken vermieden werden. Grundsätzlich treten die Unterschiede des linearen Druckes bei Tandemwalzen nicht auf. Bei ihnen verläuft der lineare Druck über die ganze Walzbreite gleichmäßig (Abb. 2). Eine Tandemwalze hat aber einen anderen Nachteil, der darin liegt, daß infolge des Antriebes der Hinterachse der leer laufende, vordere Walzenzylinder den Walzgrund oft schiebt und die gewalzte Oberfläche aus anderen Gründen als bei Dreirad-

walzen auch wieder nicht völlig eben wird. Besonders in Kurven macht sich die Schubwirkung geltend. In einer Rechtskurve wirkt der Schub an der Kurveninnenseite verzögernd und an der Außenseite vorwärtstreibend. Würden beide Achsen einer Tandemwalze angetrieben, was eine teure Konstruktion ist, hört auf geraden Strecken die Schubwirkung auf. In Kurven wird sie aber verstärkt. Um die Schubwirkung wenigstens zu mildern, unterteilt man den vorderen Walzenzylinder in zwei voneinander unabhängig laufende Hohlzylinder. Außerdem sorgt man für ein bestimmtes Verhältnis zwischen Walzdruck und Durchmesser des vorderen Walzenzylinders. Je kleiner der lineare Walzdruck ist, desto kleiner fällt auch die Schubwirkung aus, und je kleiner der Walzendurchmesser ist, desto größer wird die Schubwirkung. Man wählt daher ein passendes Verhältnis. Inwieweit eine gleiche Gewichtsverteilung auf beide Achsen und eine Verteilung des Gewichtes mit $\frac{2}{5}$ auf die Vorder- und $\frac{3}{5}$ auf die Hinterachse zweckmäßig ist, ist noch eine weitere Frage. Meist wird das Gewicht nach der letzteren Art verteilt. An den neueren Walzenarten sind die Erscheinungen (ungleichmäßige Verdichtung und unebene Oberfläche) fast restlos beseitigt worden.

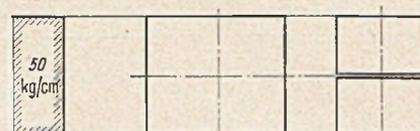


Abb. 2. Linearer Walzdruck einer 6-t-Tandemwalze.

Dreiaxswalzen.

Man griff zuerst im Ausland die schon vor dem letzten Krieg entstandene Dreiaxswalze wieder auf, die damals nicht den gewünschten Erfolg hatte, weil wesentliche Fragen über den Walzvorgang noch unbekannt waren. Durch Dreiaxswalzen verdichtet man hauptsächlich Schotter und bituminöse Decken. Die Oberflächen werden sehr planeben.



ZEISS



VERMESSUNGSGERÄTE

AUSKUNFTE UNTER 10/F | VEB CARL ZEISS JENA

3 *starke Helfer*

für den Baubetrieb



- 45 PS Radschlepper mit Frontlader
- 55 PS Planierraupe
- 90 PS Planierraupe

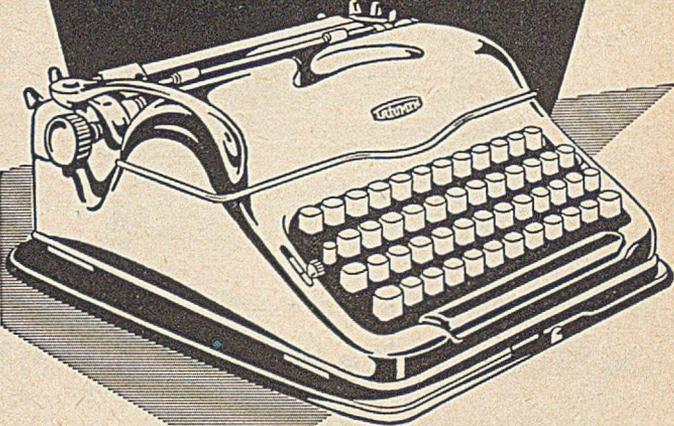


HANOMAG-HANNOVER

TRIUMPH

DIE IDEALE KLEIN-SCHREIBMASCHINE *für*

REISE, HEIM, BÜRO



TRIUMPH WERKE NÜRNBERG A. G.

Wer von
QUALITÄTSBETON
spricht, denkt an:

PLASTIMENT
G M B H
KARLSRUHE
POSTF. 200 TEL. 9644

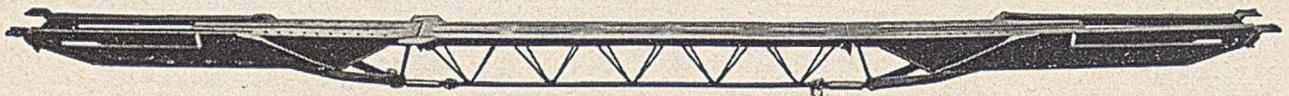
WARUM
LeTOURNEAU

Erdbewegungs-  Maschinen

③ ... weil die einzigartige Konstruktion einfachste, mühelose Bedienung ergibt; der Fahrer kann hierdurch höchsten Nutzeffekt erzielen.

TECHNICA München · Theatinerstraße 23 · Telefon 26597
Düsseldorf · Kasernenstraße 18 · Telefon 27836

Der neue **HICO-Simplex-Schalungsträger**



Aus den Erfahrungen mit 1,5 Millionen Metern HICO-Schalungsträgern entwickelt!

Mit den bisherigen HICO-Eigenschaften:

Jedes Trägerelement für jede Stützweite verwendbar
Je nach Stützweite und Belastung überhöhbare
Vielseitige Anwendbarkeit
Mit allen gelieferten HICO-Träger-Teilen zu kombinieren

und den neuen entscheidenden Vorteilen:

Jeder Träger um 1 m ausziehbar
Nur eine Sorte Endstücke, nur 2 Sorten Mittelstücke
Nur 1—2 Verbindungen je Träger, einfachere Verbindungsmittel
Zusammenbau und Verstellen in Sekunden

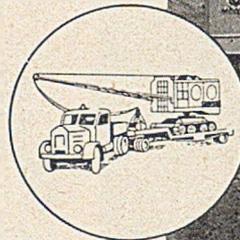
NORDDEUTSCHE SCHRAUBEN- U. MUTTERNWERKE AG., Abt. Baugeräte, PEINE

MENCK-Mitteilung

Hamburg-Altona, November 1953

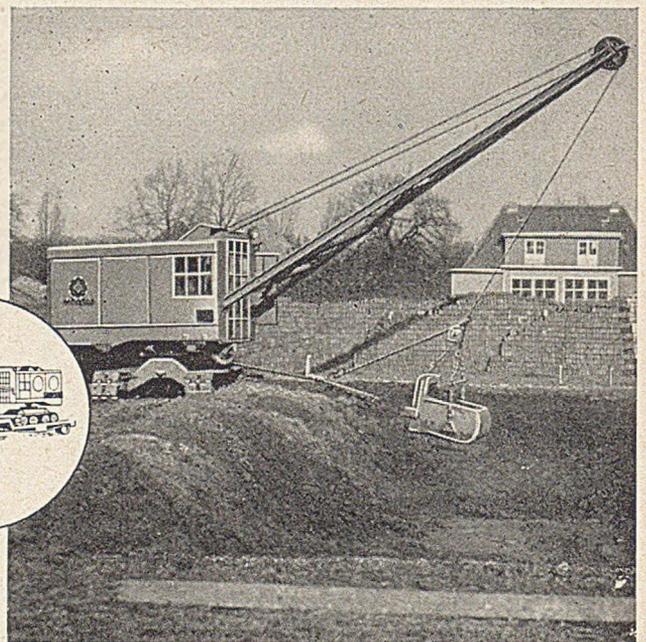
Baufachleute fragen immer wieder nach einem Kleinbagger mit den bekannten MENCK-Eigenschaften. Diesem Wunsch können wir jetzt mit unserem LK 50 entsprechen. Auf Grund besonderer Wirtschaftlichkeit und verbührender Leistungen ist dieser Bagger auch für kleinste Baustellen das ideale Gerät.

Ein wichtiger Vorzug des LK 50 liegt in seinem geringen Arbeitsgewicht von nur 10 Tonnen. Der Bagger kann dadurch selbst mit kleinen Tielladewagen schnell von Baustelle zu Baustelle transportiert werden — arbeitsfertig selbstverständlich, denn Zeit ist Geld.



Menck-Bagger durch Qualität weltbekannt!

MENCK & HAMBROCK GMBH



Die ersten Dreiaxswalzen kamen vor wenigen Jahren in Dänemark und Amerika auf, wo man günstige Ergebnisse erzielte. Bei der dänischen Walze werden alle drei Achsen angetrieben. Bei der amerikanischen Walze dagegen wirkt der Antriebsmotor nur auf die Hinterachse. Gegen die dänische Walze wendete man ein (abgesehen vom Preis des Dreiachsantriebes), daß eine abgewalzte Fläche zwar völlig eben würde, aber der Verdichtungsgrad ungleich sei und daher durch Setzungen infolge Witterungseinflüssen und Verkehrsbeanspruchungen doch wieder Unebenheiten entstünden. Wenn auch der Einwand zum Teil berechtigt sein mag, so bleibt aber zu bedenken, daß ein Verdichten mit glatten Eisenbandagen nicht ideal sein kann und man das kleinere Übel eines Kompromisses wählen muß.

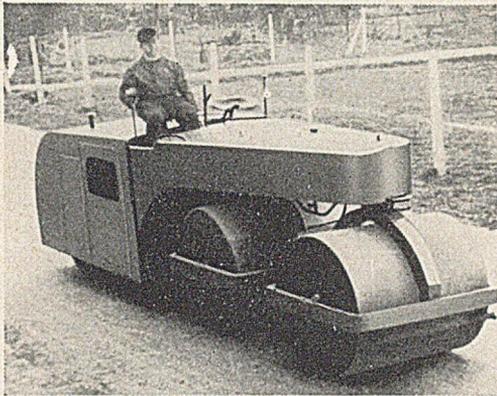


Abb. 3. Dreiaxswalze.

Führt der eine oder andere vordere Walzenzylinder über eine Erhöhung, so hebt sich ein Walzenzylinder vom Untergrund ab, wodurch der gesamte Walzdruck des vorderen Teiles der Dreiaxswalze auf den einen Walzenzylinder verlagert und die Erhöhung zusammengedrückt wird.

Auf Grund der günstigen Erfahrungen mit Dreiaxswalzen im Ausland entwickelte im Jahre 1952 W. & J. Scheid eine 10/12-t-Dreiaxswalze (Abb. 3), bei der nach amerikanischem Vorbild der luftgekühlte 28-PS-Dieselmotor die Hinterachse antreibt. In Kurven schwenkt der vorderste Walzenzylinder etwas mehr als der mittlere ein, wobei sich die verlängerten Mittellinien der Achsen in einem Punkt schneiden. Während bei der dänischen Dreiaxswalze mit Dreiachsantrieb der Druck des mittleren Walzenzylinders dreifach größer als beim Fahren auf ebenem Grund und dadurch die Verdichtung ungleichmäßig werden kann, steigt der Druck bei der Walze von

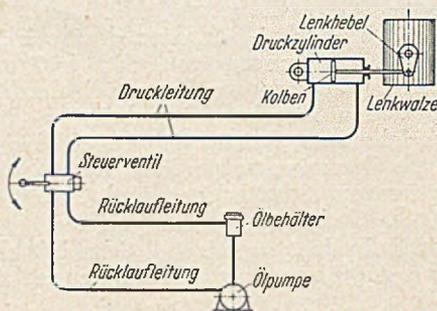


Abb. 4. Schema einer hydraulischen Lenkung für Motorwalzen.

Scheid nicht in dieser Weise an. Da der Walzdruck und die Durchmesser der Walzenzylinder aufeinander abgestimmt sind, wandern Erhöhungen beim Überfahren in der Fahrtrichtung weiter und gleichen sich aus. Hierzu tragen auch die unterschiedlichen Achsabstände bei. Der Abstand zwischen der hinteren und mittleren Achse beträgt 2,75 m und zwischen den beiden vorderen Achsen 1,7 m. Begünstigt wird die Verdichtungswirkung ferner durch die rein hydraulische Lenkung (Abb. 4). Zum Lenken der

zweiten Vorderachse sind noch ein Lenkzylinder und eine Ausgleichsvorrichtung angebracht, damit sich beim Einschwenken die Verlängerungen der drei Walzenachsen in demselben Punkt schneiden. — Zahlenangaben bringt die Tabelle 1.

Tabelle 1. Dreiaxswalze von Scheid.

Breite der Hinterwalze und der Vorderwalzen	1,2 m
Durchmesser der Hinterwalze	1,3 m
Durchmesser der beiden Vorderwalzen	1,1 m
Kleinster äußerer Wenderadius	14 m
Kraftstoffverbrauch des Dieselmotors	1,8 bis 2 l/h
Fahrgeschwindigkeiten, vor- und rückwärts	1,4—2, 3—3, 8—6 km/h

Gürtelradwalzen.

Der Walzdruck von Walzen mit glatten Eisenbandagen wirkt als Resultierende aus dem Vorschub und Gewicht in der Fahrtrichtung schräg nach unten. Wenn jedoch der Verdichtungsdruck senkrecht wirksam ist, lassen sich fast

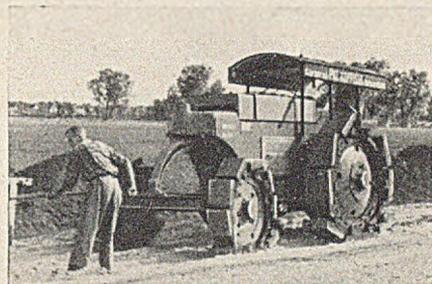


Abb. 5. Gürtelrad-Motorwalze.

alle Bodenarten und Schotterlagen mit großem Erfolg verdichten. Um eine senkrechte Druckwirkung in Verbindung mit stetiger Arbeitsweise zu erzielen, wurde von Dr. A. Koppisch die Gürtelradwalze entwickelt (Abb. 5), bei der um die Räder Ketten mit gelenkigen Schuhen gelegt sind. Die Schuhe drücken mit ihrer waagrechten Auflage auf den Walzgrund (Abb. 6) immer senkrecht nach unten. Durch aufgeschraubte Platten mit Pyramiden- oder Kegestumpfen, Stollen oder Kufen kann man den spezifischen Walzdruck noch vergrößern. Die Hauptverdichtungsarbeit

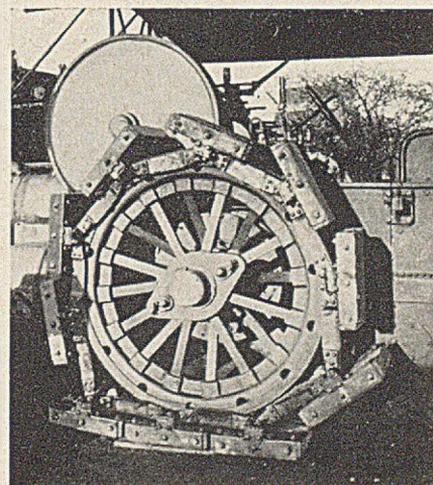


Abb. 6. Hinterrad mit gelenkigen Schuhen einer Gürtelradwalze.

führen die Hinterräder aus. Durch die Vorderräder wird die Walze gelenkt.

Die Gürtelradwalzen übertreffen die von amerikanischer Seite (Proctor) an eine Verdichtung gestellten Anforderungen. Auf einer Baustelle in Bayern arbeitete man mit einer 18-t-Gürtelradwalze mit Schaffußplatten anfangs mit 28,9 und später mit 14,45 kg/cm² senkrechtem Bodendruck. Mit Kufenplatten, auf denen abwechselnd drei und zwei Längskufen angebracht waren, ergaben sich wechselnde

Flächendrucke von 8,4 und 12 kg/cm², entsprechend einem linearen Walzdruck mit glatten Eisenbandagen von 354,5 und 531 kg/cm. Die Gürtelradwalze verdichtete einen in der Talsohle 40 m breiten Lehmern eines Staudammes, der in der Mitte 41 m hoch ist. Der Geschiebelehm bestand aus Kies mit Körnungen von 2 bis 100 mm und halb aus mehlsandigem Schluffmergel. Er war mit einem natürlichen Wassergehalt von 6,5 bis 7 % des Trockengewichtes in 15 cm dicken Lagen angeschüttet und achtmal mit der



Abb. 7. Durch eine Gürtelradwalze verdichtete Schotterlage.

Gürtelradwalze überfahren worden. Das Trockenraumgewicht betrug nach dem Verdichten 2,3 t/m³ und die Verdichtungsleistung bei 2 Schichten mit je 10 h rd. 2000 m²/Tag. Im ganzen wurden 240 000 m³ Lehm im Damm eingebaut, ohne daß Störungen im Walzbetrieb vorkamen. — Steine von Schotterlagen werden nicht nesterartig zerdrückt, sondern völlig gleichmäßig verdichtet (Abb. 7).

Schafffußwalzen.

Bei diesen Sonderformen von Walzen, die durch Raupenschlepper gezogen werden, ist die Verdichtungswirkung der an den Eisenbandagen hervorstehenden Füße ähnlich wie bei Gürtelradwalzen. Durch die radial stehenden Füße wird jedoch die Oberfläche nicht glatt. Außerdem lassen

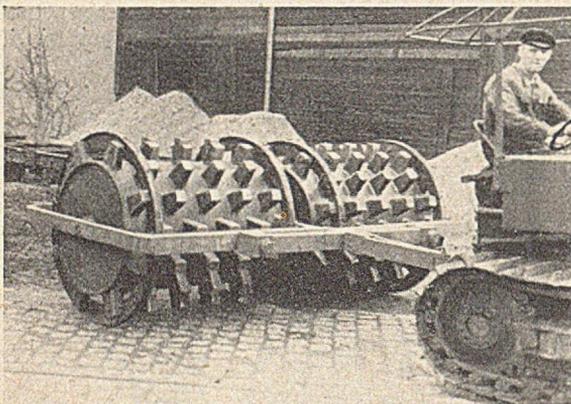


Abb. 8. Doppelte Schafffußwalze.

sich Schafffußwalzen nicht zum Verdichten von Schotter verwenden. Bei den Schafffußwalzen liegt das Prinzip der Einradwalzen vor, die den Walzgrund nicht schieben. Einradwalzen sind jedoch weniger standsicher, so daß man sie in der Hauptsache für leichte Abrollungen, z. B. empfindliche Schwarzdecken, verwendet. Zum Ziehen von Einzel-Schafffußwalzen genügt ein 25-PS-Schlepper. Für doppelte Schafffußwalzen ist ein 50-PS-Schlepper nötig. Trotz der Vorteile beim Verdichten besonders von bindigen und Klumpen bildenden Schüttungen arbeitet man bei uns im Gegensatz zum Ausland selten mit Schafffußwalzen.

Die Schafffußwalzen in Einzel- und Doppelbauart von Menck & Hambrock GmbH. (Abb. 8 und Tabelle 2) haben 88, 112 oder 128 Füße.

Tabelle 2. Schafffußwalzen von Menck & Hambrock.

Bauart		Einzelwalze	Doppelwalze
Leergewicht	t	1,91	4,1
Gewicht mit Wasserballast	t	3,21	6,7
mit Sandballast	t	4,31	8,9
Spez. Flächendruck, leer	kg/cm ²	14	15
mit Wasser	"	24	25
mit Sand	"	32	33
Höhe der Füße	cm	18	18
Druckfläche eines Fußes	cm ²	34	34
Gesamtlänge	m	3,25	3,46
Gesamtbreite	m	1,46	2,96
Grunddurchmesser des Walzenzylinders	m	1,29	1,29

An den Schafffußwalzen von Eisenwerk Michael Schmitz (Abb. 9 und Tabelle 3) sind entsprechend einer wirtschaftlichsten Schütthöhe von 20 cm die Füße 20 cm lang. Am günstigsten ist der spezifische Druck eines Schafffußes mit 15 kg/cm², woraus sich eine Druckfläche von 40 cm² ergibt. In schwersten Bodenarten steigert man den spezifischen Druck auf 25 bis 30 kg/cm². Durch Untersuchungen der Bodenstruktur, des Wassergehaltes und des Verhaltens des

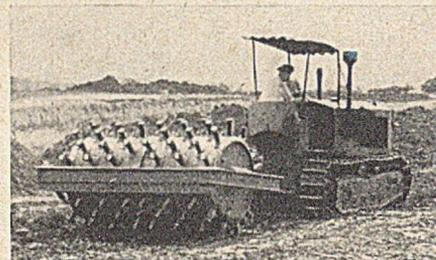


Abb. 9. Einfache Schafffußwalze.

Bodens bestimmt man das Walzengewicht für den günstigsten Verdichtungsgrad und die Anzahl der Überfahrten.

Gummiradwalzen.

Eine Gummiradwalze wirkt wie eine Walze mit glatten Eisenbandagen schräg nach unten in der Fahrtrichtung und gleichzeitig durch die oszillierende und taumelnde Bewegung der luftbereiften Räder knetend und weich auf den Walzgrund. Gummiradwalzen, die durch einen Rad-schlepper mit 15 bis 25 km/h Geschwindigkeit gezogen werden, sind amerikanischen Ursprungs. In der zulässigen Schütthöhe von 20 bis 30 cm angeschüttetem, bindigem Boden überfährt man drei- bis viermal eine Fläche und erhält Verdichtungsleistungen von 500 bis 1000 m²/h. Unter gleichen Voraussetzungen lassen sich durch normale Walzen mit glatten Eisenbandagen bei vier- bis sechsmaligem Überfahren nur Leistungen von 200 bis 400 m²/h erzielen. Durch Gummiradwalzen kann man ebenso nichtbindige Schüttungen, Schotterlagen und Oberflächen von Teer- und Asphaltdecken verdichten.

Die Gummiradwalze von W. & J. Scheid (Abb. 10) als erste deutsche Ausführung ist einfach gebaut. Der Be-

Tabelle 3. Schafffußwalzen von Eisenwerk Michael Schmitz.

Bauart	Einzelwalze				Doppelwalze				
Gewicht	t	1,2/2,15	1,75/3,45	1,95/4	2,5/6	2,35/4,2	3/6	3,7/7,75	4,5/11,25
Leistung des Schleppers	PS	25	25	25	25	50	50	50/70	50/70
Durchmesser d. Zylinders	m	0,95	1,25	1,25	1,6	0,95	1,25	1,25	1,6
Arbeitsbreite	m	1	1	1,25	1,25	2	2	2,5	2,5
Zahl der Füße		66	84	112	140	132	168	224	280
Druck eines Schafffußes	kg/cm ²	11/18	15/30	13/25	16/38	11/18	15/30	13/25	16/38

hälter, dessen Leergewicht von 2 t durch Ballast bis auf etwa 9 t vergrößert werden kann, fährt auf 13 Rädern mit profillosen Luftbereifungen. Vorn sind 6 Räder durch einen Lenkbügel zusammengefaßt (Abb. 11) und hinten 7 Räder am Behälter befestigt (Abb. 10). Aufgehängt sind die Räder paarweise. Ein Hinterrad ist fest angebaut. Die Vorder- und Hinterräder stehen auf Zwischenraum, wodurch eine Walzfläche mit der gesamten Walzbreite von 2 m verdichtet wird. Die profillosen Luftbereifungen in der Größe $7,5 \cdot 16''$ haben Durchmesser von 0,87 m und Breiten von



Abb. 10. Rückansicht einer Gummiradwalze beim Verdichten.

0,2 m (Tragfähigkeit bis 1,3 t). Die Vorder- und Hinterräder sind im Verhältnis 4 : 5 belastet. Da der im Winkel bis 240° schwenkbare Lenkbügel der Vorderräder auf- und abschwngen kann, liegen alle Räder immer auf dem Boden auf. Beim Fahren oszillieren die Räder in Ebenen längs zur Fahrtrichtung auf und ab und üben nicht nur eine Druckwirkung, sondern auch gleichzeitig eine leichte, seitliche Stampfbewegung aus, so daß auch niedrigere und weniger dichte Stellen verdichtet werden. Durch das Tauseln der Räder wird der Walzgrund seitlich geknetet und in Richtung loser Stellen verdichtet. Ferner rollen die Räder wellenförmig in der Fahrtrichtung ab und erfassen alle Stellen in den Zwischenräumen zwischen den Vorder- und Hinterrädern. Durch die gesamten Radbewegungen und den Raddruck wird so gleichmäßig verdichtet, wie es durch keine normale Walze mit glatten Eisenbandagen möglich ist. Man muß aber darauf achten, daß der Ballast

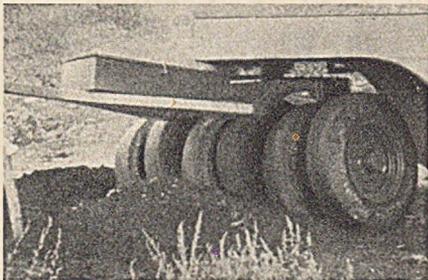


Abb. 11. Lenkbügel mit 6 Rädern einer Gummiradwalze.

im Behälter nicht zu groß ist, weil sonst der Schlepper zu groß und das Verdichten unwirtschaftlich wird. Außerdem wächst der Reifenverschleiß zu sehr an.

Die Abhängigkeit der Verdichtungsarbeit in losen Schüttungen ist bei Gummiradwalzen anders als bei Walzen mit glatten Eisenbandagen, bei denen die Verdichtungsarbeit durch Vergrößern des Gewichtes wächst. Ist eine Gummiradwalze zu schwer, sinkt die Elastizität der Bereifungen und die Verdichtungswirkung fällt ähnlich aus wie mit Eisenbandagen. Der Verdichtungsgrad nimmt dagegen zu, wenn das Gewicht kleiner und die Walzgeschwindigkeit größer wird. Er ist am größten bei Gewichten von 5 bis 7 t. Eine Schüttung wird hierbei durch fünfmaliges Überfahren um ein Viertel und mehr der Anfangshöhe zusammengedrückt. Bei Gewichten über 7 t sinkt die prozentuale Verdichtungsleistung. Außerdem beeinflusst der Überdruck in den Bereifungen die Intensität,

die innerhalb bestimmter Grenzen mit verringertem Reifendruck wächst. Der zweckmäßigste Reifendruck beträgt 2,3 atü. Ein größerer Überdruck wird durch ein vergrößertes Gewicht einer Gummiradwalze bedingt. Eine Belastungszunahme von 1 t der Walze erfordert einen Mehrdruck von 0,35 atü. Am günstigsten ist eine Fahrgeschwindigkeit von 15 bis 25 km/h. — Eine Gummiradwalze ist mehrfach verwendbar. Keine andere normale Walze verdichtet Erdschüttungen so gleichmäßig und schnell wie eine Gummiradwalze, die auch Schotterlagen infolge der Oszillation und des Knetens in kurzer Zeit vollkommen festlegt. Teer- und Asphaltdecken werden überaus gleichmäßig geschlossen, da die natürliche Kohäsion des Deckenmaterials nicht gestört und das Steingerüst nicht zerdrückt wird. Schwarzdecken können sogar verbessert werden, da die Verschleißschicht gleichmäßig elastisch bleibt und größere Körnungen ohne Zertrümmern zum Steigern der Griffigkeit der Decke eingewalzt werden können. Planebenheit und Dichte einer Decke erreichen fast den Idealzustand.

Schwingungswalzen.

Die Walzen, die beim Fahren zugleich schwingen, sind auch nach amerikanischem Muster aufgebaut. Sie vereinen die Vorteile der hochgradig verdichtenden, leichten Schwin-

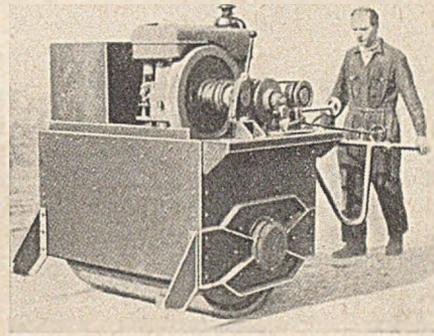


Abb. 12. Einachsschwingungswalze mit mechanisch erzeugten Schwingungen.

gungsrüttler mit den Vorteilen der stetig fahrenden, schweren Walzen mit glatten Eisenbandagen. Bei uns wurden bis jetzt ein- und zweiachsige Schwingungswalzen mit mechanisch oder hydraulisch erzeugten Schwingungen der Walzenzylinder entwickelt. Sie sind auch Mehrzweckgeräte, mit denen alle Arten von Schwarzdecken verdichtet, der Unterbau vorbereitet, der Boden stabilisiert, Beton mit kleinem Wassergehalt abgewalzt, Asche, Schotter auf Park- und Sportplätzen und aufgefülltes Material um Brücken- und Bauwerkfundamente verfestigt wird. Die Schwingungswalzen sind verhältnismäßig leicht, so daß sie auf einem Lastwagen rasch den Arbeitsort wechseln können. Gleichzeitig wirken sie beim Verdichten wie schwere Dreiradwalzen mit Gewichten von 5 bis 10 t.

Mechanisch erzeugt werden die Schwingungen an der Einachswalze mit Antrieb durch einen Dieselmotor von

Tabelle 4. Einachsschwingungswalze der Allgemeinen Baumaschinen-Gesellschaft.

Gewicht	1,2 t
Nutzbare Walzwirkung	5 bis 9 t
Leistung des Dieselmotors	8 PS
Schwingungszahl	2700 bis 3800 in 1 min
Fahrgeschwindigkeit	1,5 km/h
Durchmesser des Walzenzylinders	0,75 m
Breite	0,9 m
Gesamtbreite	1,35 m
Gesamthöhe	1,5 m
Gesamtlänge	2,7 m

Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft mbH (Abb. 12 und Tabelle 4). Keilriemen übertragen die Drehmomente des Dieselmotors auf den Schwingungserreger im Walzenzylinder und auf das Fahrwerk. Um die Schwingungs-

zahlen zu ändern, befindet sich im Keilriemenantrieb des Schwingungserregers ein Schwenkregler. Eine Lamellenkupplung am Dieselmotor dient zum Ein- und Ausschalten des Erregers. Damit der Betrieb nicht durch Beschädigungen gestört wird, ist der tragende Aufbau mit dem Motor in Schwingmetallpuffern gegen den schwingenden Walzenzylinder elastisch gelagert. Die schweren Ringtonnenlager der Welle sind den Beanspruchungen gewachsen. Vor- und Rückwärtsfahrt werden über ein Getriebe und eine Lamellenkupplung geschaltet. Gelenkt wird die Walze

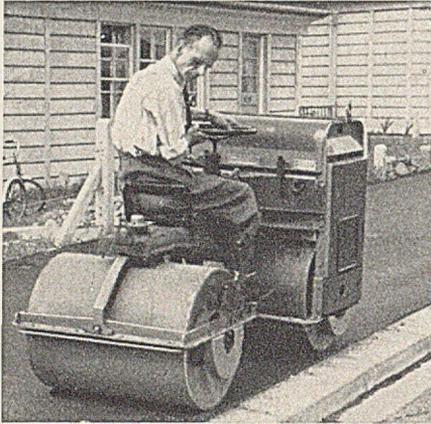


Abb. 13. Zweiachsige Schwingungswalze mit mechanischem Schwingungserreger.

durch eine Deichsel, die vom Bedienungsmann durch eine Spindel zum Ausgleich der Gewichtslage in der Höhe verstellbar wird, so daß sich die Deichsel an die Körpergröße des Bedienungsmannes angleichen läßt und auf Steigungen oder im Gefälle gewalzt werden kann, ohne Kippmomente auffangen zu müssen. Walzdruck und Schwingungszahl lassen sich an jeden Walzgrund anpassen.

Ebenfalls mit mechanisch erzeugten Schwingungen arbeiten die Ein- und Zweiachsschwingungswalzen von W. Weller (Tabelle 5) mit Antrieb durch luftgekühlte Benzinmotoren. Die Einachswalze wird durch eine ver-

Tabelle 5. Schwingungswalzen von Wilhelm Weller.

Anzahl der Achsen	1	2
Gewicht t	0,34	0,5
Nutzbare Walzwirkung t	5	7,5
Leistung des Benzinmotors PS	3	4
Schwingungszahl in 1 min	4500	4500
Fahrgeschwindigkeit km/h	1,6 und 3,2	1,6 und 3,2
Walzenzylinder, Durchmesser m	0,57	0,57
Breite m	0,71	0,71
Gesamtlänge m	1,8	1,95
Gesamtbreite m	0,89	0,89
Gesamthöhe m	1,19	1,19

stellbare Griffstange mit Bruststütze vom Bedienungsmann gelenkt. Die Fahrtrichtung wird durch einen langen Hebel ungesteuert. Leerlauf, Langsam- und Schnellgang schaltet der Bedienungsmann durch einen kurzen Hebel an der Walze. Der Schwerpunkt der Walze liegt tief, so daß man Flächenneigungen bis 45° abwalzen kann. — An der zweiachsigen Walze (Abb. 13) ist der Maschinenteil derselbe wie an der Einachswalze. Die hintere Lenkwalze fährt ohne Schwingungen. Die Zweiachswalze ist für Arbeiten geeignet, die längere Zeit dauern und einen größeren Umfang haben. — Den Schwingungserreger und das Fahrwerk beider Walzenarten treibt der Benzinmotor über zwei Keilriemen an, von denen der eine zum Fahrwerk besonders geformt ist. Die Erregerwelle (zugleich Walzenachse) ist an der Seite des Fahrtriebes unterbrochen. Damit die Schwingungen nicht auf den Rahmen mit dem Motor übertragen werden, ruht sie auch in elastischen Aufhängungen. — Je nach der Art des zu verdichtenden Untergrundes beträgt die Tiefenwirkung 0,5 bis 1 m. Gestein wird nicht zerdrückt, sondern in Hohlräume zwischen größeren Stücken eingefügt. Ein grober Unterbau wird auch nicht in den Unterbau mit Zerstörungen des Steingerüstes gedrückt. Ein Deckenschluß fällt völlig gleichmäßig aus.

Hydraulisch werden die Schwingungen der Zweiachswalze von W. & J. Scheid (Abb. 14) erzeugt, wobei die von einer besonders gebauten Ölpumpe ausgehenden Impulse über Rohrleitungen und Zylinder mit Kolben auf beide Walzenachsen übertragen werden. Die Arme, die die Achsen der Walzenzylinder halten, ruhen in Gummi-

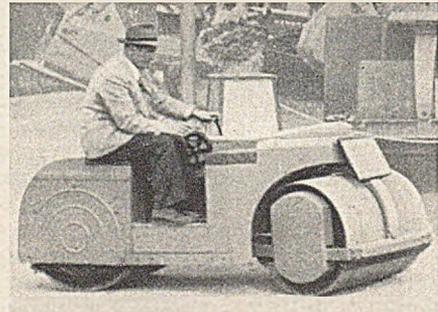


Abb. 14. Zweiachsige Walze mit hydraulischer Schwingungserzeugung.

gelenkfedern, die die Schwingungen auf die Walzenzylinder beschränken. Die Ölpumpe und das Fahrwerk treibt ein 10-PS-Dieselmotor an. Die Fahrgeschwindigkeit läßt sich stufenlos von 1 bis 5 km/h einstellen. Die Walze wiegt 1 t und hat eine nutzbare Walzwirkung von 10 t. Die ebenfalls stufenlos regelbaren Schwingungsfrequenzen und -amplituden verursachen zusammen mit den zwei schwingenden Walzenzylindern eine sehr große Tiefenwirkung in jedem Walzgrund. Mit dieser Walze kann man auch Verdichtungen auflockern.

Kurze Technische Berichte.

Die Modellversuche für die Bogenstaumauer Lumiei.

I. Einleitung.

Für die Erfassung der wahren Spannungszustände und zur Kontrolle der Rechnung sind bei Staumauern Modellversuche von großem Wert. Veröffentlichungen derartiger Versuche sind aus letzter Zeit nur von der Salza- und Hierzmansperre [1] bekannt geworden. Die für die Lumiei-Sperre von Prof. Dr. G. Oberti, Mailand, durchgeführten Versuche gehören zu den eingehendsten und interessantesten der letzten Zeit [2].

II. Die Lumiei-Sperre.

Die Lumiei-Spermauer der Adriatischen Elektrizitätsgesellschaft (S. A. D. E.) in Venedig ist auch in Deutschland bekannt [3]. Sie war die erste einer Reihe von Mauern der S. A. D. E., welche nach den Entwürfen von Semenza mit

einer ringsum laufenden Perimetralfuge versehen wurden (Abb. 1). Bei 131,85 m Mauerhöhe beträgt die größte Mauerstärke nur 13,68 m. Die schildartige, doppelt gewölbte Mauerplatte ist vollkommen symmetrisch zur lotrechten Mittelachse. Sie ist ringsum von einem Betonsockel eingefasst, auf dem sie mit einer Art Wälzlager aufliegt. Dieser Sockel hat den Zweck, die Druckspannungen aufzunehmen und auf den Fels zu verteilen. Der untere Teil in der Schlucht bildet zugleich Spaltfüllung und Fundament. Er verläuft stufenlos um die ganze Sperrmauer und hat eine Stärke zwischen 14,30 und 15,87 m. Die Anlage dieses Sockels derart, daß die dazwischensitzende Mauerplatte symmetrisch wird, hat am rechten Talhang eine bedeutende Menge Felsaushub erfordert. Die Sperrmauer Lumiei ist die erste mit einer durchlaufenden „Perimetralfuge“ ausgeführte Bogenmauer, wenn es auch an Entwürfen zum Einschalten von horizontalen Gleitfugen, z. B. für die Zillierbadisperre, nicht gefehlt hat [4].

III. Modelle und Versuchseinrichtung.

Es wurden 2 Arten von Modellversuchen vorgenommen:
a) Versuche an Gips-Kieselgur-Modellen der ganzen Mauer im Maßstab 1:60,
b) Versuche mit Ausschnitten aus der Auflagerzone von Bogenkämpfer und Sockel im Maßstab 1:50 in Zelluloid im Maßstab 1:10 in Beton.

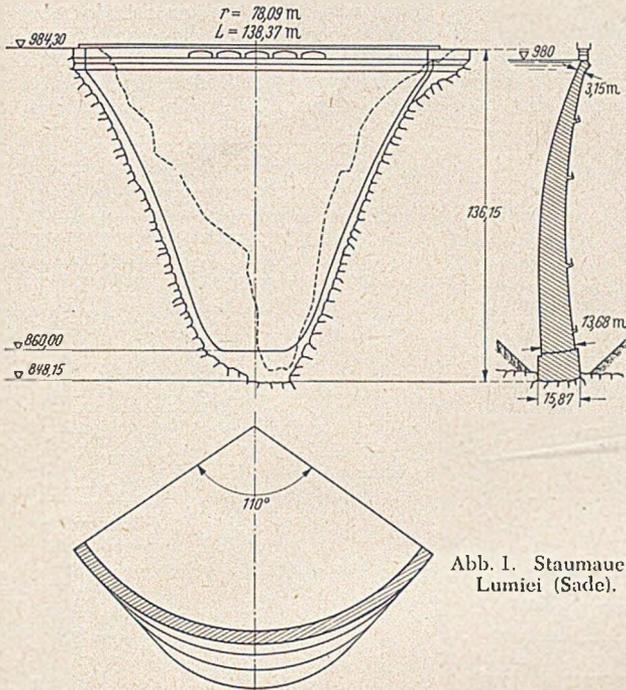


Abb. 1. Stauauer Lumiei (Sade).

1. Die Modelle der ganzen Mauer bestanden in getreuer Nachbildung von Mauer, Sockel und Schlucht im Maßstab 1:60 aus Gips und Kieselgur nach Spezialmischung (Abb. 2). Die Belastung wurde ausgeübt von 35 hydraulischen Pressen für Drücke bis zusammen 600 atü, die sich gegen einen starken

destmaß beschränkt. Das Eintragen der Kraft von den Pressen auf das Modell erfolgte durch einen Verteilerschuh mit Anschluß durch Kugelgelenk. Dieser Schuh bestand aus einem [-Eisen mit einem Gipspfropfen, der sich genau der Form der Modellfläche anpaßte. Zwischen Verteiler und Modell wurden 1 cm starke Gummizwischenlagen eingelegt.

Messungen wurden ausgeführt für radiale Verschiebungen und örtliche Verformungen. Aus den ersteren zog man die Schlüsse auf das Verhalten der Gesamtverformung des Modells, aus den letzteren leitete man die Beanspruchungen her. Man kontrollierte außerdem die Ausbiegung der Talwand, die Axialverformung des Firstbogens und die Verformungen der Auflager. Im ganzen wurden 30 Biegemesser Mahr und Zeiß mit 1/100 mm Meßgenauigkeit nacheinander an 40 Meßstellen verwendet. Die örtlichen Verformungen wurden mit Dehnungsmessern nach Huggenberger Typ A gemessen, welche im allgemeinen eine Basis von 60 mm hatten. Die Schneiden der Instrumente bewegten sich in geeigneten Messingkapseln, welche gedichtet und abgeschlossen im Modell saßen.

2. Die Modelle für die Prüfungen der Auflagerzonen bestanden zunächst aus Zelluloid im Maßstab 1:50. Doch ergab sich während der Versuche die Notwendigkeit, die Prüfungen an Modellen größeren Maßstabes und mit einem dem Bau

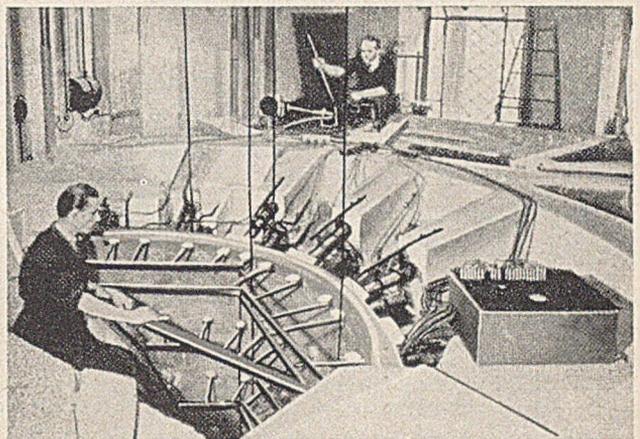


Abb. 3. Versuchseinrichtung.

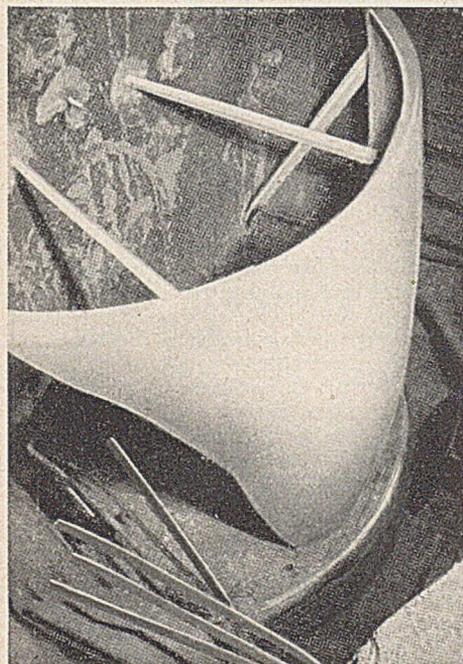


Abb. 2. Das erste Modell.

Betonring abstemmten (Abb. 3). Diese Anordnung von hydraulischen Pressen wurde gewählt, um eine gleichmäßig veränderliche Belastung aufbringen zu können, wie sie sich aus den Versuchsnotwendigkeiten ergibt, und die sich beim Studium der Bogenmauer Rocchetta bewährt hatte. Die Verteilung und Verbindung der Pressen erfolgte so, daß ein gleichmäßiger Druck ausgeübt und alles von einer Pumpe aus bedient werden konnte. Damit waren auch die Rohrleitungen und die erforderlichen Maßnahmen während der Proben auf ein Min-

ähnlichen Baustoff zu wiederholen. Man wählte daher Betonmodelle im Maßstab 1:10, an denen man in der Lage war, mit den Messungen näher an die Auflagerpunkte heranzugehen. Diese Versuche werden im Abschnitt VI beschrieben werden.

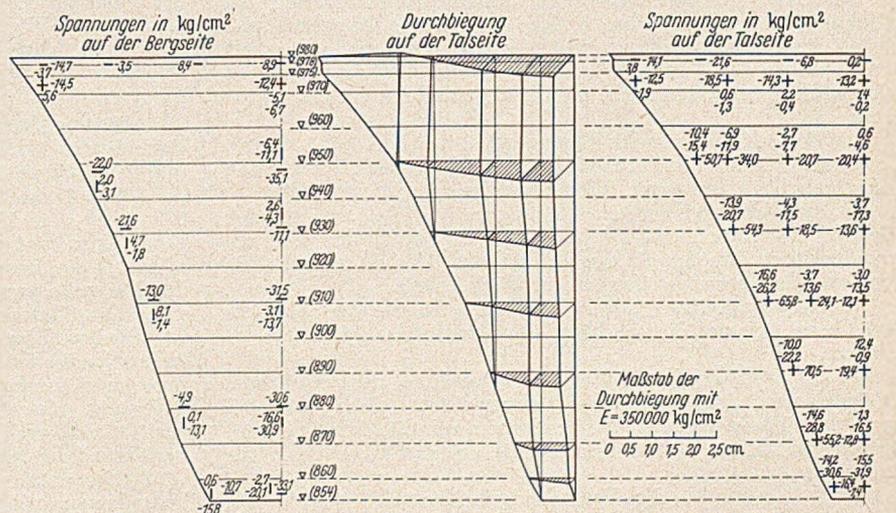


Abb. 4. Spannungen und Ausbiegung von Mauertyp I unter Normallast (die geneigten Zahlen entsprechen den Werten mit Eigengewicht).

IV. Die Messungen.

Der zur Ausführung gelangte Mauertyp entwickelte sich erst während der Versuche. An einem ersten Modell Typ I wurden Proben unter Normallast ausgeführt. Dieses Modell zeigte:

- a) Symmetrie zur Mittelachse,
- b) leichte Verbindung an den Auflagern längs der Umrisse,
- c) keine Arbeitsfugen wie in der Wirklichkeit,
- d) Abtreppungen in großen Stufen unterhalb der Kote 940.

Die mit diesem Modell gemachten Proben führten während der Arbeiten zu interessanten Änderungen, die im wesentlichen die Auflagerzone betrafen. Der so entwickelte Mauertyp II zeigte:

- a) ebenfalls Symmetrie zur Mittelachse,
- b) Einschaltung eines Sockels zwischen Mauerplatte und Fels, welcher in Gipsmischung nachgebildet wurde,
- c) ebenfalls keine Arbeitsfugen wie in der Wirklichkeit,
- d) gleichmäßig umlaufende Auflager ohne Abtreppungen.

An diesem Modell Typ II wurden Proben mit folgenden Laststufen ausgeführt:

- a) unter Normallast, die der Füllung der Sperre entspricht,
- b) unter doppelter Last,
- c) unter Bruchlast, jedoch unter Vermeidung der völligen Zerstörung des Modelles.

Die mit diesen Versuchen verfolgten Ziele waren hauptsächlich die folgenden:

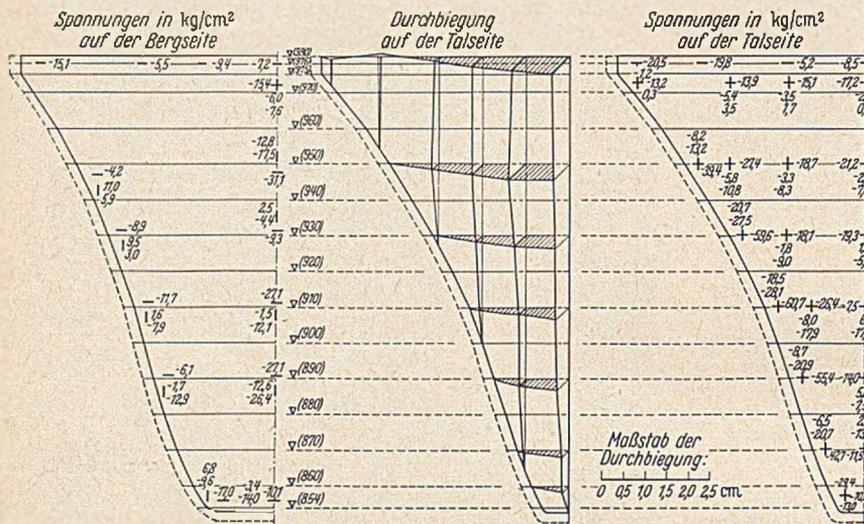


Abb. 5. Spannungen und Ausbiegung von Mauertyp II unter Normallast (die geeigneten Zahlen entsprechen den Werten mit Eigengewicht).

a) Bestimmung des Verformungszustandes und der Beanspruchungen der Mauer unter der normalen Last, abgesehen vom Einfluß des Eigengewichtes.

b) Abschätzung des Sicherheitskoeffizienten der Mauer bei normaler Last durch Studium des Verhaltens an der Bruchgrenze.

Da die Modellversuche eine wertvolle Unterstützung der Rechnung darstellen sollen, welche an manche Annahme und willkürliche Einschränkung gebunden ist, muß man, ehe man Schlüsse aus den Versuchen zieht, auch die Abweichungen von der Wirklichkeit betrachten, welche die Modelle zeigen. Diese sind

- a) Vernachlässigung des Eigengewichtes,
- b) Ausbildung der Perimetrafuge mit polygonaler Oberfläche im Querschnitt, statt mit gekrümmter wie in Wirklichkeit,
- c) Ausbildung des unteren Auflagers und des umlaufenden Sockels im Laboratorium mit einem Baustoff, der ein bemerkenswert höheres E besitzt, als das Modell selbst. Sie waren daher etwas steifer als in Wirklichkeit.
- d) Vernachlässigung der Arbeitsfugen, welche die Wirklichkeit braucht, und der leichten Bewehrung der Maueraußenflächen.

Es ist wohl denkbar, das Modell auch in den erwähnten Kleinigkeiten der Wirklichkeit anzugleichen, doch entschloß man sich, hierin nicht zu weit zu gehen, um die damit verbundenen erhöhten Versuchsschwierigkeiten nicht zu hoch zu schrauben.

V. Die Versuchsergebnisse.

1. Das Verhalten der Mauer nach Versuch und Rechnung. Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 4 und 5 zusammengefaßt worden. Davon zeigt Abb. 4 die Ergebnisse für den Mauertyp I (ohne Sockel und mit Auflagerung in Stufen) unter normaler Last, Abb. 5 die Ergebnisse für den Mauertyp II (mit Sockel und ohne Stufen) unter Normallast. Tabelle I stellt die Ergebnisse aus Modellversuchen und Rechnung gegenüber und Abb. 6 gibt die Hauptzugspannungen und die Spannungstrajektorien für die Talseite der Sperrmauer wieder.

Zur Betrachtung der Ergebnisse und zum Vergleich mit der Rechnung muß folgendes vorausgeschickt werden. Gemäß der üblichen Einteilung, hat man die Mauer in Bogen- und Krag-

elemente getrennt gedacht. Dabei wird das so gedachte statische Verhalten im unteren Teil der Mauer durch die doppelte Krümmung, das Vorhandensein der Perimetrafuge und das Fehlen des Einflusses des Eigengewichtes gestört. Kenntnisse darüber gewann man aus dem Studium einfach gekrümmter Mauern mit Einspannung längs der Umriss (Stevenson, Creek, Gibson, Rocchetta).

Die Teilung in Bogen und Kragarme erweist sich aber aus zwei Gründen als nützlich: erstens sind die erhaltenen Kräfte längs der Bogen die einzigen, die man mit der Rechnung direkt vergleichen kann, zweitens sind gemäß den Erfahrungen von Oberti die „Bögen“ diejenigen Mauerteile, denen man die

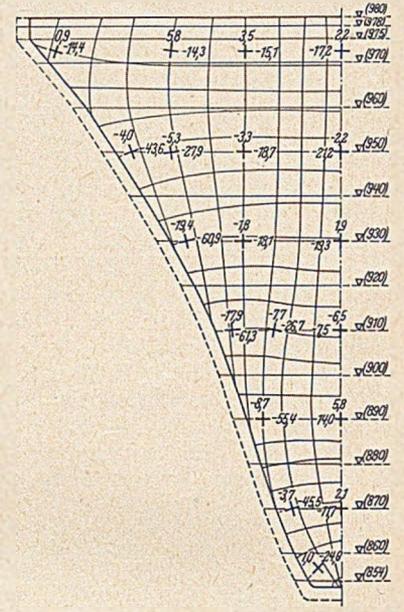


Abb. 6. Hauptspannungen in kg/cm^2 und Spannungstrajektorien auf der Talseite der Sperrmauer.

größte Aufmerksamkeit schenken muß, wenn man die statische Wirksamkeit der Mauer beurteilen will. Die „Kragarme“ kommen in gewissem Sinne in zweiter Linie, vor allem beim Bestehen einer Perimetrafuge.

Für diese Kragarme jedoch ist der Einfluß des vernachlässigten Eigengewichtes wichtiger, als für die Bögen. Man hat daher für dieselben in den vorgenannten Darstellungen den Einfluß des Eigengewichtes abgeschätzt und in Kursivschrift die Werte beigefügt, die diesen Einfluß enthalten. Dies vorausgesetzt kommt man zu folgenden Ergebnissen:

a) für das Bogensystem:

a) Die größten Druckbeanspruchungen ergaben sich auf der Talseite der Mauer längs der Auflagerung zwischen Kote 910 und 950, also von der Mitte ausgehend bis an das obere Viertel der Höhe. Diese Beanspruchungen erreichten beim Versuch etwa 60 kg/cm^2 statt 50 kg/cm^2 der Rechnung.

β) Es zeigten sich beim Versuch keine Zugbeanspruchungen, während die Rechnung solche längs der Wandauflagerung an der Bergseite von Kote 910 (etwa Mauermite) nach unten ergab. Die Kleinstwerte der gemessenen Druckspannungen für verschiedene Bögen lagen mit ungefähr 8 kg/cm^2 auf der Mauerinnenseite im Scheitel und mit etwa 5 kg/cm^2 auf der Außenseite am Kämpfer. Diese Werte sind etwas höher als die der Rechnung. Somit zeigte sich eine bessere Zusammenfassung der Drücke, welche z. T. auf die Kuppelform, z. T. auf die Perimetrafuge zurückgeführt werden können.

γ) Die unteren Bögen, für welche die statische Berechnung besonders ungünstige Werte ergab, zeigten annehmbare Spannungen, worin sich die günstige Wirkung des dreidimensionalen Verhaltens durch Verringerung der Beanspruchungen im unteren Teil der Sperrmauer zeigt.

b) für das Kragensystem:

a) Die höchsten Druckbeanspruchungen, einschließlich der Wirkung des Eigengewichtes, ergaben sich mit etwa 30 kg/cm^2 längs der Auflager der Talseite der Mauer, d. h. in den Zonen, wo die größten Drücke in den Bögen auftraten.

β) Die auftretenden Zugbeanspruchungen sind tragbar. Es ist interessant, daß man keine Zugspannungen längs der unteren Zone der Bergseite der Mauer antraf, wie sie gewöhnlich in den Sperrmauern einfacher Kurve vorkommen. Es ist dies

Tabelle 1. Gegenüberstellung der Grenzwerte der Spannungen aus Versuch und Rechnung.

		Versuchswerte			Rechnungswerte	
		Typ I	Typ II			
			Versuch A	Versuch B		
Bogen:	Scheitelquerschnitt	Bergseite....	- 35,1 (▽950)	- 31,6 (▽950)	- 36,4 (▽950)	- 43,3 (▽950)
		Talseite.....	+ 0,2 (▽978)	- 8,1 (▽910)	- 9,1 (▽978)	- 5,6 (▽910)
	Kämpferquerschnitt	Bergseite....	- 4,2 (▽880)	- 4,6 (▽950)	- 11,0 (▽950)	+ 4,7 (▽910)
		Talseite.....	- 70,8 (▽890)	- 60,6 (▽910)	- 60,0 (▽930)	- 48,8 (▽950)
Kragarme:	Kämpferquerschnitt (mit Eigengewicht)		+ 5,5 (▽950) - 31,3 (▽854)			

ein weiterer günstiger Vorteil der doppelten Krümmung oder der Perimetralfuge.

Ein der Erwähnung allein würdiges Auftreten von Zugspannungen, in der Größe von etwa 4 bis 5 kg/cm², fand man verstreut in fast allen lotrechten Elementen kurz unter dem Anfang des Firstbogens längs der Talwand (hier tritt bei der Bruchlast auch später der erste Riß auf).

2. Das Verhalten der Modelle unter der Bruchlast. Während man bei den Prüfungen unter Normallast, die der Füllung der Sperre entsprach, einen Pressendruck von 30 kg/cm² ausübte, steigerte man bei dieser Probe die Last immer mehr, bis sich bei dem achtfachen Wert 240 kg/cm² die erste Zerstörung zeigte: ein Horizontalriß wenig unter dem Firstbogen. Schließlich beobachtete man unter dem kritischen Druck von 240 kg/cm² in Abhängigkeit von der Zeit folgende Zerstörungen:

In einem ersten Zeitraum:

a) Zerquetschung des Materials in der Auflagerzone zwischen Kote 900 und 940,

b) Erweiterung des Horizontalrisses unter dem Firstbogen.

In einem zweiten Zeitraum:

c) Ausdehnung der Zerquetschungszone auf große Teile der Auflagerzone,

d) lotrechte Risse in den Bogenscheiteln und Horizontalrisse in verschiedenen Höhen bis zur Zerstörung des Modelles.

Dabei machte man laufend Ablesungen an den Instrumenten, soweit es durch die fortschreitenden Materialzerstörungen noch möglich war. Die Rißbilder zeigt Abb. 7.

3. Sicherheitskoeffizient für die hydraulische Last. Bezeichnet man mit

μ) das Verhältnis der Bruchfestigkeit des Baustoffes von Modell und Wirklichkeit (deren Betondruckfestigkeit mit 350 kg/cm² angenommen wird),

λ) das Verhältnis des Maßstabes zwischen Modell und Wirklichkeit (1:60) und

γ) das Verhältnis der spezifischen Gewichte einer gedachten Flüssigkeit, die auf das Modell wirkt, und Wasser so ergeben sich für den vorliegenden Fall

$$\mu = 350/35 = 10, \lambda = 60 \text{ und } \gamma_x = \lambda/\mu = 60/10 = 6.$$

Die Belastung für die Proben mit Normallast, für welche man 30 kg/cm² an Pressenwirkung auf das Modell aufgebracht hatte, entspricht einer gedachten Flüssigkeit vom spez. Gewicht $\gamma_N = 8,9 \text{ t/m}^3$, womit sich ein Ausdruck für einen Sicherheitskoeffizienten ergibt von

$$\gamma_N/\gamma_x = 8,9/6 = 1,5.$$

Die Belastung der Proben mit Bruchlast von 240 kg/cm² entspricht einer gedachten Flüssigkeit von $8 \cdot 8,9 = 71 \text{ t/m}^3$ spez. Gewicht, so daß sich für den Bruchzustand der Sicherheitskoeffizient von

$$\xi = \gamma_{Br}/\gamma_x = 71/6 \approx 12$$

ergibt.

4. Rückschlüsse auf das auszuführende Projekt. Folgende Rückschlüsse wurden nunmehr auf das auszuführende Projekt gezogen und angewendet:

a) gleichmäßige durchgehende, absatzlose Anordnung des die eigentliche Mauerplatte umfassenden Sockels von etwa 2 m Höhe, vorbetoniert zu einem frühen Zeitpunkt.

b) Erhöhung der Größen der Radien und Stärken der Bögen zwischen Kote 910 und 940 um 10 % und leichte Verminderung der entsprechenden Öffnungswinkel.

c) Zunahme von 10 % der Stärken für die oberen Mauer-teile zwischen Kote 950 und 970, ohne merkbare Veränderung der Bogenradien und Öffnungswinkel zu verursachen.

d) Betrachten des untersten Teiles des Mauersockels unter Kote 870 als Grundtampon der Schlucht, der zu einem früheren Zeitpunkt ausgeführt wird. Die Perimetralfuge liegt jetzt rd. 10 m höher als im ersten Projekt.

Diese Veränderungen, welche sich aus der zusammenfassenden Betrachtung aller Ergebnisse ergaben, und die man einführte, um die größtmögliche Sicherheit und die besten statischen Bedingungen dieses gewaltigen Bauwerkes zu erreichen, brachten eine Erhöhung der Betonkubatur um 10 % mit sich.

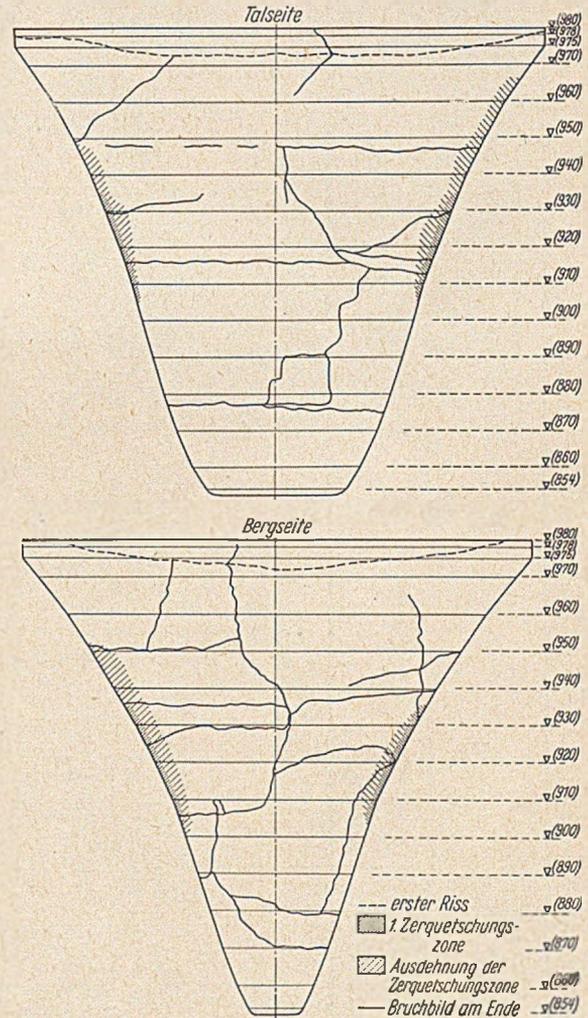


Abb. 7. Rißbilder des Modelles.

Die sich nunmehr ergebenden Beanspruchungen aus der statischen Berechnung sind in Tabelle 2 zusammengefaßt worden. Der Vergleich mit denen des vorhergehenden Projektes zeigt, daß sich eine Verminderung der höchsten Druckspannungen von 52,7 auf 49,2 kg/cm² ergibt, während die größten Zugspannungen immer noch bei etwa 8 kg/cm² liegen.

Eine letzte Betrachtung gilt es noch anzustellen in bezug auf das Verhalten des Gründungsfelsens in der Wirklichkeit. Man nahm bisher an, daß der Fels praktisch unverformbar sei und einen viel höheren E-Wert habe als der Beton, mit dem die Sperre ausgeführt wird. Beim Studium der Wirkung der elastischen Nachgiebigkeit des felsigen Auflagers auf das statische Gesamtverhalten des Bogens bezog man sich auf die klassische Studie von F. Vogt. Das elastische Verhalten dabei genügend genau mit der Annäherung überschlagen, indem man die theoretischen Auflagers der Mauer um das Maß 0,45 der Länge des mittleren Auflagers vergrößert und den mittleren E-Wert des Felsens gleich dem des Betons setzt.

Tabelle 2. Ergebnisse der Spannungen für die Sperrmauer.
 σ_v = Spannungen für Hypothese Vogt, Var. 1943. σ_r = Pressungen gegen den Fels am linken Hang
 σ = Spannungen für den theoretischen Bogen, Var. 1943. σ_g = Spannungen mit Perimetralfuge.
 (Sockel mit kleinster Höhe).

Theorie	Kote	Stausee leer															
		Maximale Spannungen in kg/cm ² im Winter						Stausee gefüllt									
		Scheitel			Auflager			Scheitel			Auflager						
		außen		innen	außen		innen	außen		innen	außen		innen				
σ	σ_v	σ	σ_v	σ	σ_v	σ	σ_v	σ	σ_v	σ	σ_v	σ	σ_v	σ_r	σ_g	σ_r	
starre Bögen	860	-2,2	-1,7	-1,6	+4,5	+3,6	+2,8	+5,1	+4,4	+3,8	-4,6	-3,8	-3,4	-3,9	+0,6	+0,5	+0,5
	870	-2,5	-2,0	-1,8	+4,3	+3,7	+3,0	+5,6	+4,6	+4,0	-5,1	-4,1	-3,7	-4,0	1,8	1,8	1,2
	880	-3,1	-2,4	-2,1	+4,9	+4,0	+3,3	+6,6	+5,8	+4,5	-6,0	-4,8	-3,7	-3,9	3,4	2,9	2,9
	890	-3,8	-2,9	-2,6	+5,6	+4,4	+3,7	+7,9	+6,0	+5,3	-7,3	-5,5	-4,9	-4,0	5,6	5,5	5,0
	900	-4,1	-3,7	-3,4	+6,3	+5,1	+4,4	+8,0	+6,9	+5,8	-8,0	-6,4	-5,5	-4,4	10,4	8,7	8,0
	910	-4,7	-4,2	-3,9	+7,0	+5,5	+4,8	+8,7	+7,2	+6,5	-8,7	-7,1	-6,4	-5,1	15,4	13,9	12,4
	920	-4,7	-4,2	-3,9	+7,0	+5,5	+4,8	+8,7	+7,2	+6,5	-8,7	-7,1	-6,4	-5,1	15,4	13,9	12,4
	930	-4,7	-4,2	-3,9	+7,0	+5,5	+4,8	+8,7	+7,2	+6,5	-8,7	-7,1	-6,4	-5,1	15,4	13,9	12,4
	940	-4,7	-4,2	-3,9	+7,0	+5,5	+4,8	+8,7	+7,2	+6,5	-8,7	-7,1	-6,4	-5,1	15,4	13,9	12,4
	950	-4,7	-4,2	-3,9	+7,0	+5,5	+4,8	+8,7	+7,2	+6,5	-8,7	-7,1	-6,4	-5,1	15,4	13,9	12,4
elastische Bögen	960	-4,7	-4,2	-3,9	+7,0	+5,5	+4,8	+8,7	+7,2	+6,5	-8,7	-7,1	-6,4	-5,1	15,4	13,9	12,4
	970	-4,9	-4,8	-4,8	+7,8	+5,6	+4,8	+9,5	+7,7	+6,5	-9,5	-7,4	-6,9	-5,1	15,1	12,4	11,3
	980	-4,9	-4,8	-4,8	+7,8	+5,6	+4,8	+9,5	+7,7	+6,5	-9,5	-7,4	-6,9	-5,1	15,1	12,4	11,3
	990	-4,9	-4,8	-4,8	+7,8	+5,6	+4,8	+9,5	+7,7	+6,5	-9,5	-7,4	-6,9	-5,1	15,1	12,4	11,3
	1000	-4,9	-4,8	-4,8	+7,8	+5,6	+4,8	+9,5	+7,7	+6,5	-9,5	-7,4	-6,9	-5,1	15,1	12,4	11,3

Auch diese Ergebnisse sind in Tabelle 2 wiedergegeben, wobei sich eine deutliche Verminderung der Druck- und Zugspannungen zeigt. Die vorher genannten Höchstspannungen für Druck von 49,2 kg/cm² gehen damit auf 44,7 kg/cm² zurück, jene für Zug auf 2,8 kg/cm². Bei leerem Becken erhält man nur eine, weniger merkbare, Verminderung der Zugspannungen.

Endlich kann noch angeführt werden, daß die aus der Rechnung erhaltenen Spannungen sich auf die theoretische Auflagerung der Bögen beziehen, die nicht ganz der Wirklichkeit der Perimetralfuge entspricht. Diesen Einfluß, der noch eine kleine Verminderung der Spannungen ergibt, schätzte man ab und fügte diese Werte der Tabelle 2 zu.

Die Betrachtung all dieser Einflüsse zeigt, daß die Einführung des Sockels und der Perimetralfuge die größte Beanspruchung von etwa 50 kg/cm² des ersten Projektes auf Höhe 900 bis auf etwa 36 kg/cm² herabgemindert hat, welche Zahl bis zur Kote 900 noch auf 20 kg/cm² sinkt.

VI. Die Einzelversuche für die Auflagerzone.

Die Messungen am ganzen Modell hatten wohl erbracht, daß die Spannungen aus der hydraulischen Last in der Mauer in annehmbaren Grenzen lagen, doch konnte man keine Rückschlüsse ziehen auf das Verhalten der Auflagerzone. Sodann hatte eine Überschlagsrechnung unzulässig hohe Zugspannungen in den gegen die Mauerauflage überstehenden Sockelteilen gezeigt. Aus diesen und noch verschiedenen anderen Gründen schien es geboten, auch für die Auflagerzone, beschränkt auf die höchst beanspruchten Bögen, Modellversuche auszuführen.

1. Die Zelluloidmodelle. Diese Modelle sind Bogenabschnitte nach Abb. 8. Die erste Serie bestand aus 27 mm starken, ebenen Zelluloidmodellen im Maßstab 1 : 50, die zweite aus zweidimensionalen Modellen gleichen Maßstabes und Baustoffes. Sie entsprachen den Auflagern und Sockelteilen der Bögen auf Kote 900 und 930.

Die Belastung wurde mit einer kleinen hydraulischen Presse ausgeübt mit Zwischenschaltung eines der Modelldicke entsprechenden Verteilers. Die Drücke waren 600 kg für das Bogenstück der Kote 900, 500 für jenes der Kote 930. Der Sockel ruhte auf einem Stück Duraluminium, das den Felsen darstellte. Das Verhältnis der E-Werte von Aluminium und Zelluloid ist etwa 35.

Die Messungen wurden mit Dehnungsmessern Huggenberger Typ A mit Basislänge von 5 mm ausgeführt. Es wurden 60 Meßstellen gewählt auf dem Bogenteil der Kote 900 und 70 auf jenem der Kote 930. Die Messungen wurden immer auf beiden Seiten des Modelles gemacht. Mit den Meßstellen suchte man so nah wie möglich an die Fuge heranzugehen.

Nennt man K das Verhältnis der auf die wirkliche Sperrmauer und das Modell einwirkenden Kräfte und λ das Verhältnis der Maßstäbe, so ergibt sich aus der Versuchstheorie das Verhältnis zwischen den wirklichen Spannungen σ_r und jenen σ_m des Modells zu

$$\sigma_r / \sigma_m = K / \lambda^2.$$

Im vorliegenden Fall ist $K = 6380$, und daraus

$$\sigma_r = \sigma_m K / \lambda^2 = 2,556 \cdot \sigma_m.$$

Sind ϵ_m und ϵ'_m zwei am Modell an sich gegenüberliegenden Punkten gemessene Verschiebungen, E_m der Elastizitätsmodul und μ die Poissonzahl des Modells, so ergibt sich

$$\sigma_m = \frac{E_m}{1 - \mu^2} (\epsilon_m + \mu \epsilon'_m).$$

Setzt man die für das Modell geltenden Werte¹⁾ $E_m \cong 17\,500$ kg/cm², $\mu \cong 0,35$ und benutzt man für

$$\epsilon_m = \bar{\epsilon}_m \cdot 10^{-5}, \quad \epsilon'_m = \bar{\epsilon}'_m \cdot 10^{-5},$$

so ergeben sich die wirklichen Beanspruchungen in der Sperrmauer nach der Formel

$$\sigma_r = 0,525 (\bar{\epsilon}_m + \mu \bar{\epsilon}'_m) \text{ in kg/cm}^2.$$

Für den Fall, daß man nicht 2 gegenüberliegende Verformungen auf den Wänden gemessen hat, verwendete man folgende Näherungsformel:

$$\sigma_r = 2,55 E_m \cdot \epsilon_m = 0,445 \bar{\epsilon}_m.$$

2. Die Betonmodelle. Nach den Prüfungen an den Zelluloidmodellen wurden 4 Betonmodelle in Beton mit 300 kg

¹⁾ Für die Modelle der Grazer Versuche wurde in [1] angegeben:

- $E = 24\,000$ kg/cm², $\sigma_Z = 6,4$ kg/cm²,
- $\mu = 0,21$, $\sigma_{Z \text{ Bieg.}} = 12,6$ kg/cm²,
- $\gamma = 0,90$ kg/cm², $\sigma_{D \text{ zul}} = 10,0$ kg/cm²,
- $\sigma_D = 24,0$ kg/cm², $\sigma_{Z \text{ zul}} = 3,2$ kg/cm².

Zement, im Maßstab 1:10, 15 cm dick gemäß den Auflager-
teilen der Bögen auf Kote 900 und 930 hergestellt. Die
2 Modelle für jeden Bogen unterschieden sich durch einmal
geringe, einmal starke Bewehrung. Die Probe- und Meßeinrich-
tungen zeigt die Abb. 9. Die Belastungsanlage konnte Drücke
bis zu 60 t ausüben.

Die zur Errechnung der wirklichen Spannungen benutzten
Formeln sind die gleichen wie bei den Zelluloidmodellen. Die
Verhältniswerte K sind hierbei für den Bogen auf Kote 900

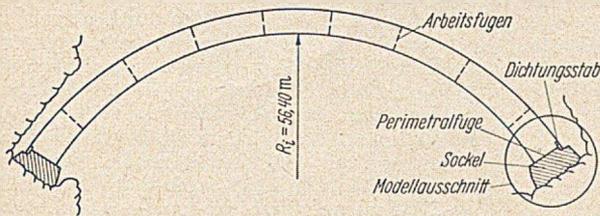


Abb. 8. Lage des Modellausschnittes.

Zugspannungen wurden als tragbar erachtet. In Verbindung
mit dem Loch, das dem Querschnitt der Inspektionsgalerie ent-
spricht, erreichen sie etwa 10 kg/cm² und gaben Anlaß zu einer
verstärkten Bewehrung.

VII. Schluß.

Die für die Lumieisperre ausgeführten Modellversuche, die
mit besonderer Sorgfalt und Ausführlichkeit verwirklicht wur-
den, sind ein lehrreiches Beispiel dafür, wie die Auffindung der

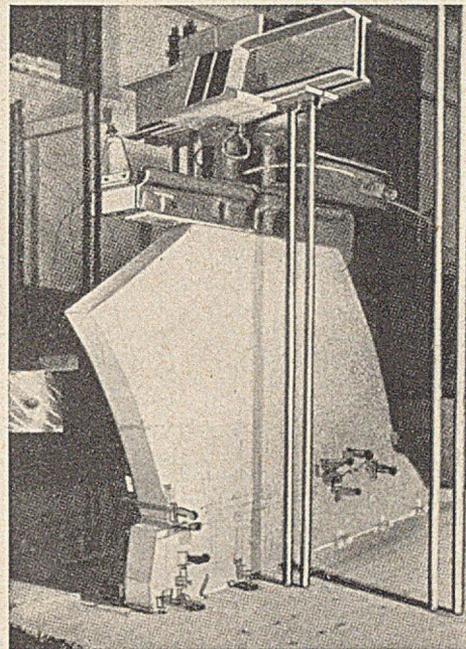


Abb. 9. Versuchseinrichtung für das Betonmodell der Auflagerzone.

$K = 90$, für jenen auf Kote 930 $K = 75$. Die sich ergebenden
Resultate sind in Abb. 10 wiedergegeben. Sie betreffen den
Fall der geringen Bewehrung, so wie es der wirklichen Aus-
führung der Mauer entspricht. Mit der stärkeren Bewehrung
hatten sich keine Verkleinerungen der Spannungen ergeben.

Die Ergebnisse zeigen, daß die Spannungen alle im Bereich
der zulässigen Grenze liegen. Die Höchstwerte der Innenseite der
Bogenaufleger erreichen 56 kg/cm² für den Bogen auf Höhen-
kote 900 und 48 kg/cm² für jenen auf 930. Auch die Pressungen
gegen die Felsaufleger sind gut aufnehmbar; sie betragen etwa
28 kg/cm² auf Kote 900 und 32 kg/cm² auf Kote 930. Sie sind
infolge der angenommenen Starrheit der Auflagerung eher noch
etwas zu hoch.

Diese Betonmodelle ergaben, außer der Möglichkeit sie ver-
schieden zu bewehren, in der Tat in allem ein klareres Bild als
die Zelluloidmodelle. Dieses Bild wird der Wirklichkeit sehr
nahe kommen. Dies bewirkten:

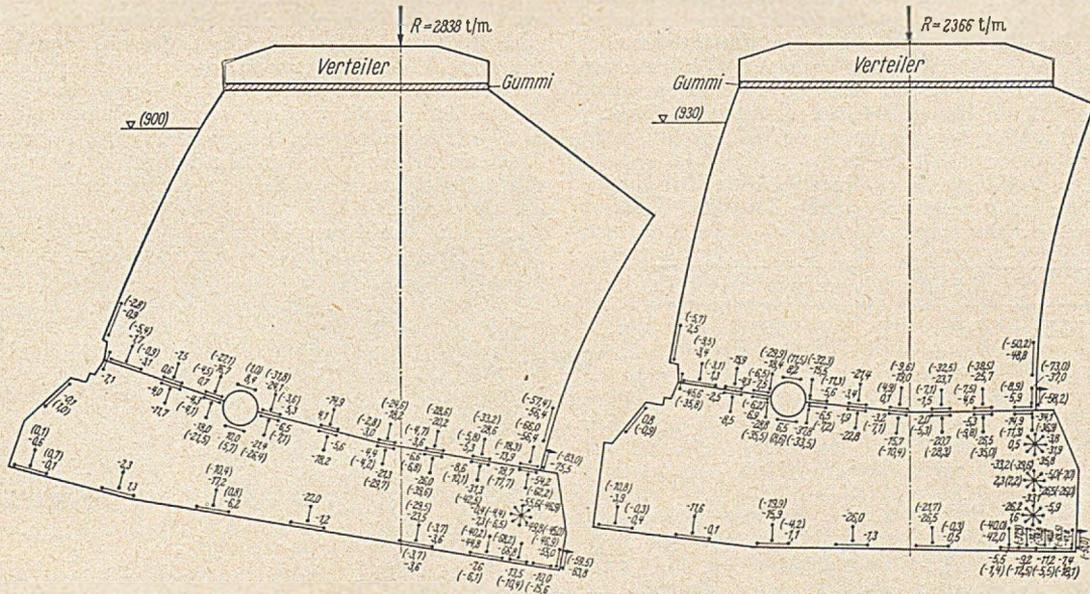


Abb. 10. Spannungen in kg/cm² der Auflagerzone der Sperrmauer, hergeleitet vom Betonmodell mit leichter Bewehrung.
(Die Klammerwerte entsprechen denen der 2. Probe mit Mörtelfuge.)

- a) der Baustoff, der mit dem der Wirklichkeit angenähert die gleichen Eigenschaften hat,
- b) die Möglichkeit, die Dehnungsmessungen durch den größeren Maßstab noch genauer und näher an den Fugen ausführen zu können,
- c) die Möglichkeit, Auflagerfugen beim Betonieren sicherer gleichmäßig herstellen zu können, sei es durch Aufbetonieren oder durch Zwischenschaltung einer Mörtellage.

Gerade in Bezug auf den letztgenannten Punkt stellte man fest, daß der Wert der örtlichen Spannungen sehr vom Zustand der Auflagerflächen abhängig war. Die Werte der Abb. 10 entsprechen der Probe mit Zwischenschaltung einer Mörtellage.

Man fand im Laufe der Versuche, daß die höchsten örtlichen Pressungen in Verbindung mit den Kanten der Talwand entstehen und bei Loslösung des Bogens für Kote 900 80 kg/cm² erreichten, für Kote 930 etwa 60 kg/cm². Die auftretenden

Lösung einer so bedeutenden und verantwortungsvollen Aufgabe wie die einer großen Sperrmauer, sich aus der Zusammenarbeit von Konstruktionsidee, statischer Berechnung und Versuch ergibt. Die italienischen Talsperrbauer haben mit der „Semenza'schen Schalenmauern“ mit Perimetralfuge einen neuen Typ der Bogenmauern verwirklicht.

Dr.-Ing. habil. W. Herberg, Bensheim a. d. Bergstraße.

Literatur.

1. Tschech und Jaburek: Schweiz. Bauzeitung 69 (1951) S. 212.
2. S. A. D. E. (Società Adriatica di Eletticità): L'impianto idroelettrico del Lumiei, Venezia 1950, S. 55.
3. C. Semenza: Schweiz. Bauzeitung 69 (1951) S. 18.
4. H. Link: Bautechnik 28 (1951) S. 274.
5. F. Tölke: Die Wasserwirtschaft 42 (1952) S. 106.
6. E. Knop: Die Wasserwirtschaft 41 (1950/1951) S. 44.

Wasserkraftwerke in den französischen Pyrenäen.

Zu Beginn des Jahres 1952 waren in den französischen Pyrenäen 563 Wasserkraftwerke in Betrieb, die bei einer Leistung von 1064 MW und einer Jahresarbeit von 3,8 Mrd. kWh 18 % der gesamten Wasserkraftzeugung Frankreichs bestritten. Das Schwergewicht der Ausnutzung liegt im mittleren und westlichen Teil des Gebirgszuges, wo auf eine Länge von 100 km $\frac{3}{4}$ aller Anlagen konzentriert sind.

Die Wasserkraftnutzung in den Pyrenäen hat bereits zu Ende des vorigen Jahrhunderts eingesetzt, zunächst für die örtliche Kraftversorgung und dann — in und nach dem ersten

bunden sind. Allgemein bemerkenswert ist die Konsequenz, mit der alle Nutzungsmöglichkeiten erfaßt werden.

Abb. 2 zeigt die grundsätzliche Anordnung des Werkes Portillon. Die im Jahre 1942 in Betrieb gegangene Anlage nützt als Hochspeicher einen auf Höhe + 2547 m liegenden gleichnamigen Gletschersee aus, dessen Inhalt durch einen Steinschüttdamm bei einem Anstau um 20 m auf 16,8 Mio m³ gebracht wurde. Außerdem wird auch noch ein kleinerer See (Lac Glacé) mit 2,3 Mio m³ Inhalt herangezogen. Die beiden Seen besitzen ein Einzugsgebiet von 4,55 km². Ein weiteres Einzugsgebiet von 8,3 km² wird auf Höhe + 2300 m durch einen 5 km langen Hangkanal erfaßt, wobei einige kleinere Seen mit 0,9 Mio m³ Gesamteinhalt für die Wasserabgleichung dienen. Das

Wasser dieses Niederschlagsgebietes kann entweder unter einer Fallhöhe von 1100 m in der Zentrale Portillon direkt verarbeitet werden oder durch ein auf + 2230 m liegendes Pumpwerk von 2 x 3600 kW Leistung in den Portillon-See (+ 2547 m) gefördert werden. — Die Zentrale Portillon liegt 1400 m unter dem Spiegel des Hauptspeichers und ist heute in Frankreich die Anlage mit der größten Fallhöhe. Das Krafthaus enthält einen einzigen Maschinensatz von 40 MW Leistung. Die Jahresarbeit beträgt 75 Mio kWh.

Bei der Anlage Aston (Ariège), Abb. 3, wird das Wasser durch 2 Stollen von 7 bzw. 19,4 km Länge aus den beiden Flüssen Aston und Ariège dem Krafthaus zugeleitet und dort mit 500 m Fallhöhe verarbeitet. Die Stollenbauten hatten beträchtliche Schwierigkeiten geologischer Art zu überwinden, obwohl die Trassen im Granit verlaufen. Das Werk ging 1947 nach Fertigstellung des Aston-Stollens mit 2 Maschinensätzen von je 20,5 MW Leistung in Betrieb. 1951 wurde der Ariège-Stollen fertig. Seither ist die Anlage mit 4 gleich großen Einheiten mit insgesamt 82 MW im Vollbetrieb. Sie erzeugt jährlich 320 Mio kWh. — Im derzeitigen Zustand fährt die Anlage als Laufwerk. Für später ist jedoch geplant, einen Speicher von 60 Mio m³ Inhalt in einem jenseits der Wasserscheide liegenden Hochtal anzulegen, das nach dem Ebro entwässert. Er soll in der Hauptsache durch Pumpwasser aus dem oberen Ariège-Fluß gefüllt werden, wobei als Pumpwerk die geplante Anlage Hospitalet (Abb. 1) verwendet wird. Zur Entschädigung Spaniens für den Wasserentzug durch die Sperre wird ein Teil des Ariège-Wassers auf tieferem Niveau nach dem Ebrobecken hin abgegeben.

Zur Zeit im Bau und noch in diesem Jahr fertig ist die Anlage Pragnères-Cap-de-Long (Abb. 4). Sie liegt am Pau

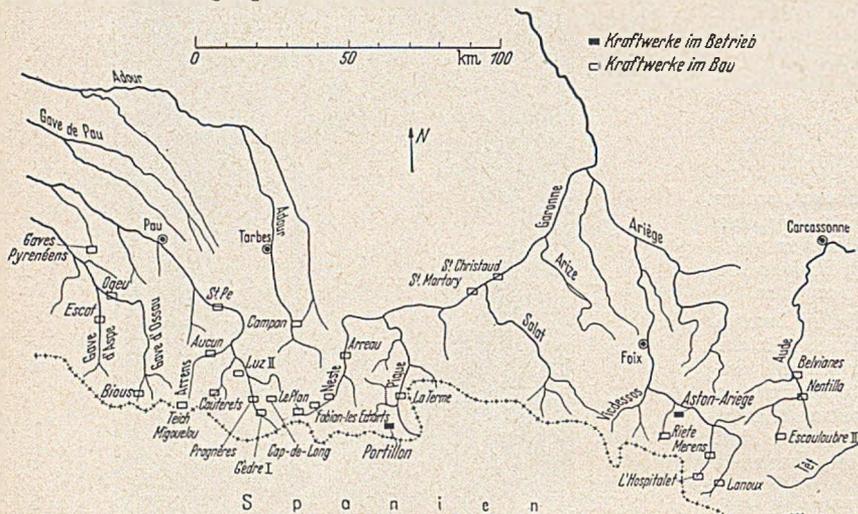


Abb. 1. Neue Wasserkraftwerke in den französischen Pyrenäen. Übersichtskarte.

Weltkrieg — für Zwecke der Bahnstromversorgung („Compagnie du Midi“) und für die der chemischen Industrie. Besonders sind die Verdienste der „Union des Producteurs d’Energie des Pyrénées Occidentales“ um die Verbesserung der Anlagen und den Absatz der Energie zu nennen, einer Gesellschaft, die 1946 in der „Electricité de France“ aufging. Eine Reihe neuer großer Anlagen ist in den letzten Jahren in Betrieb gegangen oder zur Zeit im Bau.

Die in Abb. 1 wiedergegebene Übersichtskarte des Hauptwasserkraftgebietes zeigt allein 28 große Projekte. Hiervon werden folgende besonders genannt:

Anlage	Fluß	Jahresarbeit 10 ⁶ kWh
Pragnères-Cap-de-Long	Pau	300
Cèdre	Pau	100
Luz II	Pau	90
Campan	Adour	90
Fabian-Les Echarts	Neste	112
Portillon	Lys	75
Aston	Ariège	320
Nentilla	Aude	140

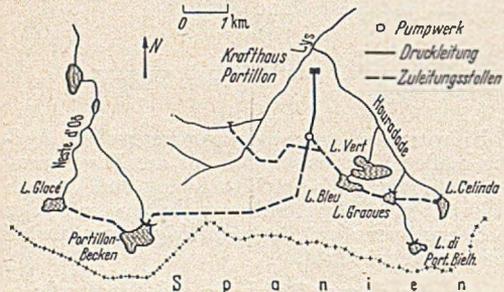


Abb. 2. Übersichtsplan Aston-Ariège.

Diese neuen Anlagen sind durch hochliegende Speicher und Hangkanäle oder -stollen gekennzeichnet. Teilweise erfolgt die Speicherung unter Zuhilfenahme von Pumpen. Die äußere Ausgestaltung der Werke ist betont einfach, dagegen ist großer Wert auf die Einpassung in die Umgebung gelegt und auf die Beseitigung von Nachteilen, die mit der Wasserableitung ver-

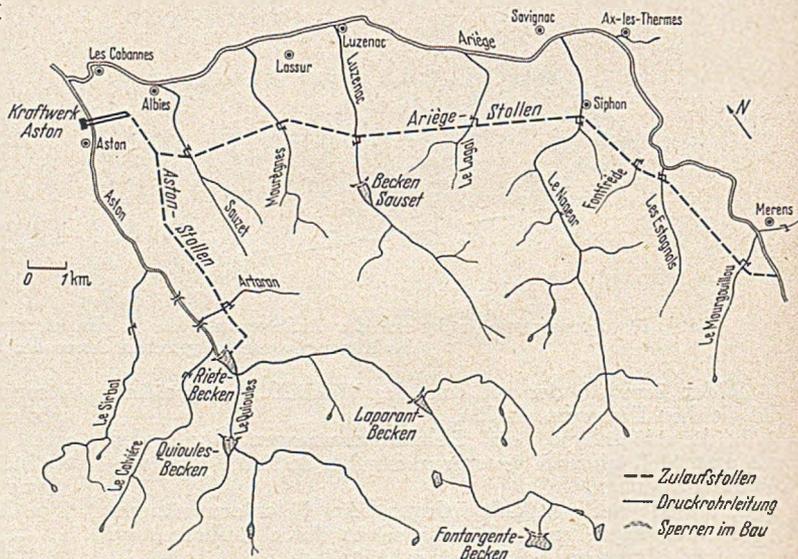


Abb. 3.

oberhalb Lourdes. Das Pau-Tal selbst bietet keine Möglichkeit für die Anlage eines Speichers. Deshalb wurde das östlich hiervon im Massiv von Néouvielle auf + 2160 m liegende Becken von Cap-de-Long herangezogen. Durch eine gemauerte Bogen-sperre entstand hier ein Speicherraum von 60 Mio m³. Er wird zum Teil aus dem eigenen Einzugsgebiet gespeist, zum Teil

aber aus den linken Pau-Zuflüssen Ossoué, Aspe, Cestrède, Litouèse u. a. (Abb. 4). Diese Wasserläufe werden durch eine Hangleitung zwischen den Höhen + 2000 und + 1800 m gefaßt und einer das Pau-Tal am Kraftwerk Pragnères kreuzenden Dückerleitung zugeführt und durch zwei Pumpwerke von 26 und 4,5 MW Leistung nach dem Cap-de-Long-Becken gefördert. (Der östliche Dückerschmelker ist demnach identisch mit

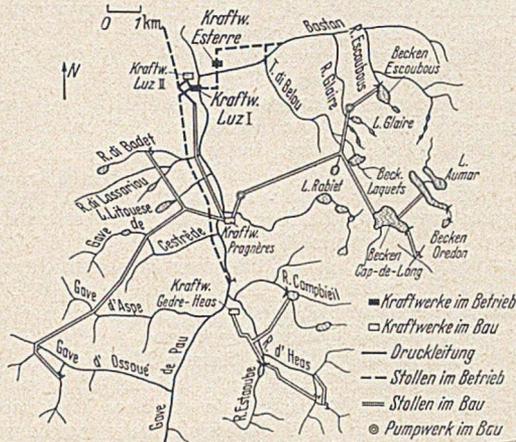


Abb. 4. Übersichtsplan Pragnères-Cap-de-Long.

der Druckleitung des Kraftwerkes Pragnères.) Es besteht jedoch auch die Möglichkeit, das Wasser der oben genannten linksseitigen Pau-Zuflüsse im Kraftwerk bei 890 m Fallhöhe direkt zu verarbeiten. Beim Betrieb aus dem Cap-de-Long-Speicher beträgt die Fallhöhe 1200 m. — Im Krafthaus Pragnères sind 2 gleich große Freistrahlturbinen-Sätze von zusammen 160 MW Leistung eingebaut, die, nach Abzug des Pumpstromes, jährlich rd. 300 Mio kWh erzeugen. Den Betrieb dieses Großkraftwerkes

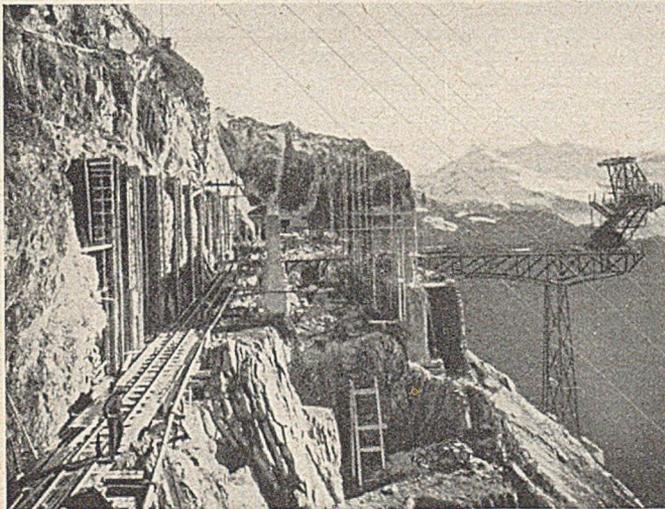


Abb. 5. Pumpwerksbaustelle Pragnères.

wird man unter weitgehender Automatisierung mit einer Belegschaft von nur 5 Mann führen. — Aus der Speicherung in Pragnères ziehen die unterhalb liegenden Werke gleichfalls Nutzen. Die hier zu erwartende Erhöhung der Energieproduktion beträgt 100 Mio kWh im Jahr.

Die Unwegsamkeit der Baustellen machte viele besondere Maßnahmen erforderlich. So sind z. B. allein 33 km Seilbahnen erbaut worden. Abb. 5 zeigt eine der beiden Pumpwerksbaustellen und gibt einen Begriff von den schwierigen Gelände-Verhältnissen, unter denen hier gearbeitet werden muß. [Nach L'Energia Elettrica 30 (1953) S. 24.]

Josef Frank, Erlangen.

Druckmessungen im Gestein.

Für die Ausführung von Stollen im Bergbau und für Wasserkraftanlagen erhebt sich die Frage nach dem Verhalten der freigelegten Wandung und nach den Spannungen im anstehenden Gebirge nahe der Oberfläche, um für die notwendigen Ausbaurbeiten wie für Sicherungen einen Anhalt zu haben. Die klassische Methode bedient sich indirekter Messun-

gen, indem ein Felsstück durch Aufbringen von Belastungen in seinem Verhalten untersucht wird, und Gesetzmäßigkeit zwischen Druck und Deformation erforscht wird. Das bietet wenig Schwierigkeiten, ergibt aber keine einwandfreien Werte, weil hierbei die Faktoren des Kriechens, der Feuchtigkeit und der Struktur nur angenäherte Ergebnisse zulassen. Es wären brauchbare Resultate zu erwarten, wenn man alle Untersuchungen und Folgerungen im elastischen Bereich vornehmen könnte, in welchem kleine, lineare und umkehrbare Deformationen kennzeichnend sind. Diese Voraussetzung ist aber niemals erfüllt, z. B. fehlt meist die Homogenität, was sogar für granitischen Gneis nachgewiesen wurde, der bei verschiedenen Verfahren an verschiedenen großen Proben Werte für den E-Modul von 200 000—700 000 kg/cm² ergab. Selbst bei einem Quarzit fand man im Laborversuch bei einer kleinen Probe ein E von 590 000 kg/cm², während ein Versuch im Gebirge bei einer Fläche von 1 m² nur 100 000 kg/cm² ergab. Ebenso unsicher ist die Ermittlung der Poissonschen Zahl, besonders wenn man Schallfortpflanzungsgeschwindigkeiten als Untersuchungsmethode anwendet. Das ist bedauerlich, weil dieser Modul in den Elastizitätsrechnungen sehr oft vorkommt.

Die Deformationen werden mit Dehnungsmessern gemessen, sie sind meist klein, aber nicht immer linear; auch kennt man einen plastischen Bereich vor dem Bruch, dessen Bedeutung nicht übersehen werden darf. Da schließlich die mechanischen Charakteristiken im Berg sehr stark variieren, ist es bei Vergleichsuntersuchungen schwierig, gleichwertige Probestücke zu finden.

Das alles ist nur eine Andeutung der Problematik der indirekten Untersuchungsmethoden. Es zeigt sich aber daraus schon der Wert direkter Messungen am großen Stück — was erheblich schwierig, teuer und ebenfalls noch recht problematisch ist — oder besser noch vor Ort im Berg selbst.

Eine sehr schöne Methode wurde in den Eisenerzgruben Ost der französischen Bergwerkssyndikate entwickelt, welche über eine Reihe von Fragen Aufschluß gibt — wenngleich sie auch neue Probleme aufgezeigt hat. Das Verfahren besteht darin, in die Stollenwand eines zu untersuchenden Gebirges Dehnungsmesser einzubauen, und zwar werden Meßdrähte von rd. 20 cm Länge zwischen Bolzen von 20·20 mm Querschnitt gespannt, deren Spannung elektro-akustisch beobachtet wird. Wenn man oberhalb dieser Dehnungsmesser einen Schlitz von 70 cm Länge und 4 cm Dicke bis 70 cm tief in die Felswand einstemmt, so wird der Fels in gewissem Umfange entspannt und die Meßdrähte entsprechend gelängt und gespannt. Wenn man nun in den Schlitz eine flache Druckdose von 70·70 cm Fläche einbaut und mit gemessenem Druck eine Pressung auf den Fels ausübt, so wird die Verformung aus der Entspannung rückgängig gemacht und im Augenblick der völligen Annullierung der festgestellten Differenzspannung ergibt der Pressendruck den vorher im Gebirge vorhandenen Druck. Dieser Schluß ist allerdings nur korrekt, wenn die Spannungen im Fels in gleicher Richtung verlaufen, in welcher der Dosendruck eingetragene wird. Man kann durch einen Vorversuch diese Richtung leicht ermitteln, wenn man mehrere Dehnungsmesser sternförmig anordnet und dann durch einen Schlitz rings um die Meßstelle eine völlige Entspannung herbeiführt. Damit gewinnt man die Spannungsellipse. Ein einfacheres Verfahren wendet Tincelin an, indem er ein kreisrundes Loch bohrt und dessen Verformung feststellt. Im elastischen Material sind diese Methoden brauchbar, im anisotropen Material weiß man aber nicht, was wirklich vor sich geht.

Jedenfalls erwiesen Kontrollversuche mit der Druckdose in einem Labor-Großversuch in Beton die Brauchbarkeit bei Drücken bis 200 kg/cm². Die Druckdosen sind die gleichen, wie sie Freyssinet für die Vorspannung im Betonbau verwendet, sie werden von der STUP (Société Technique pour l'Utilisation de la Precontrainte, Paris 16^e, geliefert.

Die Anwendung dieser Methode im Versuch vor Ort zeigt ihre Verwendbarkeit und Entwicklungsfähigkeit. In 200 m Tiefe wurde ein Gestein untersucht, dessen Druckfestigkeit unter der Presse 486—740 kg/cm² betrug, während die Zugfestigkeit auf 38—51 kg/cm² festgestellt wurde und für dessen E verschiedene Werte bei verschiedenen Methoden erhalten waren, nämlich:

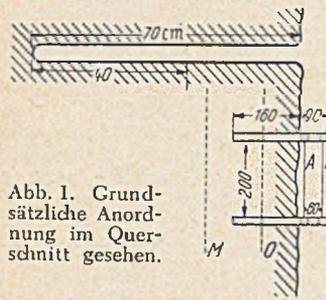
E = 207—440 000 kg/cm ²	bei der Schallmeßmethode,
150—230 000	„ „ mech. Pressung an Ort,
170—200 000	„ „ Deformationsmethode,
335—495 000	„ „ Frequenzmessung.

Die Querdehnungsziffer betrug nach der Schallmeßmethode 0,34—0,26 und nach der Deformationsmethode 0,20. Diese Ergebnisse der klassischen Methoden zeigen ein elastisches

Verhalten zwischen 10 bis 140 kg/cm² für kurzfristig wirksame Lasten, ferner, daß das Material ziemlich heterogen und anisotrop ist und bestätigen, daß alle Spannungsberechnungen, wenn man für *E* und die Poissonsche Zahl Annahmen macht mit einer Unsicherheit von 50% behaftet sind. Dieses Gestein wurde nach der Direktmethode untersucht, wobei folgende Bemerkungen zur praktischen Durchführung dieser Methode festgehalten zu werden verdienen.

1. Wahl des Ortes. An sich beliebig, wird man trotzdem auf einen Platz achten, der im Gesteinsgefüge keine Anomalie zeigt, möglichst rissefrei ist und tatsächlich auch in einer Druckzone liegt.

Abb. 1. Grundsätzliche Anordnung im Querschnitt gesehen.



2. Die Anker der Dehnungsmesser müssen kräftig sein und mindestens 16 cm tief in den Fels eingelassen werden. Die Meßgeräte selbst bestehen aus Vibrationsmeßdrähten, meist 2 Drähten voreinander (Abb. 1).

Der Verguß der Ankerbolzen mit Schnellbinderzement erfordert 10 Stunden Abbindezeit. Die erste Ablesung erfolgt nun vor der Weiterarbeit.

3. Der Schlitz wird nach Abdeckung der Dehnungsmesser mit Drehbohrhämmern durch vorsichtige Bohrungen dicht an dicht von 2 Bergleuten in 10—12 Stunden hergestellt und nachgearbeitet, dann mit einer Hochdruckpumpe ausgespült und mit einem sehr dünnen Mörtel (50% Zement, 50% Feinsand) ausgefüllt, in welchen man die Druckdose eindrückt. Die Einführung der Dose mit nachträglichem Verguß führt zu Fehlstellen im Mörtelbett und Verbeulungen der Dose. Nach 10 Stunden Abbindezeit erfolgt 4. das Pressen, nachdem zunächst durch Ablesung der Meßdrahtspannung festgestellt wurde, welche Änderung die Entspannung des Gebirges durch den Schlitz erbracht hat. In Druckstufen wird nun die entstandene Deformation rückgängig gemacht, wobei die 0-Linie um 20—30 kg/cm² überschritten wird, und dann ein neuer Zyklus durchgeführt (Abb. 2).

5. Die Druckdose (Patent Freyssinet) wird zurückgewonnen und öfter gebraucht; sie besteht aus einer geschweißten Tasche

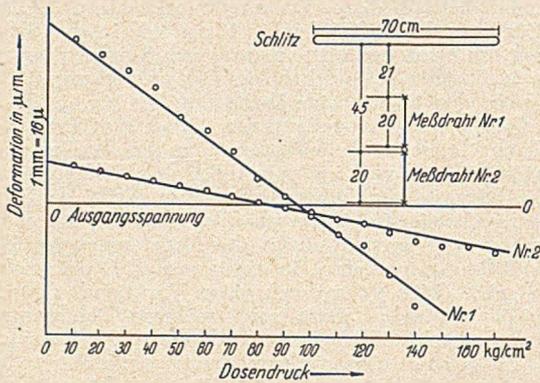


Abb. 2. Meßergebnis bei Anordnung der Meßstellen untereinander. Niemals fiel der Kompensationsdruck der Kurven 1 und 2 zusammen.

mit Wulsträndern und gestattet eine Dehnung von 2 cm. Nach Abschluß des Versuches wird ein neuer Schlitz unter der Dose ausgeführt, der tiefer und breiter ist als der frühere; durch leichten Dosendruck bricht das Gestein unter der Dose weg. Zwei 1 m tiefe Bohrlöcher, 50 cm unter der Dose außerhalb der Achse, werden mit schwacher Ladung besetzt und abgetan, wodurch die Dose ohne Schaden frei kommt.

In Abb. 2 ist eine grundsätzliche Anordnung und das Ergebnis einer Pressung dargestellt. In Abb. 3 sind 4 Meßdrähte nebeneinander angeordnet, deren Spannungen durch verschiedene Dosendruckwerte (82,5, 86,5, 117 und 175 kg/cm²) annulliert wurden. Die Deutung dieser Erscheinung liegt in dem nicht axial symmetrisch verlaufenden Spannungsfeld. Bei einem Versuch, der nach 2 Jahren wiederholt wurde, wobei der Schlitz nach den Seiten hin symmetrisch verbreitert wurde, stellte man fest, daß der untere Meßdraht sichtbar stärker beansprucht wurde, woraus hervorgeht, daß durch den Schlitz der Einfluß des Nachbargesteins in einigem Abstand nicht mehr ausgeschaltet wird. Hier wird die Grenze des Versuchs deutlich. Einige wertvolle Erkenntnisse — über die primären Feststellungen hinaus — werden mitgeteilt: Die Elastizitäts-

ziffer ist bei Entspannung des Gesteins anders als bei der Pressung, die Umkehrbarkeit der Vorgänge ist fast immer erwiesen. Schon nach 2—3 Tagen ist ein Kriechen feststellbar. Im Kalkgestein erhöht sich die Deformation aus Kriechen innerhalb von 16—24 Stunden um 5—8%, was als Fehlerquelle bei längerer Versuchsdauer zu berücksichtigen ist. Eine Überraschung ergibt die Anwendung doppelter Meßdrähte nach Abb. 1, weil der innere Draht A bei der Entspannung durch den Schlitz sich ausnahmslos mehr längte als der äußere Draht B. Eine Verformung der Bolzen ist ausgeschlossen. Offenbar wird die Zone um M stärker betroffen als die oberflächliche. Bei wachsendem Dosendruck wird die Differenz teilweise kompensiert, jedoch niemals wieder ganz annulliert. Zahlenmäßig ist die Pressung im Innern um 43,5% höher als in der Wandfläche. Dieses Phänomen ist noch nicht endgültig geklärt, möglicherweise spielt die Entspannung der Außenzone durch den Stollenausbruch eine Rolle. Das *E* scheint in 15 cm Tiefe anders zu sein als in der Wandzone.

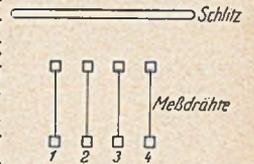


Abb. 3. Anordnung von 4 Meßdrähten unter der Druckdose.

Man weiß, daß bei völlig elastischem Material die maximale Randspannung in der Fläche liegt, bei Material mit innerer Reibung dagegen das Maximum ein gewisses Maß nach innen rückt. Es kann also eine Materialursache vorliegen. Die Variation um 43,5% läßt darauf schließen, daß das Maximum innerhalb einer Schalenschicht von 15—30 cm liegt. Die Möglichkeit, daß die Freisetzung der Spannungen im Innern geringer ist als an der Oberfläche (infolge zu kleiner Schlitzfläche) wird widerlegt durch die Beobachtung, daß gerade der innere Draht der höher beanspruchte war. Die Hypothese, welche die größte Wahrscheinlichkeit für sich hat, ist die, daß durch den Stollenausbruch eine starke Konzentration von Spannungen in den Seitenwänden stattfindet, welche eine Ausbeulung der Wand nach der Stollenseite bewirkt. Dann würde der Spannungsverlauf in einer hypothetischen Schichtwand etwa einer Sägezahnkurve folgen. Man hofft auf eine Klärung dieser Erscheinung durch weitere Versuche, hat aber den Eindruck, daß der Schluß von den außen meßbaren Kräften auf den inneren Kräfteverlauf nicht einwandfrei ist.

So schön an sich schon die Erfolge der Direktmessung waren, so wenig ist das Problem durch diese einfache Versuchsanordnung geklärt, vielmehr sein komplexer Charakter verdeutlicht. Ungeklärt blieb die Kenntnis der Hauptspannungen, die Kenntnis der tangentialen Vertikalspannung in Schlitzebene (da man nur die Punkte der Dehnungsmesser kontrolliert), die Feststellung der Poissonschen Zahl und des Elastizitätsmoduls (Young-Modul). Die Spannungsdehnungsdiagramme ließen keine erweiterten Schlüsse zu, sie waren gleichsam lineare Resultate. Darum erweiterte man die Versuche nach Abb. 4.

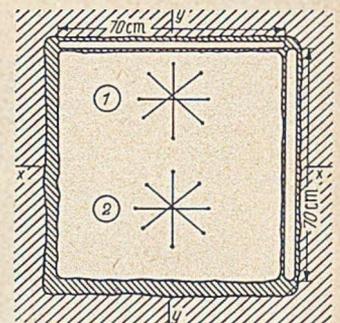


Abb. 4. Anordnung eines Zwei-Dosen-Versuchs.

Auf einen Block von 70 · 70 cm Wandfläche werden zwei Meßpunkte durch sternförmige Anordnung mehrerer Meßdrähte angelegt und nach der ersten Ablesung dieser Block auf allen 4 Seiten frei geschlitzt. In zwei benachbarte Schlitz werden Druckdosen eingebaut, die gegenüberliegenden Schlitz werden vermörtelt. Schon die erste Ablesung nach der Entspannung des Blockes durch die Schlitz gestattet die Hauptspannungsrichtungen abzulesen. Durch Drucksteigerung in der oberen Dose erhalten wir den Deformationsmodul *E_y* und die Poissonsche Zahl *μ_y* ebenso von der Seite her *E_x* und *μ_x*. Mit Hilfe der Elastizitätsgleichungen

$$e_y = \frac{N_y}{E_y} - \mu_x \frac{N_x}{E_x} \quad \text{und} \quad e_x = \frac{N_x}{E_x} - \mu_y \frac{N_y}{E_y}$$

bestimmen. Es ist festgestellt, daß zur restlosen Kompensation der Dehnungen die so errechneten Werte *N_y* und *N_x* mit einer Genauigkeit von 5% zutrafen, wenn man sie in den Druckdosen herstellte. Gegenüber den Ergebnissen der indirekten Methoden ist ein wesentlicher Fortschritt zu verzeichnen. Die Methode der 2 Druckdosen liefert auf ± 10% exakte Werte, im völlig elastischen Material dürften 2—3% Abweichungen

erreichbar sein. Die Hauptspannungen und ihre Richtung sind bekannt (Mohr'scher Kreis). Die E_y und E_x -Werte sind bestimmbar, ebenso die Poissonsche Zahl (aus dem Dehnungsmesser, der gegenüber der Beanspruchung rechtwinklig liegt), und die erhaltenen Werte gehören unmittelbar zu den beobachteten Stellen (Meßknoten).

Die Versuche sind etwas teurer; 2 geschickte und erfahrene Bergarbeiter brauchen 15 Std. für die Schlitz- und den Dosen-einbau, aber die Summe der Erkenntnisse rechtfertigt den Aufwand. Über die Folgerungen aus der Kenntnis der Werte, welche der 2-Dosenverbrauch vermittelte, soll in besonderer Veröffentlichung berichtet werden. [Nach Ann. Inst. Techn. du Batiment et des Travaux Publ. 5 (1952) Nr. 58, S. 965—990.]

H. Petermann, Bremen.

Die Lichtbogenflamme im Wettbewerb mit dem Meißel.

Die Bedeutung des elektrischen Lichtbogens in der Schweißtechnik bedarf keiner Erläuterung. In einer verwandten Anwendung wurden Möglichkeiten zum Schneiden von Metallen gefunden. Voraussetzung für die Wahl des Lichtbogens war immer die elektrische Leitfähigkeit des zu bearbeitenden Gutes. Neuerdings wurde in den Vereinigten Staaten eine Elektrode



Abb. 1. Die Lichtbogenflamme in Tätigkeit.

herausgebracht, mit der auch nichtleitende Stoffe durchgeschmolzen werden können, z. B. Ziegel, Klinker, Beton, Granit und andere „feuerfeste Stoffe“.

Der Lichtbogen einer gezündeten „DynaTrode“-Elektrode wird durch die Reaktion der Umhüllungsbestandteile zu einer Flamme verlängert, die 13 bis 20 cm lang ist. An der Flammenspitze tritt eine Temperatur von über 4400°C auf. Je nachdem auf welchen Stoff die Lichtbogenflamme gerichtet wird, dringt sie 2,5 bis 7,5 cm tief in der Minute. Eine normale „DynaTrode“-Elektrode ist in etwa 55 sec verbraucht, es gibt jedoch

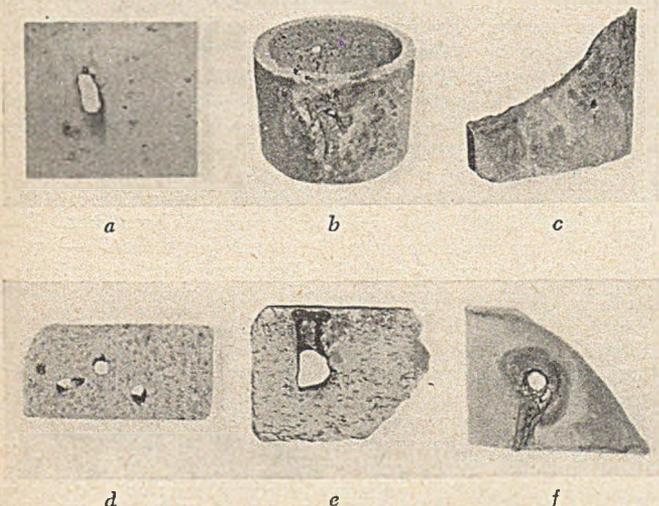


Abb. 2. Arbeitsproben.

a Durchführung, b Ziegelrohr, c Beton, d feuerfester Ziegel, e Schlackenstein, f Zementblock

auch länger brennende. Für die Stromzufuhr können Schweißstrom-Generatoren oder -Gleichrichter angeschlossen werden.

Die Schwierigkeiten beim Trennen oder Durchbohren von Bauteilen aus Beton oder gebranntem Ton sind bekannt. Die Sprödigkeit dieser Baustoffe lenkt den Bruchverlauf meist in unerwünschte Richtung. Mit dem „DynArc“-Verfahren können eine Anzahl Löcher eingebracht werden, dann läßt sich das zu entfernende Stück mit wenigen Schlägen austrennen. Durchbrüche in Mauerwerk und Beton erfordern anstrengende Arbeit mit Meißel und Hammer. Sind Druckluftwerkzeuge verfügbar, dann wird der Arbeiter nicht weniger beansprucht, ganz zu schweigen von der Lärmeinwirkung auf die ganze Umgebung. Mit der Lichtbogenflamme können solche Aufgaben müheloser und rascher verrichtet werden. Besonders unangenehm ist beim Aufmeißeln von Stahlbeton, wenn auf das Geflecht getroffen wird. Die Lichtbogenflamme wird hiervon nicht behindert. Das Verfahren ist auch gut geeignet zum Anlegen von Sprenglöchern, z. B. in Steinbrüchen oder zum Umlegen eines Fabrikschornsteins.

Die Beispiele sind damit keineswegs erschöpft, sie dürften aber eine Vorstellung von den vielseitigen Verwendungsmöglichkeiten bieten. Wenn eine Stromquelle von ausreichender Kapazität verfügbar ist, wird außer den entsprechenden Elektroden nur ein besonderer zweipoliger Halter benötigt. Einfach und geräuscharm, damit läßt sich das Verfahren knapp kennzeichnen. Hersteller: Eutectic Welding Alloys Corp., 172 Street & Northern Blvd., Flushing-New York, N. Y.

S. Spizig, Köln.

Bodenverfestigung durch Elektro-Osmose.

Beim Bau eines Kraftwerkes in Essexville im Staate Michigan (USA) ergaben sich schon für die ersten Bauabschnitte bei den Gründungsarbeiten Schwierigkeiten aus dem Baugrund, der aus Feinstsandschichten und Schlammablagerungen besteht. Für die neuesten Erweiterungsbauten, welche mit einem erheblichen Anwachsen der Schwierigkeiten rechnen ließen, weil die Aggregate von 60 000 kW auf 135 000 kW Leistung erhöht wurden, griff man nun mit bestem Erfolg zu der zwar schon länger bekannten aber noch nicht häufig angewandten Methode

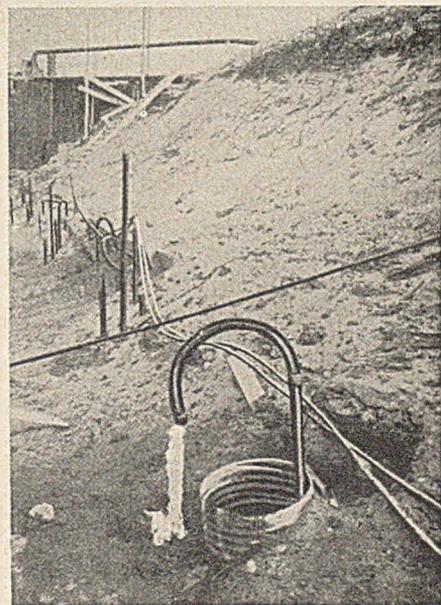


Abb. 1. Wasseraustritt aus dem als Kathode dienenden Brunnenrohr (Eiszapfenbildung).

der Bodenverfestigung durch Elektro-Osmose. Dr. Leo Casagrande hat diese Methode mit nach USA gebracht und sie dort weiter entwickelt.

Zunächst hatte man für die rd. 70-95 m große Baugrube eine Grundwasserhaltung in zwei Staffeln vorgesehen, in deren Schutz der Aushub auch bis 6,60 m Tiefe gelang. Der Versuch einer weiteren Vertiefung mißlang, eine Spundwand begann zur Baugrube hin auszuweichen. Sofort warf man die Grube wieder zu und baute ein Elektroden-System ein, da dem Boden das Kapillarwasser offenbar durch Vakuumpumpen nicht zu entziehen war. Die zweite Brunnenstaffel wurde dadurch zu einem elektro-osmotischen System umgewandelt, daß man zwischen die 6,00 m voneinander befindlichen Brunnen Rohre eintrieb und dann an die Brunnen die Kathodenspannung (—) legte,

während die Rohre die Anodenspannung (+) erhielten. Mit einem Gleichstrom von 80 V und geringer A-Stärke wurden dann die Elektroden beschickt, wobei die Grundwasserhaltung zunächst zur Unterstützung und Stromersparnis noch weiter lief.

Die Wirkung war erstaunlich. Nach kurzer Zeit begann das Wasser um die Kathoden herum aufzuquellen und lief auch aus den Pumpenrohren der abgebauten inneren Staffel heraus (Abb. 1). Nach 3—4 Tagen begann der breiweiche Schlamm so fest zu werden wie sandhaltiger Ton und der Aushub für die Fundamentplatte um weitere 2,10 m ging ohne Schwierigkeiten vor sich.

Für die in der Mitte der Baugrube gelegene Tiefgründung des Einlaßtunnels wurde ein neues System von Elektroden dicht an deren Umgrenzung gesetzt. Um aber die Reichweite der ersten Anlage zu studieren, begann man den Aushub, ohne diese innere Anordnung in Betrieb zu nehmen. Tatsächlich wurde sie niemals in Betrieb genommen! Es zeigte sich, daß

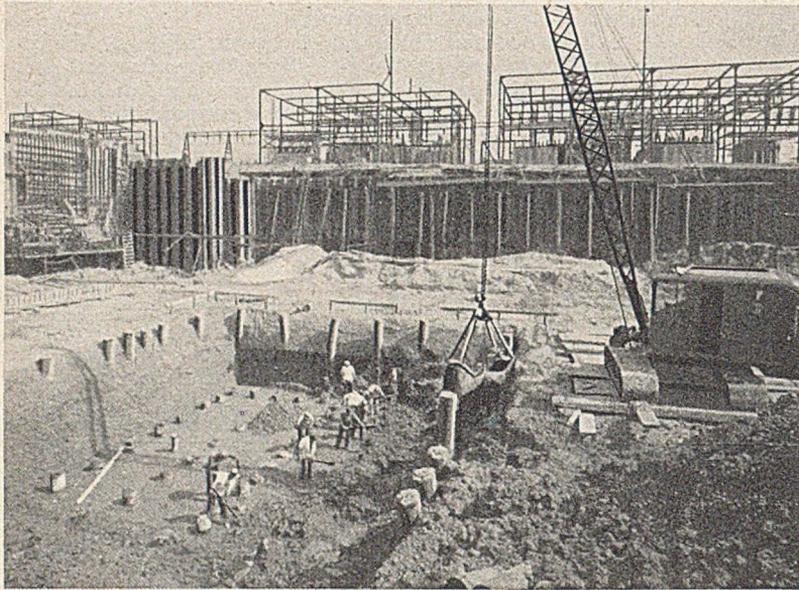


Abb. 2. Baugrube mit lotrechter Böschung im verfestigten Boden.

das Hauptsystem die gesamte Schlammablagerung so vollständig stabilisiert hatte, daß der Aushub mit lotrechter Böschung ohne Spundwand und Abstiefung erfolgen konnte. Man mußte sogar Tonspaten ansetzen, um die Wände abzustecken (Abb. 2).

Der Gleichstrom wurde 24 Std/Tag aufrechterhalten, konnte aber später auf 60 V Spannung ermäßigt werden. Der

Schlamm hatte früher 30—50 % Wassergehalt, leider fehlen Kontrollteste während der Verfestigung, aber es zeigte sich, daß schon eine geringe Reduktion des Wassergehaltes die Scheerfestigkeit erheblich erhöhte und die längere Einwirkung des Stromes die Verfestigung weiter steigerte. Ein wesentlicher und vorteilhafter Unterschied zu der klassischen Brunnenmethode liegt darin, daß die Stromzufuhr für eine gewisse Zeit (z. B. für Auswechslungen oder Maschinenreparaturen) unterbrochen werden kann, ohne daß der Boden gleich anfängt zu fließen.

Besonders die Anoden werden elektrolytisch stark verbraucht. Viele der Anoden-Rohre waren bald so zerstört, daß man sie durch starke Stahlstäbe, die man in die Rohre trieb, ersetzen mußte.

Die Prinzipien der Elektro-Osmose sind von L. Casagrande in einem Aufsatz niedergelegt, der in Harvard Soil Mechanics Series No. 38 abgedruckt ist. Unter Übergangung der mathematischen Definition ist die Deutung dieses Phänomens etwa so wiederzugeben, daß bei kapillar gehaltenem Wasser eine dünne Wasserschicht der Wandung des Kapillarröhrchens fest anhaftet, während sich innerhalb des dadurch gebildeten Wasser-röhrchens eine Restmenge Wasser bewegen kann. Schon 1879 vermutete Helmholtz, daß diese beiden Wasserschichten entgegengesetzte elektrische Ladungen besitzen und nannte sie „Zwei-Leiter-System“. Die im Vergleich zur gesamten Kapillarstärke sehr dünne festhaftende Schicht trägt die negative, die fließfähige Kernsäule die positive Ladung. Wenn nun ein elektrisches Potential eingeleitet wird, so streben die positiven Ladungsteilchen zum Minuspol und nehmen die beweglichen Teile der Kernsäule mit. Mit der Entleerung des Kapillarstranges schrumpft dieser zusammen und die Bodenverfestigung tritt ein. Der Wasseraustritt erfolgt zwar langsam, aber unter einem Druck bis zu 3 at. Aus einem 6,00 m hoch gezogenen Kathodenbrunnenrohr lief das Wasser mit unverminderter Stärke weiter heraus.

Obwohl die Fachleute noch zögern, die volle Wirksamkeit der Elektro-Osmose für die Bodenverfestigung anzuerkennen, sind schon Anwendungen im Berg- und Tunnelbau zu verzeichnen. Spannung und Stromstärke sowie die erforderlichen Abstände der Elektroden können in gewissem Umfange in Labor schon an Bodenproben bestimmt werden, aber wahrscheinlich sind diese am Bau auf ihre Bestwerte zu korrigieren. Die Kosten des Verfahrens entsprechen etwa denen der Grundwasserhaltung. [Nach Constr. Methods and Equipment 35 (1953) No. 4 April S. 52.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Buchbesprechungen.

Rausch, Ernst, Dr.-Ing., Dr. techn.: **Drillung (Torsion), Schub und Scheren im Stahlbetonbau.** 3., neu bearb. u. erweitert. Aufl., 168 S., Gr. 15,5 · 22 cm, mit 240 Abb. Düsseldorf: Deutscher Ingenieur-Verlag G.m.b.H. 1953. Leinen 27,— DM, VDI-Mitglieder erhalten 10 % Nachlaß.

Das bekannte Buch liegt in 3. Auflage vor. Erweitert wurde sein Inhalt durch die Aufnahme des Falles Drillung und Querkraft, der in den meisten praktischen Fällen von Drillungsbeanspruchung vorliegt, ferner durch die Aufnahme des Falles Biegung durch Querkraft und Normalkraft, der nicht nur bei Rahmenkonstruktionen des klassischen Stahlbetonbaus, sondern auch bei vorgespannten Konstruktionen interessiert. Die Zahlenbeispiele wurden um drei weitere vermehrt.

Das Buch wird von der Fachwelt gern benutzt werden.

A. Mehmel, Darmstadt.

Eßlinger, Maria, Dr.-Ing., Saarbrücken: **Berechnung von einfachen und mehrfachen Rautenträgern.** (Forschungshäfte Stahlbau, herausgegeben vom Deutschen Stahlbauverband Köln a. Rh., Heft 9.) 117 S., Gr. DIN A 4, mit 72 Abb. Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer-Verlag 1953. Steif geheftet 15,— DM.

Rautenträger mit biegegesteifter Verbindung der Stäbe in den Knotenpunkten stellen hochgradig statisch unbestimmte

Tragwerke dar, über deren zweckmäßige Berechnung im Schrifttum bereits eine Reihe von Vorschlägen vorliegen. Dr. Eßlinger baut diese Arbeiten weiter aus und bringt ein Näherungsverfahren zur schnellen Berechnung von einfachen, ein- einhalb- und doppelten Rautenträgern.

Die Belastung wird in Haupt- und Störlast zerlegt. Dabei ist die Hauptlast zur waagrechteten Trägerachse antimetrisch, die Störlast symmetrisch (B-U-Verfahren). Für die Hauptbelastung ist das Fachwerk auch mit gelenkigen Knotenpunkten und ohne den sog. Stabilitätsstab standsicher [Pfanmüller: Stahlbau 8 (1935) S. 207] und wird entsprechend berechnet. Die Störlast — am unbestimmten Tragwerk angreifend — ruft innere Kräfte hervor, die von der Kraftangriffsstelle allmählich abklingen. Für die Berechnung der Störspannungen werden drei Methoden angegeben.

Zunächst ist das Verfahren von Krabbe, das sich der Ostenfeldschen Deformationsmethode bedient, erweitert, indem auch die Biegesteifigkeit der Diagonalen berücksichtigt wird. Sodann wird für Rautenträger mit unendlich dicht stehenden Diagonalen die Differentialgleichung für die Biegelinie der Gurtung aufgestellt. Für die praktische Berechnung empfiehlt die Verfasserin ein kombiniertes Verfahren: In der Umgebung der Kraftangriffsstelle wird die Krabbesche Methode benutzt; für das Abklingen der Störung gelten die Beziehungen, die sich aus der Differentialgleichung ergeben.

Damit wird eine genügende Genauigkeit bei relativ kleinem Rechenaufwand erzielt.

Eine ausführliche „Rechenanweisung für den Statiker“ sowie eine Reihe von Zahlentafeln machen die Arbeit für die Praxis besonders wertvoll. Um die Konvergenz nachzuprüfen, wäre es zweckmäßig gewesen, Zahlenbeispiele zu wählen, deren Ergebnisse im Schrifttum bereits vorliegen (z. B. Christiani, Moheit). Im Literaturverzeichnis sind noch die Dissertationen von Rollfinke (Breslau 1929) und Pfannmüller (Aachen 1931) nachzutragen.

G. Worch, München.

Sautter, Leopold, Regierungsbaumeister: Das große ABC des Bauens. Band 1: Baustoffe. 620 S. DIN A 4 mit 803 Abbildungen, 233 Übersichts- und Farbtafeln sowie 1783 Markennormen. Braunschweig: Schlösser-Verlag 1953. Schraub-Einband aus Astralon-Kunststoff, 45,—DM.

In den letzten Jahrzehnten sind viele neue Baustoffe entwickelt, überkommene Baustoffe verbessert und in ihren Eigenschaften spezialisiert worden, so daß Baupraxis und Bauherr die große Fülle des Vorhandenen kaum übersehen können. Der Verfasser, der weiteren Kreisen dadurch bekannt geworden ist, daß er auf der Constructa-Bauausstellung Hannover 1951 die Abteilung „ABC des Bauens“ eingerichtet hat, will in dem vorliegenden Buch einen Überblick über die einzelnen Baustoffe vermitteln. Wie schon aus dem Umfang des Buches hervorgeht, ist ein außerordentlich umfangreiches Material zusammengetragen. Im einzelnen sind behandelt: Natürliche Steine und Erden, Bindemittel steiniger Herkunft und daraus gefertigte Massen und Teile. Ziegel und andere gebrannte Ware, Bauglas, Baumetalle, Holz und andere pflanzliche Baustoffe, Kunststoffe und verwandte Stoffe, bitumige Stoffe und Leime, Farben und Anstrichmittel. Der Versuch, eine Kombination von Arbeitshandbuch und Nachschlagewerk zustande zu bringen, ist als geglückt zu bezeichnen. Das Buch wird für jeden Bauschaffenden von Nutzen sein.

A. Mehmel, Darmstadt.

Buchenau, H., Dr.-Ing., Baurat an der Staatsbauschule, Essen: Stahlbau. Teil 1, 14. Aufl. 1953, 122 S. mit 224 Abb., (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau). Größe 16,5 · 23,5 cm. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsges. Halbl. 7,40 DM.

Dieses weitverbreitete Lehrbuch ist im Bauingenieur bereits wiederholt besprochen worden, zuletzt die 13. Aufl. im Bauingenieur 27 (1952) S. 277. Der neue Band ist besonders in Normen und Vorschriften auf den neuesten Stand gebracht worden. Auch die neue Auflage wird sich für die Einführung der Anfänger als sehr nützlich erweisen.

F. Schleicher, Dortmund.

Barocka, Egon, Dr. jur., Dr. phil. u. Dr. rer. pol.: Wirtschaftliche, organisatorische und finanzielle Probleme des Wasserbaues und des Meliorationswesens, I. Band. Verlag R. Oldenbourg, München 1953. Ganzleinen, Großoktav, 1113 S., 35 Abb. u. 6 Tabellen. 70,—DM.

Die Wirtschaftlichkeits-, Organisations- und Finanzierungsfragen wasserbaulicher, wasserwirtschaftlicher und meliorationstechnischer Bauvorhaben haben in den letzten Jahrzehnten erheblich an Bedeutung gewonnen, wie diese Unternehmen auch das Interesse immer weiterer Kreise gefunden haben. Das Anwachsen von Bevölkerung und Industrie und ihre Zusammenballung mit allen ihren Begleiterscheinungen machen solche Unternehmen häufiger notwendig, die einzelnen Maßnahmen nehmen an Umfang zu, die Tendenz der Anlage- und Betriebskosten ist steigend, daß Mißverhältnis von Kosten und Ertrag wächst in vielen Fällen. Barocka hat es unternommen, die Lücke, die neben der Literatur über die technische Seite dieses Fachgebietes hinsichtlich der wirtschaftlichen Seite noch vorhanden war, auszufüllen. Er ist dazu nach 25jähriger Tätigkeit bei maßgeblichen Instituten zur Finanzierung einschlägiger Bauten durchaus berufen und faßt hier die praktischen und theoretischen Erfahrungen seines Berufslebens gemeinverständlich zusammen, wobei er auch die technische Seite streift und stellenweise eingehender behandelt.

Einführend gibt B. einen universal gehaltenen Rückblick über die Entwicklung des Wasserwesens als Grundlage jeder Kultur vom Altertum bis in die neueste Zeit. Er zeigt die Entwicklungstendenzen und Aufgabenstellungen der Gegenwart,

die Verschärfung der Interessengegensätze unter den verschiedenen Wassernutzern und die Schwierigkeiten, in die wir in der Wasserwirtschaft geraten sind, auf. Damit stehen wir in den Problemen, die er in einer allgemeinen und in einer angewandten Wirtschaftslehre übersichtlich systematisch darstellt.

Im allgemeinen Teil behandelt er die Auswirkung von Wasserbauten und Meliorationen, ihre Rentabilität und die Anforderungen an die Planung und Ausführung vom Standpunkt der Wirtschaftlichkeit. Im angewandten Teil bespricht er alle zum Arbeitsgebiet des Bauingenieurs gehörenden Fachgebiete der Wasserwirtschaft im weitesten Sinne, so landwirtschaftlichen Wasserbau, städtischen Tiefbau, Wasserversorgung, Verkehrswasserbau, Talsperrenwesen usw., wobei wohl nichts vergessen worden ist.

Dem Bauingenieur, mag er nun im Behördendienst stehen oder als beratender Ingenieur oder im Baugewerbe tätig sein, wird das Werk eine Fülle von Anregungen sowohl beim Entwurf, als auch bei der Durchführung der Baumaßnahmen geben. B. will dazu beitragen, schematische Wirtschaftlichkeitserwägungen zu verlassen und der Wirtschaftlichkeit mit wissenschaftlichen Überlegungen und Methoden auf den Grund zu gehen. Der Ingenieur, der ihm da folgt, wird Fehlinvestierungen vermeiden helfen.

B. sieht die Unternehmen und ihre Auswirkungen stets in ihrer privatwirtschaftlichen und ihrer volks- und staatswirtschaftlichen Bedeutung mit dem Ziele, die Beteiligten vor untragbaren Lasten zu schützen und mit den verfügbaren öffentlichen Mitteln den höchsten Nutzen zu erzielen, wie er auch die privaten Vorteile und die öffentlichen Belange in seinen Betrachtungen nebeneinanderstellt. Insgesamt gesehen legt er ein in flüssigem Stil gehaltenes, wertvolles Lehr- und Nachschlagewerk vor, dessen Leser dem II. Band über organisatorische und finanzielle Probleme gern entgegensehen wird. Die Ausstattung des Bandes ist ansprechend und durchaus befriedigend.

Oberregierungs- und baurat a. D. Breustedt,
Arnsberg/Westf.

Meyer zur Capellen, W., Dr.-Ing., Aachen: Leitfaden der Nomographie. Eine Einführung für Ingenieure, Mathematiker, Physiker, Chemiker, Mediziner, Statistiker. S. 178, Gr. 8^o, mit 203 Abb. Berlin: Springer-Verlag, 1953. Geb. DM 17,40.

In Wissenschaft und Technik hat die Nomographie heute eine unbestrittene Bedeutung. Deshalb liegt ein wirklicher Bedarf nach einer Darstellung vor, die den Stoff erschöpfend, aber doch allgemein verständlich behandelt. Ein solches Buch war das schon vor dem Kriege vergriffene „Lehrbuch der Nomographie“ von H. Schwerdt, als dessen Nachfolger das vorliegende Werk angesehen werden kann.

In hervorragender Ausstattung vermittelt das Buch im 1. Teil sehr ausführlich, gründlich und systematisch die theoretischen Grundlagen, wobei vor allem die Querverbindungen zur analytischen Geometrie deutlich zutage treten. Nach den Grundbegriffen werden Kurventafeln, Fluchtlinientafeln, projektive Abbildung und Dualität behandelt. Bei jedem Tafeltyp gibt der Verfasser die erzielbare Genauigkeit an.

Der 2. Teil bringt eine Fülle von Beispielen aus allen Gebieten von Wissenschaft und Technik, die zum Teil angedeutet, zum Teil ausführlich durchgearbeitet sind. Sie bedeuten für den Praktiker eine wertvolle Hilfe beim Entwerfen von Nomogrammen und ergänzen und erweitern in ihrer Vielseitigkeit den theoretischen Teil aufs beste.

Die Zusammenstellung der wichtigsten Funktionstypen am Ende des Buches erleichtert das Nachschlagen beim Entwurf eines Nomogrammes für eine gegebene Formel. Ein umfangreiches Literaturverzeichnis steht für weitergehendes Studium zur Verfügung.

Das Buch kann sowohl zur Einarbeitung in das Gebiet der Nomographie als auch zur Vertiefung und Erweiterung schon vorhandener Kenntnisse sehr empfohlen werden.

Dipl.-Ing. K.-J. Lesemann, Darmstadt.

Timoshenko, Stephen P., Professor of Engineering Mechanics, Stanford University: History of Strength of Materials (with a brief account of the history of theory of elasticity and theory of structures). 452 S., Gr. 16 · 23,5 cm, mit 245 Abb., New York, Toronto, London: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1953, geb. 10,—\$.
Diese Geschichte der Festigkeitslehre entstand aus Vorlesungen, die Timoshenko seit 25 Jahren über dieses

Gebiet gehalten hat. Eine umfassende Darstellung dieser Art war bisher nicht vorhanden, lediglich Ausführungen über Einzelheiten konnte man nachlesen in der Geschichte der Nachbargebiete, insbesondere bei Todhunter and Pearson, in Band IV der Encyclopädie der Mathematischen Wissenschaften, für die ältere Zeit auch bei Saint-Venant.

T. behandelt die Entwicklung der Festigkeitslehre in geschichtlicher Folge, wobei die einzelnen Zeitabschnitte nach verschiedenen Richtungen unterteilt sind. Diese Abschnitte sind das 17. und 18. Jahrhundert, die Jahre 1800 bis 1833, 1833 bis 1867, 1867 bis 1900 sowie 1900 bis 1950.

Bemerkenswert erscheinen u. a. die kurzen Biographien einer Zahl von Forschern, meist mit Bildern. Viele Namen, die kaum bekannt oder fast vergessen waren, werden in dem Buch von T. neu belebt. Es wird dabei besonders begrüßt werden, daß man auch Näheres über die bei uns weniger bekannten Autoren der altrussischen Schule, z. B. Jasinsky, Joukowski, Ostrogradsky u. a. erfährt. In dem Namensverzeichnis am Ende

des Buches fehlt allerdings ganz der Name Timoshenko. T. hat bekanntlich sehr vieles zu diesem Fachgebiet beigetragen und sich damit selbst in die Geschichte der Festigkeitslehre eingeschrieben.

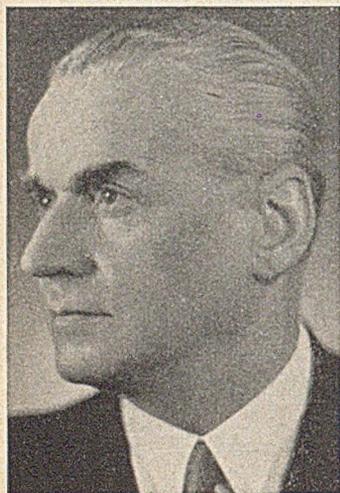
Die Beziehungen zwischen dem jeweiligen Stand der Festigkeitslehre und der industriellen Entwicklung sowie der Ingenieur-erziehung sind eingehend gewürdigt. Gut erkennbar sind die starken Impulse, welche die Festigkeitslehre durch das Aufkommen der Eisenbahnen, durch die Stahlkonstruktionen, durch die Verbrennungskraftmaschinen und schließlich durch die Luftfahrt erhalten hat. Die Nachbargebiete, insbesondere die mathematische Elastizität und die Baustatik sind angemessen berücksichtigt.

Das Buch setzt die Kenntnis der Festigkeitslehre sowie der Nachbargebiete voraus. Es wird von Kennern der Fachliteratur mit großem Interesse gelesen werden; es ist bestens geeignet, das Verständnis für die Entwicklung der Festigkeitslehre zu fördern.
F. Schleicher, Dortmund.

Verschiedenes.

Karl Schaller 60 Jahre alt.

Am 10. November 1953 vollendet der alleinige Vorstand der A.H.I.-Bau Allgemeine Hoch- und Ingenieurbau-Aktiengesellschaft Düsseldorf, Senator E. h. Dr.-Ing. E. h. Karl Schaller, sein 60. Lebensjahr. S. ist in Karlsruhe geboren, besuchte dort das Realgymnasium und studierte an der T. H.



Fridericiana Bauingenieurwesen. Sein Studium war durch Teilnahme am ersten Weltkrieg, in dem er mehrfach ausgezeichnet wurde, unterbrochen, so daß er die Diplomhauptprüfung erst 1918 ablegen konnte.

Nach kurzer Tätigkeit als Assistent im Flußbaulaboratorium der T.H. Karlsruhe begann er seine Ingenieurlaufbahn bei der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. Während dieser Zeit führte er zahlreiche schwierige Ingenieurbauten in Argentinien, Uruguay und Südbrasilien aus. Seit 1935 ist er techn. Vorstandsmitglied der Allgemeinen Hoch- und Ingenieurbau A.-G., Düsseldorf, die sich unter seiner Leitung zu einer der angesehensten Baufirmen Deutschlands entwickelte. In Anerkennung seiner Leistungen auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens und in Würdigung seiner Verdienste um die Förderung der wissenschaftlichen Forschung wurde er 1942 zum Ehrensensator der Fridericiana ernannt, 1950 wurde ihm von der Fridericiana die Würde eines Dr.-Ing. E. h. verliehen.

Schaller erfreut sich wegen seiner Verdienste um das Bauwesen und die Bauingenieurwissenschaft, nicht minder aber auch wegen seiner menschlichen Qualitäten allgemeiner Wertschätzung. Zur Vollendung seines 60. Lebensjahres bringen ihm seine Freunde und die Fachwelt die herzlichsten Glückwünsche dar.

Friedrich Raab, Karlsruhe.

Ehrung.

Herr Dr.-Ing. Paul Eberspächer, Teilhaber der Firma J. Eberspächer, Glasdachwerk in Eßlingen/Neckar, wurde zum Ehrensensator der Technischen Hochschule Stuttgart ernannt.

Oberregierungsbaudirektor Lillie.

Herr Regierungsbaudirektor Lillie, Hannover, ist mit gleichzeitiger Beförderung zum Oberregierungsbaudirektor mit der Leitung der Straßenbauverwaltung in Niedersachsen beauftragt worden. Er tritt somit die Nachfolge von Herrn Landesrat Müller an, der am 1. Oktober 1953 nach Erreichung der Altersgrenze ausgeschieden ist.

Karl Pester †.

Am 21. September 1953 ist Obergeringenieur Karl Pester im Alter von 53 Jahren unerwartet einem Herzschlag erlegen. In ihm verlieren die Siemens-Schuckertwerke, denen er seit fast

30 Jahren angehörte, einen besonders befähigten Ingenieur. Groß ist auch der Verlust für die Fachwelt. P. war gebürtiger Holsteiner. Schon in jungen Jahren wandte er sich als Maschineningenieur dem Wasserkraftausbau zu. Frühzeitig war er an großen Kraftwerksbauten beteiligt. Seine erste große Aufgabe fand er beim Bau des Shannon-Kraftwerkes in Irland. Es folgten, um nur einige der wichtigsten Arbeiten zu nennen, das Pumpspeicherwerk Waldeck, der zweite Shannonausbau, das Boberkraftwerk Deichow/Crossen, das Kraftwerk Rincón del Bonete in Uruguay. Mitten im Krieg von dort nach Deutschland zurückgekehrt, übernahm er u. a. die maschinelle Bearbeitung und Montageüberwachung dreier Ennstufen; später war er, außerhalb seines eigentlichen Fachgebietes, am Wiederaufbau kriegszerstörter Werke tätig, an Aufgaben, die er dank seiner Wendigkeit und Anpassungsfähigkeit und dank seiner organisatorischen Begabung bewältigen konnte. Nach dem Krieg bot sich ihm im Rahmen großer Auslandsarbeiten wiederum ein reiches Arbeitsfeld. Ausgedehnte Reisen führten ihn in alle Teile der Erde. Dieses tätige Leben hat nun ein jähes Ende gefunden. Karl Pesters Arbeitsplatz ist verwaist, sein fröhlicher Humor für immer verstummt. Allen, die ihn kannten, wird er unvergessen bleiben.
J. Frank.



Internationale Vereinigung für hydraulische Forschung.

Die im Bauingenieur 28 (1953) S. 304 angekündigte Tagung nahm einen eindrucksvollen Verlauf. Sie wurde vom 1. bis 4. September 1953 in den Räumen der Universität von Minnesota in Minneapolis abgehalten, gut besucht von Wissenschaftlern und Ingenieuren aus 18 Ländern. Am Tag vor Beginn der Zusammenkunft fand eine hydrologische Sitzung der amerikanischen geophysikalischen Vereinigung statt. Der große Erfolg der Tagung wurde nicht zuletzt dadurch gesichert, daß alle Aufsätze schon vorher veröffentlicht werden konnten, und zwar in einem stattlichen Band von 570 Seiten Umfang mit 550 Abbildungen. Dieser Band enthält 49 Aufsätze, die von 75 Autoren aus einigen 20 Ländern zur Verfügung gestellt wurden. Der vorherige Druck dieses Kongreßbandes erwies sich als außergewöhnlich wertvoll zur Unterstützung der technischen Sitzungen wie zur Anregung der Diskussion. Die auf dem Kongreß behandelten Themen bezogen sich auf den geophysikalischen Aspekt der Hydraulik, nämlich:

- Grundbeziehungen für den Transport von Sedimenten durch fließendes Wasser,
- Strömungen infolge von Dichteunterschieden,
- Mitnahme von Luft durch fließendes Wasser,
- Wellen, Stranderosion und Hydromechanik der Uferbauwerke.

Ein halber Tag war der Besichtigung des hydraulischen Laboratoriums in St. Anthony Falls gewidmet.

Die Vereinigung bestimmte Delft (Niederlande) als Ort des nächsten Kongresses, der im September 1955 gehalten werden soll.

Der oben erwähnte Kongreß-Band mit den technischen Aufsätzen ist für 6,75 \$ zu beziehen, und zwar entweder gegen Vorauszahlung beim Sekretariat, Minnesota International Hydraulics Convention, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, Minneapolis 14, Minnesota, USA., der Band kann im Auslande auch gegen Zahlung von Unesco-Dollar erworben werden.

Lorenz G. Straub, Präsident der IAHR.

100 Jahre Architekten- und Ingenieurverein Hannover.

Ein starker Auftrieb für das Bauwesen und die gesamte Technik wurde vor 100 Jahren durch den Eisenbahnbau gegeben. Durch den Eisenbahnbau waren zu den älteren Fachrichtungen des Hochbaus, Wegebaus und Wasserbaues nun noch Eisenbahnbau und Eisenbahnmaschinenbau getreten. Für diese fünf Fachrichtungen waren schon damals in Hannover gesonderte technische Staatsprüfungen eingerichtet. Dieser Umstand hat in Verbindung mit dem Ausbau der Polytechnischen Schule wesentlich dazu beigetragen, daß um 1850 in Hannover ein vorzüglich ausgebildeter Stamm tüchtiger Techniker vorhanden war. Die Trennung unter verschiedene Verwaltungsressorts erschwerte aber andererseits ein geistiges Zusammenwirken aller technischen Kräfte.

In Berlin war zu diesem Zwecke unter Führung Schinkels bereits 1824 der erste deutsche Architekten- und Ingenieurverein gegründet worden. Der Gründer des Architekten u. Ingenieurvereins zu Hannover wurde der damalige Eisenbahn-Bauinspektor Funk, ein Mann von außergewöhnlicher Tatkraft. F. veranlaßte den Baurat Mohn und den Kammerrat Oppermann, mit ihm zusammen einen Aufruf zur Begründung eines Architekten- und Ingenieurvereins für das Königreich Hannover zu erlassen, infolgedessen am 14. März 1851 die Gründung dieses Vereins stattfand.

Nach den Satzungen sollte der Zweck des Vereins sein:

„Die einzelnen geistigen Kräfte des Bau- und Ingenieurwesens im Königreich Hannover unter sich näher zu verbinden, die Baukunst und die Ingenieurwissenschaften durch gegenseitige Belehrung und gemeinschaftliches Streben zu fördern, den Austausch praktischer Erfahrungen zu vermitteln und dadurch zum Nutzen des öffentlichen und Privatlebens zu wirken.“

Unter den 40 Mitgliedern, welche die Gründung des Vereins vollzogen, waren die Geheimen Regierungsräte Hase, Débo, Glünder, Grotfeld und Bensen aus Hannover und der Baurat Hagenberg aus Hildesheim.

Die Mitgliederzahl des Vereins wuchs rasch. Sie betrug schon ein Vierteljahr nach der Gründung 163 und erreichte im Jahre 1886 ihren Höchststand mit 949, von da ab ist die Mitgliederzahl infolge verschiedener Umstände allmählich gesunken und betrug vor 50 Jahren 540 und zur Zeit 160.

Ein besonderes Merkmal und ein Zeichen des großen Ansehens des Vereins war es, daß in den ersten 60—70 Jahren seines Bestehens mehr als die Hälfte seiner Mitglieder außerhalb der damaligen Provinz Hannover, ja sogar im Ausland wohnten. Dadurch war eine große Breitenentwicklung des Vereins gegeben.

Wenn wir rückblickend die Tätigkeit des Vereins in den verflochtenen 100 Jahren überprüfen, so ist festzustellen, daß etwa bis vor 30 Jahren ein ungewöhnlich reges Leben und eine lebhafte Mitarbeit auf allen Gebieten des Bauwesens herrschte. Es ist unmöglich, alle Leistungen des Vereins aufzuzählen, aus der großen Zahl der Leistungen sollen nur einige wenige erwähnt sein.

Der Verein hat u. a. mit Erfolg in Wort und Tat für die Erhaltung und Instandsetzung der mittelalterlichen Baudenkmäler gekämpft. Die Arbeit des Vereins hat das Verständnis und die Liebe für diese geschichtlichen Kunstwerke, die selbst dem Gebildeten vor 100 Jahren verlorengegangen waren, wieder belebt.

Welcher Wertschätzung sich der Verein auch bei den höchsten staatlichen Stellen erfreute, ist daraus zu ersehen, daß das Kgl. Hannoverische Ministerium des Innern im Jahre 1860 dem Verein den ehrenvollen Auftrag erteilte, über die Organisation des Staatsbauwesens ein Gutachten zu erstatten und insbesondere einen Entwurf über eine neue Organisation mit dem Ziele der Vereinigung der verschiedenen Zweige des Staatsbauwesens auszuarbeiten. Dieses Gutachten wurde später als Denkschrift gedruckt und den einrückenden Preußen ans Herz gelegt. Es ist auch heute noch nicht nur äußerst lesenswert, sondern auch ein Musterbeispiel für die Sorgfalt und die Fachlichkeit, mit der vor 90 Jahren derartige Organisationsfragen bearbeitet wurden.

Die zahlreichen Vorträge im Verein mit den sich daran anschließenden Verhandlungen und vor allem die 70 Bände der Vereinszeitschrift von 1852—1922 umfassen eine reiche Fülle geistiger Arbeit, der ein achtunggebietender Anteil an der praktischen Vervollkommnung, der künstlerischen Gestaltung und der wissenschaftlichen Vertiefung des Bau- und Ingenieurwesens unserer Zeit zuzuschreiben ist.

Was Qualität und Sorgfalt anbelangt, können sich viele unserer heutigen Fachzeitschriften ein Beispiel an den alten Bänden der Zeitschrift nehmen. Die Schriftleitung und die Referate über die einzelnen Fachgebiete wurden gegen eine geringe Entschädigung von Vorstandsmitgliedern wahrgenommen. Bekannte Namen, wie Prof. Rühlmann, Wasserbaudirektor Pleuer, Prof. Keck, Landesbaurat Dr. Carl Wolff, Geheimrat Prof. Schleyer u. a. zeichneten als Schriftleiter verantwortlich.

Im Lesezimmer des Vereins lagen in den besten Jahren 90 technische Zeitschriften in 12 Sprachen aus, die Bibliothek mit rd. 5000 Bänden war eine der bedeutendsten technischen Bibliotheken der damaligen Zeit.

Im Oktober 1871 haben die vier Mitglieder Funk, Hase, Hagen und Launhardt als Abgesandte des Vereins in Berlin den Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine mit gegründet. Der Architekten- und Ingenieurverein Hannover ist daher seit der Gründung ein Mitglied des Verbandes.

Die Folgeerscheinungen des ersten Weltkrieges und der Inflationszeit wurden von tatkräftigen Vorständen bald überwunden.

1925 wurde Elkart als Stadtbaurat und Senator nach Hannover berufen. Da er bereits in Hamburg und Berlin in den Vorständen der dortigen AIV tätig gewesen war, wurde ihm bald der Vorsitz im Vorstand des hannoverschen Vereins übertragen, den er bis 1930 innehatte. Reges Vereinsleben mit großen Teilnehmerzahlen bei den Veranstaltungen war der Erfolg seiner Arbeit. Ab 1930 übernahm E. den Vorsitz der „Deutschen Gesellschaft für Bauwesen“, der der AIV als Bezirksverein angehörte. Seit 1938 fand der Zusammenschluß aller technisch-wissenschaftlichen Verbände im NS-Bund Deutscher Technik statt und damit gleichzeitig die Auflösung aller örtlichen Vereine.

1950 fand sich eine kleine Zahl alter Mitglieder zusammen und beschloß, an die alte Tradition anzuknüpfen und den Architekten- und Ingenieurverein Hannover wiedererstehen zu lassen. Es ist trotz der Schwere der Zeit gelungen, den AIV Hannover mit neuem Leben zu erfüllen und an die neuen Aufgaben heranzubringen. Die Schwierigkeiten, einen großen Verein aus dem Nichts wieder aufzubauen und erst den Zusammenschluß des Verbandes DAI abzuwarten, waren der Grund, das eigentlich schon 1951 fällige 100. Stiftungsfest erst in diesem Jahre zu feiern. Der Architekten- und Ingenieurverein feiert dieses Fest mit Stolz auf seine große Vergangenheit, er blickt aber auch mit Vertrauen und Zuversicht in die Zukunft.

Landesrat a. D. Dr.-Ing. Winkelmüller, Architekt.

Zulässige Abweichungen für Maße ohne Toleranzangabe für Teile aus metallischen Werkstoffen.

Zur Überarbeitung von DIN 7168 Bl. 1 und 2 (Entwurf Juni 1949)

Das Vereinheitlichen von Festlegungen für „zulässige Abweichungen“ für Maße ohne Toleranzangabe (sogenannte Freimaßtoleranzen) ist anscheinend eines der schwierigsten technischen Normungsprobleme, obwohl schon in Anbetracht der Tatsache, daß die Mehrzahl aller Zeichnungsmaße nicht toleriert ist, von jeher ein dringendes praktisches Bedürfnis besteht, zulässige Abweichungen gemäß „werkstattüblicher Genauigkeit“ für solche untolerierten Maße zu vereinbaren. Der Konstrukteur soll eine Vorstellung davon bekommen, innerhalb welcher Grenzen praktisch ein Maß bei der Herstellung mit werkstattüblichen Fertigungsmitteln ohne besonderen zusätzlichen Aufwand an Bearbeitungseinrichtungen und Sorgfalt liegen wird. Er muß auf Grund dieser Tatsachen wissen, wann ein Zeichnungsmaß eindeutig mit Toleranzangaben zu versehen ist. Unliebsame Auseinandersetzungen zwischen Facharbeitern und Kontrolleuren über die Größenordnung der einzuhaltenden Genauigkeit bei untolerierten Maßen müssen endlich einmal ausgeschaltet werden.

Viele Betriebe haben daher bereits seit langem in Werknormen derartige Festlegungen innerbetrieblich, zum Teil in sehr sinnvoller Weise, getroffen. Eine einheitliche Linie konnte dabei naturgemäß nicht gewahrt werden, und im Verkehr von Betrieb zu Betrieb werden derartige innerbetriebliche Normungsarbeiten oftmals nicht anerkannt.

Dr.-Ing. H. Siemens, Technische Hochschule Dresden, behandelt dieses Normungsproblem, das seit mehr als drei Jahrzehnten diskutiert und bearbeitet worden ist, in den „DIN-Mitteilungen“ 32 (1953) S. 270, dem Zentralorgan der deutschen Normung.

Mitteilungen aus der Industrie.

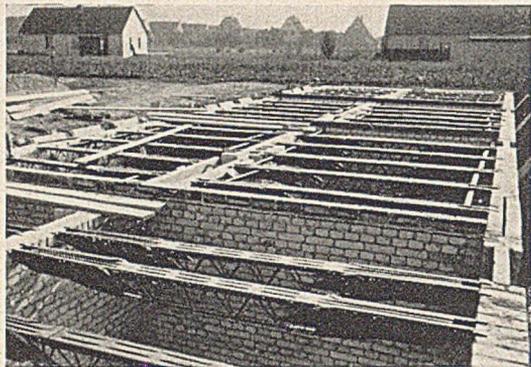
(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Der HICO-Simplex-Schalungsträger.

Der HICO-Schalungsträger ist bereits weit verbreitet. Mehr als 1,5 Mio. lfd. m dieses vielseitig anwendbaren wirtschaftlichen Schalungsträgers sind im In- und Ausland ständig im Einsatz. Daher dürfen seine technischen Grundzüge als bekannt vorausgesetzt werden.

Eine bemerkenswerte Neuerung stellt der HICO-Simplex-Schalungsträger dar. Es handelt sich dabei nicht um einen neuen Schalungsträger im eigentlichen Sinne. Vielmehr wurden zwei neue Träger-elemente geschaffen, die mit den bekannten Elementen beliebig kombiniert werden können.



Fertig verlegte HICO-Simplex-Schalungsträger.

Das neue Endstück ist um 50 cm verstellbar. Der ausziehbare Schieber läßt sich in jeder Stellung unverrückbar feststellen. Wegen der vergrößerten Verstellbarkeit der Endstücke genügen für die Mittelstücke zwei verschiedene Längen. Neben dem bisherigen Mittelstück von 93,75 cm wird ein neues von 156 cm Länge verwendet. Es ist an einem Ende mit zwei Auflageklauen versehen, da es bei kurzen Stützweiten in Verbindung mit nur einem Endstück verwendet werden kann. Auch ein Träger mit nur einem Endstück hat mit 50 cm noch eine größere Ausziehbarkeit als die bisherigen Träger.

Bei den im Wohnungsbau vorherrschenden Stützweiten und der Ausziehbarkeit von 1,00 m ist ein Umbau von Trägern nur noch in wenigen Fällen erforderlich. Meist läßt sich die Anpassung durch Bewegen der Schieber erreichen, deren Keilbefestigung die Handhabung vereinfacht.

Auch für den HICO-Simplex-Schalungsträger gelten die früher veröffentlichten statischen Werte und Tragfähigkeitstabellen. Versuche, praktische Erprobungen und Erfahrungen haben hier ein Gerät geschaffen, das an der weiterhin wachsenden Verbreitung des HICO-Schalungsträgers bereits nennenswerten Anteil hat.

Dipl.-Ing. Erich Hohnholz, Hannover.

Hanomag-Rad- und Raupenschlepper.

Die Vielseitigkeit der Hanomag-Rad- und -Raupenschlepper spiegelt sich in der Zusammenarbeit mit den Eisenwerken Gebr. Frisch, Augsburg, Franz X. Meiller, München, und Menck & Hambrock, Hamburg-Altona, wieder. Hanomag-Raupenschlepper werden sowohl von Frisch als auch von Menck & Hambrock mit hydraulisch betätigtem



Hanomag-Planiertrauen auf Helgoland 90 PS-Raupe mit Menck-Frontschild, Gewicht 10 800 kg und 55 PS-Raupe mit Frisch-Schwenschild, Gewicht 6850 kg.

Querschild (Bulldozer) oder mit Schwenschild (Angledozer) ausgestattet. Beide Firmen verwenden als Grundgerät wahlweise den 55 PS- oder den 90 PS-Raupenschlepper, wobei Pflugscharbreiten für das Querschild bis 2690 mm und für das Schwenschild bis 3680 mm benutzt werden. Um auch in festem Boden noch erfolgreich arbeiten zu können, ist eine zusätzliche Ausrüstung der Geräte mit Tiefenaufreißern vorgesehen.

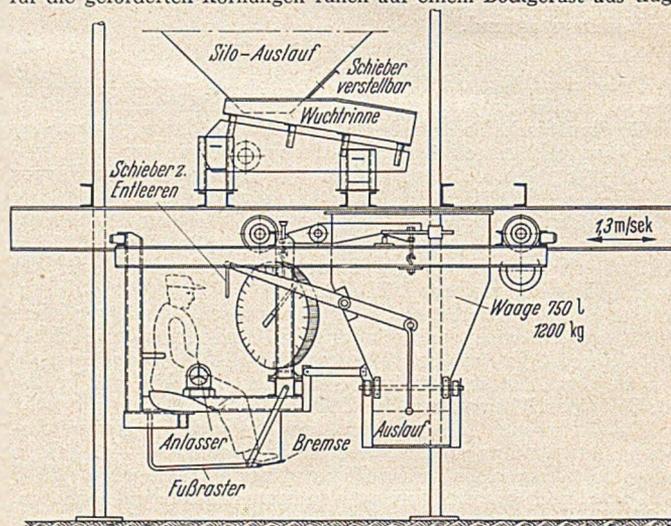
Der Schaufellader hat in der deutschen Bauwirtschaft auf Grund seiner zahlreichen Einsatzmöglichkeiten in kurzer Zeit Fuß fassen können. Wir finden ihn bei der Hanomag als Zusatzeinrichtung zum 45 PS-Radschlepper oder zum 55 PS-Raupenschlepper in den Ausführungsformen von Frisch, Meiller und Wittenburg, wobei der neue Meiller-Überkopflader mit 2,75 m Ladehöhe und 0,7 m³ Schaufelinhalt besondere Beachtung verdient. Die Ladeeinrichtung wird bei allen Konstruktionen hydraulisch betätigt. Um eine restlose Entleerung der Schaufel beim Abkippen sicherzustellen, läßt Meiller das Heben des Ladearms in einer Wurfbewegung enden, die durch Rückzugfedern ausgelöst wird.

Als Universalgerät arbeitet die Planierraupe K 90 überdies mit kombinierten Aufbauten von Frisch wahlweise mit Querschild, mit Schwenschild oder mit einer Überkopfladeschaukel von 1,2 m³ Inhalt.

Hi.

Betonbereitung.

Für den Übergang zur automatischen Gewichtsuteilung bei der Betonbereitung auf mittleren und Großbaustellen bringt die Moderne Bau-Bedarf GmbH., Stuttgart, eine sorgfältig durchdachte Anlage heraus, die die Beschickung von zwei 500 l-Mischern oder auch einem 750 l-Mischer gestattet. Hochbehälter in leichter Blechkonstruktion für die geforderten Körnungen ruhen auf einem Bockgerüst aus trag-



Moderner Baubedarf-GmbH., Fahrbare Silowaage unter Hochbehälterreihe. Bis 750 l Fassungsvermögen.

baren Stahlprofilen, die eine kurzfristige Montage auf der Baustelle ermöglichen. Mittels eines fahrbaren Behälters mit eingebauter automatischer Waage, der unter den Ausläufen der Hochsilos und unter dem Zementsilo entlangläuft, werden die Mischer beschickt. Für den Bedienungsmann, der das elektrisch angetriebene Fahrwerk betätigt (1,3 m/s), ist hinter der Waage ein Sitz vorgesehen. Zur Erzielung eines Maximums an Genauigkeit kann beim Zuwiegen auf Handbedienung verzichtet werden, der Zulauf über die unter den Siloausläufen angebrachten Wuchtrinnen wird dann automatisch durch eine feste Einstellung an der Gattierungswaage gestoppt und die Fahrt zur nächsten Korngröße freigegeben. Nur die Entleerung des Wiegefäßes in den Mischer erfordert jetzt noch Handbetätigung. Bei Großanlagen mit einem 2000 l-Mischer oder zwei 1000 l-Mischern kann auch auf den mitfahrenden Bedienungsmann verzichtet werden. Die Waage arbeitet dann vollautomatisch, ihre Entleerung wird durch den Maschinisten am Mischer vorgenommen.

Bei der Beschickung der 4 bis 6 m hohen Vorratsbehälter ist es möglich, den kostspieligen Einsatz eines Greifers zu vermeiden, wenn der bekannte MBB-Aufnehmer in Verbindung mit einer Förderhandkette benutzt wird. Der Bedienungsmann des Aufnehmers rückt mit einem besonderen Fahrwerk des letzten Bandes den Abwurfpunkt von Silo zu Silo, so daß auch hier die Handarbeit weitgehend ausgeschaltet ist. Als Nennleistung für das Becherwerk des Aufnehmers, das durch Zubringerschnecken von beiden Seiten mit Schüttgut versorgt wird, können etwa 40 m³/h angenommen werden.

Hi.