

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

24. JAHRGANG

1949

HEFT 5

INHALT:

- Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes. Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Karlsruhe, und Dr.-Ing. H. Breth, Hamburg. 129
- Die Knicklasten von Stahlbetonsäulen mit veränderlichem Querschnitt, zusätzlicher Querbelastung oder von Haus aus schwach gekrümmter Achse. Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Habel, Ellwangen/Jagst. 135
- Rechts und Links. Eine Untersuchung über Raumsymmetrie. Von Dr.-Ing. H. P. Witt, Dortmund. .. 140

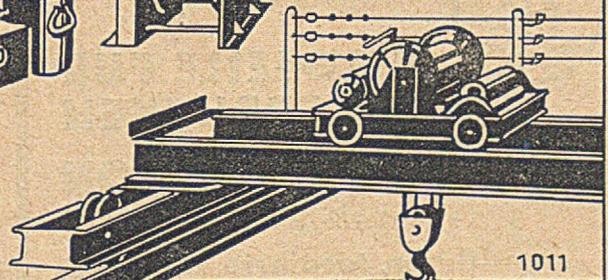
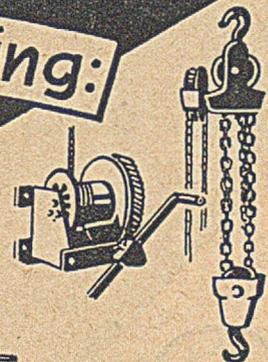
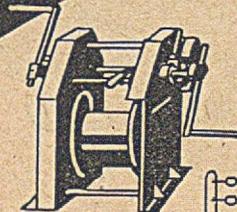
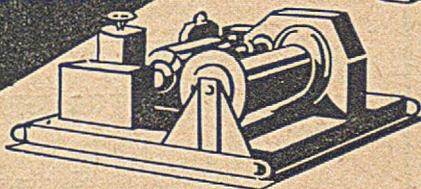
- Die Verankerung von Drahtseilen, insbesondere in vergossenen Seilköpfen. Von Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Berlin. 144
- Kurze Technische Berichte:
- Geschraubte Verbindungen in Bauwerken 156
 - Geschweißte Eisenbahnbrücke in Australien 156
 - Fährbootlandestelle bei St. George auf Staten Island N. Y. 157
 - Wiederaufbau der Brücken in Ungarn 158
- Buchbesprechungen 159

Aus unserer Gross-Serienfertigung:

**KETTENHEBEZEUGE
DRAHTSEILHEBEZEUGE
HYDRAUL. HEBEBÖCKE**

AUSSERDEM STELLEN WIR HER:

**HAND- u. ELEKTRO-
LAUFKRANE**



1011

HEBEZEUGE UND FÖRDERMITTEL

G.M.B.H.

DÜSSELDORF - OBERKASSEL

HANSA ALLEE 255

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,

(1) Berlin-Nikolassee, Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9;

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule

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

Schriftleitung

„DER BAUINGENIEUR“,

Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,

(1) Berlin-Nikolassee,

Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahreschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt jede Buchhandlung entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Fernsprecher: 91 29 37) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

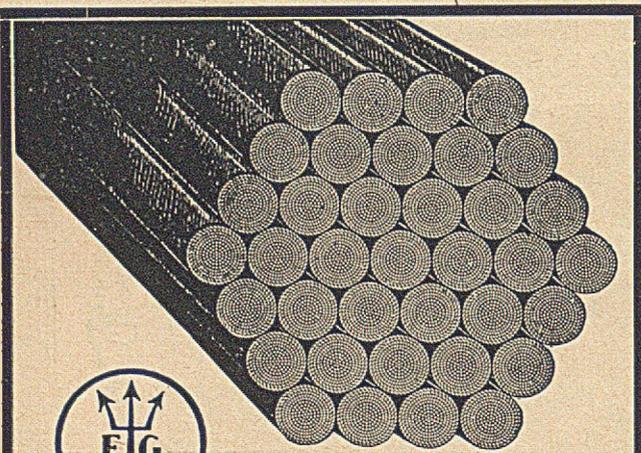
SPRINGER-VERLAG

Heidelberg

Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

Berlin-Charlottenburg 2

Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.



TRAGSEILE FÜR HÄNGEBRÜCKEN
SEILE FÜR SPANNBETON
(bisher bis 104^m/m Ø geliefert)
flache, tordierte NEPTUN-
Stahlsaitenbeton-Drähte
mit höchster Haftfähigkeit (DRGM.)
Gerüstketten / Baustifte

FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN UND STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM

Hunderttausende Quadratmeter
Betonflächen und Eisenkonstruktionen
wurden im Laufe von Jahrzehnten
wirksam geschützt mit

Inertol

Firma **PAUL LECHLER · Stuttgart N**



OPTIK
FEINMESS DRESDEN VEB

Bau-Nivellier-Instrumente
Präzisions-Nivellier-Instrumente
Asphaltprüfgeräte

HEYDE-ERZEUGNISSE

DRESDEN N 23 - KLEISTSTRASSE 10

Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes.

Bericht über Stollenversuche.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Karlsruhe, und Dr.-Ing. H. Breth, Hamburg.

1. Einleitung.

Die Abschätzung des Gebirgsdruckes auf Stollen gehört infolge der Mannigfaltigkeit seiner Entstehungsarten und der Vielzahl der ihn beeinflussenden Faktoren zu den schwierigsten Aufgaben der Erdstatik. Von geologisch bedingten Ursachen abgesehen, wird der Gebirgsdruck im wesentlichen von der Zusammensetzung, Art, Lagerung, Festigkeit und Klüftigkeit des Gesteins sowie von den Wasserverhältnissen im Gebirge und nicht zuletzt von der Form, Lage, Abmessung und Bauweise des Stollens abhängen.

Unsere Ausführungen befassen sich mit dem Gebirgsdruck von Lockergesteinen auf nachgiebige Hohlräumverkleidungen, einem Sonderfall, der in den letzten Kriegsjahren für den Ausbau von Luftschutzstollen Bedeutung hatte. Diese Stollen sollten durch Fertigbetonteile ausgesteift werden, für deren sparsame Bemessung zuverlässige Angaben über den Erddruck gegen die Stollenwandung fehlten.

Zur Veranschaulichung der Spannungen im Boden in der Umgebung von Hohlräumen wurden im Jahre 1944 Modellversuche begonnen, die im Frühjahr 1945 abgebrochen werden mußten. Trotz des vorzeitigen Abbruches lieferten die Versuche bereits aufschlußreiche Ergebnisse über Bodenbewegungen und Stollenbelastung und deren Beziehung zur Firstsetzung, die nachfolgend beschrieben werden sollen, da sie auch für andere Bauaufgaben von Interesse sind und zur Klärung der bestehenden Meinungsverschiedenheiten über die Größe des Gebirgsdruckes beitragen können. Die Auswertung erfolgte im Erdbauinstitut Prof. Dr.-Ing. Loos u. Dr.-Ing. Breth, Hamburg, und wurde durch Dr. Breth fortgesetzt.

2. Versuchsdurchführung.

Die Versuche wurden an einer 10 cm dicken Sandscheibe durchgeführt. Als Versuchsboden wurden ein Mittel- und

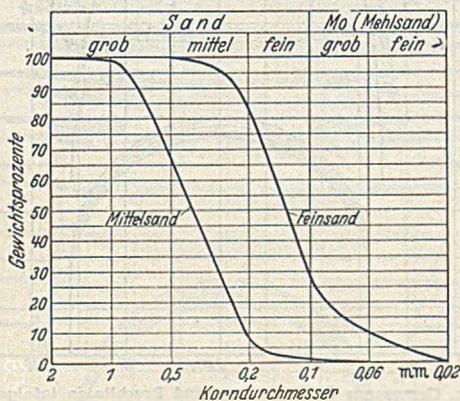


Abb. 1. Kornverteilungskurven der Versuchsböden.

ein mehlsandiger Feinsand verwendet, deren Kornverteilung aus Abb. 1 zu ersehen ist. Der Winkel der inneren Reibung des Mittelsandes betrug 32° und der des Feinsandes $30,5^\circ$. Der Versuchsboden befand sich in einem 2,0 m langen, 1,0 m hohen und 0,1 m breiten Glaskasten. In der Mitte des Kastenbodens war eine Aussparung angeordnet, durch die ein halbkreisförmiges Stollenprofil mit 32 cm

Durchm. in den Glaskasten geschoben werden konnte. Das Stollenmodell, ein halbkreisförmiger Holzrahmen, konnte durch Drehen einer Spindel gehoben oder gesenkt werden. Eine Skala gab die Stollenbewegung mit 1 mm Genauigkeit an. Der Holzrahmen war mit einer 2 cm dicken Moosgummi Auflage versehen, deren Zusammendrückung an fünf Meßuhren mit $1/1000$ mm Genauigkeit beobachtet wurde. Die Taststäbe der Meßuhren stießen durch den Holzrahmen und die Gummiauflage auf eine Aluminiumfolie, die auf den Moosgummi geklebt war. Den Aufbau der Versuchseinrichtung zeigt Abb. 2.

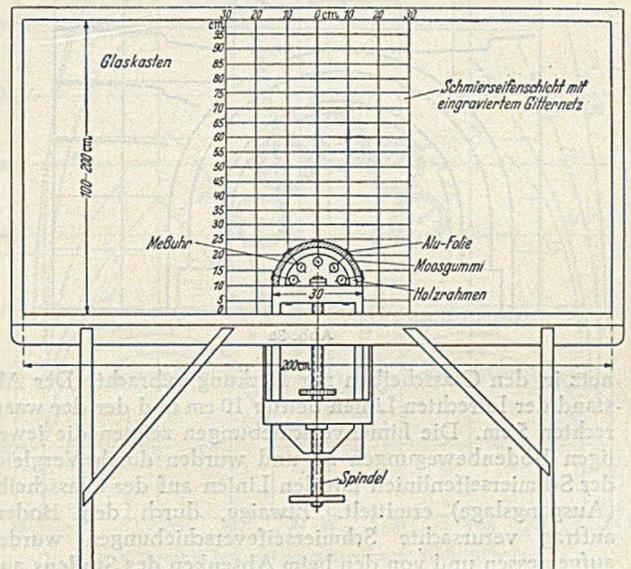


Abb. 2a. Ansicht des Versuchsgörätes mit versenkbarem starren Stollenrahmen. (Das Stollenmodell kann durch Drehen der Spindel gehoben und gesenkt werden).

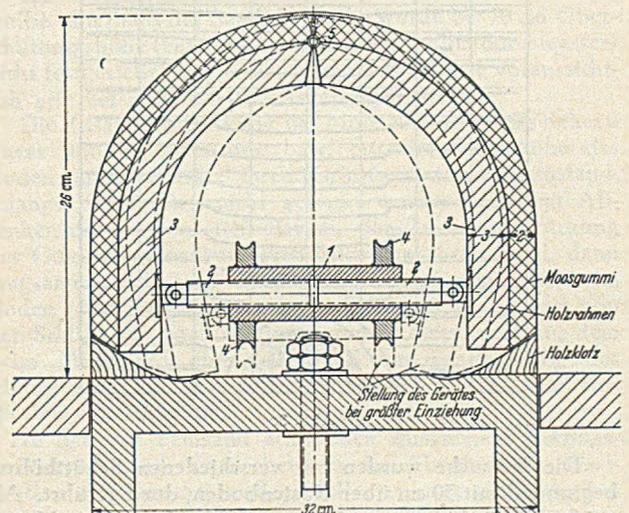


Abb. 2b. Versenkbares Stollenmodell mit verstellbarem Rahmen. (Durch Drehen der Spindel kann die lichte Weite verändert werden.)
1 Hülse mit Innen-Gegengewinde; 2 Spindel mit Gegengewinde; 3 Platte mit Gelenkföhrung; 4 Seilrolle (m. Hülse fest verb.); 5 Holzscharnier.

Um die Reibung zwischen Versuchsboden und Glasscheiben niedrig zu halten, wurden die Innenflächen der Glasscheiben 1 mm dick mit Schmierseife bestrichen und der Seife zur Erhöhung ihrer Schmierfähigkeit 10% Gardinol CA (der Firma Böhme-Fettechemie, Chemnitz/Sachsen) beigemischt. Durch den Schmierseifenantrag wurde die Wandreibung auf 5° verringert und praktisch ausgeschaltet. Die Schmierseifenbeläge erleichterten außerdem die Beobachtung der Bodenbewegungen, da die Schmierseife, am Versuchsboden haftend, seine Bewegungen mitmachte.

In die Schmierseife wurden waagrechte und lotrechte Linien geritzt und diese mit einem gleichlaufenden Linien-

Kastenboden. Die Nullstellung der Meßbühren wurde bei unbelasteter Gummiauflage abgelesen. Anschließend wurde der Versuchsboden bis auf die vorgesehene Schütthöhe lagenweise aufgetragen, durch vorsichtiges Stampfen verdichtet und die Zusammendrückung des Moosgummis nach je 10 cm Bodenauftrag an den Meßbühren abgelesen.

Nunmehr wurde mit dem eigentlichen Versuch begonnen. Der Stollen wurde in Zeitabständen von 5 Minuten um jeweils 1 mm gesenkt und der Erddruck auf den Stollen an der Zusammendrückung des Moosgummis nach je 5 mm Senkung festgestellt. Gleichzeitig wurden die Linienverschiebungen gemessen. Der Stollen wurde solange gesenkt, bis

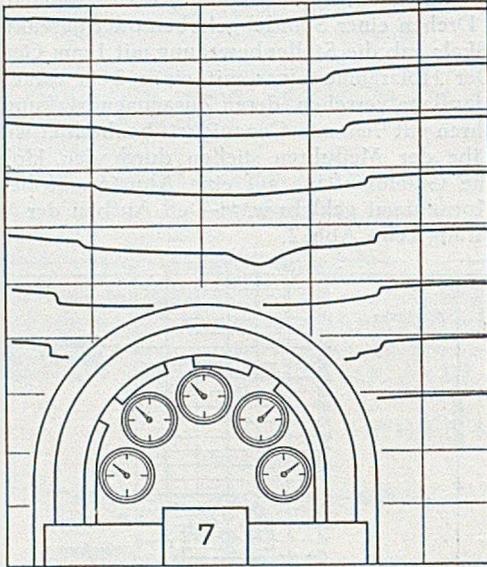


Abb. 3a

netz in den Glasscheiben zur Deckung gebracht. Der Abstand der lotrechten Linien betrug 10 cm und der der waagrechten 5 cm. Die Linienverschiebungen zeigten die jeweiligen Bodenbewegungen an und wurden durch Vergleich der Schmierseifenlinien mit den Linien auf der Glasscheibe (Ausgangslage) ermittelt. Etwaige, durch den Bodenauftrag verursachte Schmierseiferverschiebungen wurden aufgemessen und von den beim Absenken des Stollens aufgetretenen Bewegungen abgezogen.

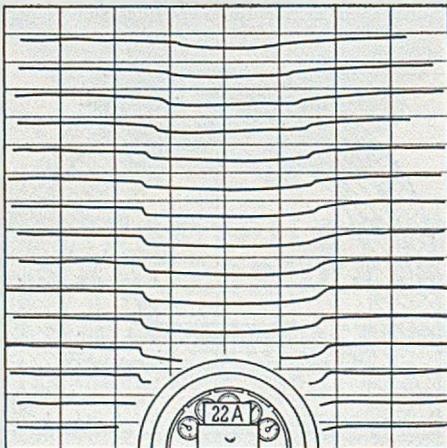


Abb. 3c

Die Versuche wurden mit verschiedenen Schütthöhen, beginnend mit 30 cm über Kastenboden, durchgeführt. Als größte Schütthöhe war 200 cm vorgesehen. Die Untersuchungen mußten jedoch bei 95 cm Schütthöhe (60 cm Überschüttungshöhe) abgebrochen werden. Vor dem Einbringen des Bodens und dem Absenken des Stollens befand sich der Scheitel des Stollenmodells 25 cm über dem

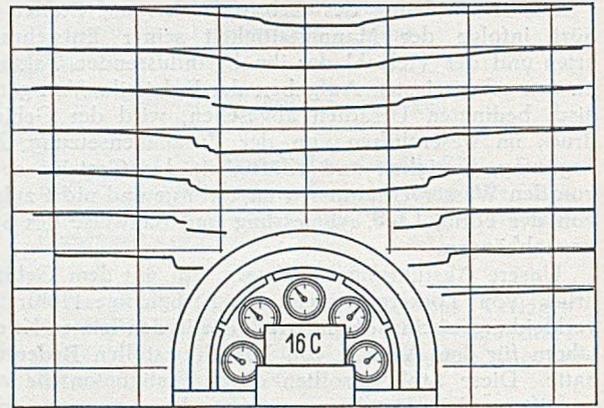


Abb. 3b

der Grenzzustand erreicht war und im Boden Bruch- und Gleitflächen auftraten, die durch die Schmierseife deutlich sichtbar wurden.

3. Versuchsergebnisse.

Die bei den Stollensenkungen aufgetretenen Linienverschiebungen sind aus Abb. 3 zu ersehen, und die bei drei Versuchen gemessenen Bodensetzungen in Abb. 4 und 5 dargestellt. Die nach je 5 mm Stollensenkung vorgenommenen Aufmessungen zeigen, daß der Boden über dem Stollen in den durch die Stollensenkung freigewordenen

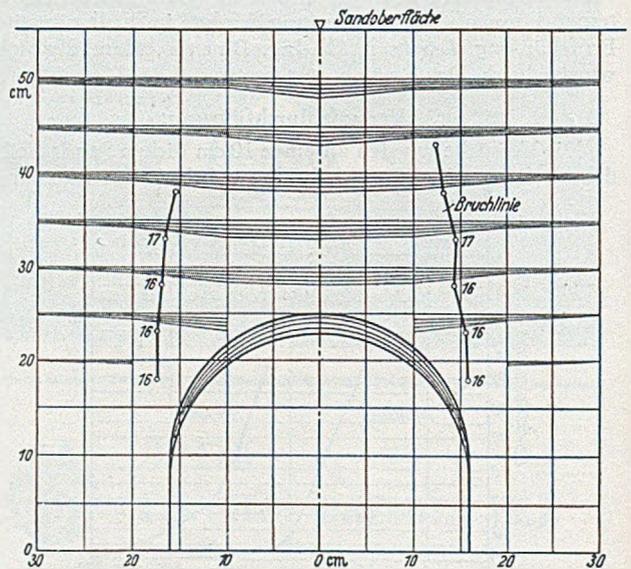


Abb. 4a. Gemessene Bodensetzung und Bruchlinien infolge Stollensenkung bei 55 cm Schütthöhe. (Locker gelagerter Mittelsand, gesamte Stollensenkung 20 mm.)

Raum nachdrängt. Die Bodensetzung ist über dem Stollen am größten — dort etwa gleich der jeweiligen Stollensenkung — und klingt nach beiden Seiten ab.

Zunächst bildeten sich beim Absenken des Stollens zwei schräg nach oben verlaufende, nahezu ebene Gleitflächen aus, die den von der Stollensenkung erfaßten Bodenraum vom standfesten bzw. unbewegten Boden trennten. Die

Gleitebenen waren gegen die Horizontale unter einem Winkel von etwa $45^\circ + \rho/2$ geneigt.

Mit zunehmender Stollensenkung traten bei 10 bis 20 mm Senkung außerdem zwei Bruchflächen als Folge der un-

gleichen Setzungen auf, die über dem Stollen einen Spitzbogen bildeten. Innerhalb der Bruchflächen folgte der Boden der Stollensenkung, während der Boden zwischen den Bruchflächen und den Gleitebenen sich in Richtung auf den absinkenden Bodenkörper bewegte.

Im Grenzzustand befand sich über dem Stollen eine spitzbogenförmige Bodenmasse, die dem Erddruck des seitlich angrenzenden Bodens ausgesetzt war. Die Bruchflächen begannen, von der Stollenwand ausgehend, zunächst steil, wurden mit zunehmender Schütthöhe flacher und schnitten die waagrechte Sandoberfläche bei niedriger Schütthöhe unter einem Winkel von etwa $45^\circ - \rho/2$. Von einer bestimmten Schütthöhe ab, die vom Reibungswinkel und der Lagerungsdichte des Bodens sowie von der Stollenabmessung abhängt, stießen die Bruchflächen in Höhe der Sandoberfläche zusammen und bildeten dort miteinander einen Winkel von etwa $90^\circ - \rho$ (Abb. 6).

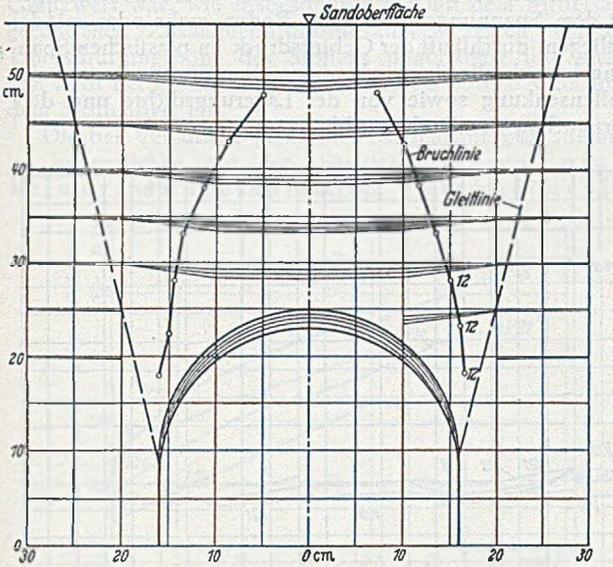


Abb. 4b. Gemessene Bodensetzung und Bruchlinien infolge Stollensenkung bei 55 cm Schütthöhe.

(Dicht gelagerter Mittelsand, gesamte Stollensenkung 20 mm.)

Die Bodensetzungen wurden nach je 5 mm Stollensenkung gemessen. Die Zahlen an den Bruchlinien geben die Stollensenkung in mm an, bei der der Bruch an dieser Stelle beobachtet wurde.

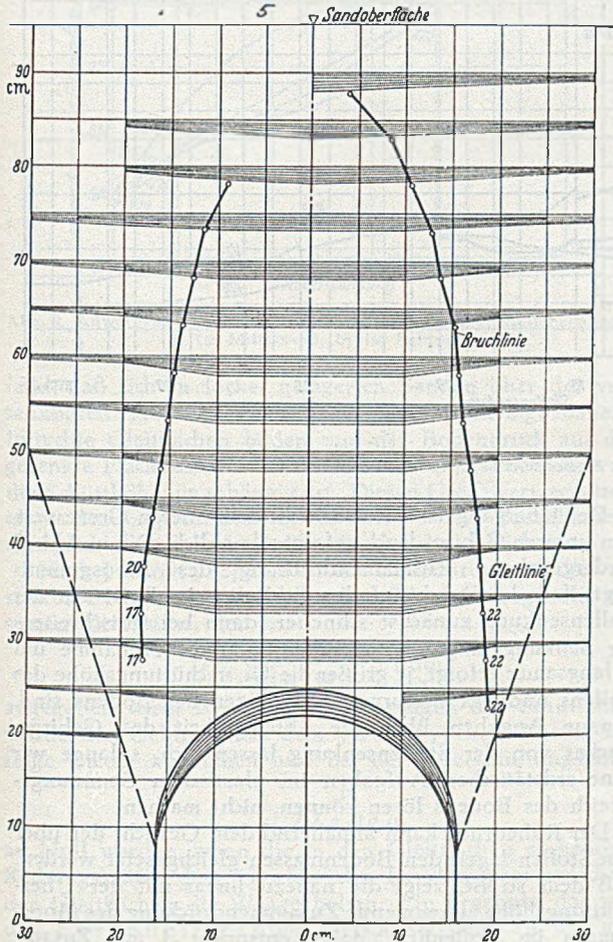


Abb. 5. Gemessene Bodensetzung und Bruchlinien bei 95 cm Schütthöhe.

(Dicht gelagerter Mittelsand, gesamte Stollensenkung 30 mm.)

Die Bodensetzungen wurden nach je 5 mm Stollensenkung gemessen. Die Zahlen an den Bruchlinien geben die Stollensenkung in mm an, bei der der Bruch an dieser Stelle beobachtet wurde.

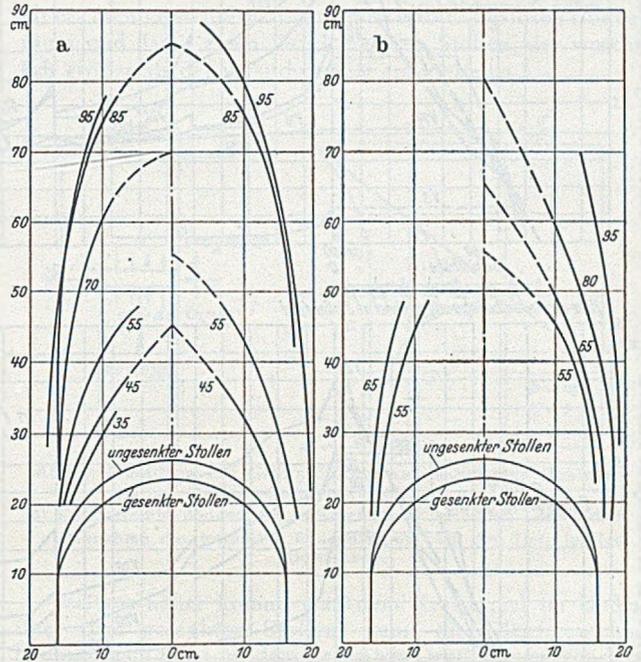


Abb. 6. Bruchlinien bei verschiedenen Schütthöhen.

a) in Mittelsand, b) in Feinsand.

(Die Zahlen an den Bruchstellen geben die Schütthöhe des Bodens in cm an.)

Ein Zusammenschluß der Bruchflächen zu einem Gewölbe unterhalb der Sandoberfläche wurde bis 70 cm Überschütthöhe (entspricht dem 2fachen Stollendurchmesser) nicht festgestellt. Dieser Zusammenschluß tritt voraussichtlich erst bei größeren Überlagerungshöhen ein.

Die Zusammendrückung des Moosgummis wuchs nahezu linear mit der Belastung bzw. mit der Schütthöhe des Bodens und erreichte ihren Größtwert im Ruhezustand, solange der Stollen nicht gesenkt wurde. Mit dem Absenken des Stollens ließ der an der Zusammendrückung des Gummis erkennbare Firstdruck zunächst schnell, dann langsamer nach und strebte mit dem Grenzzustand im Boden (Auftreten der Bruch- und Gleitflächen) einem von der Schütthöhe unabhängigen unteren Grenzwert zu, dem beim Mittelsand eine mittlere Zusammendrückung des Moosgummis im Stollenscheitel von 0,3 bis 0,4 mm entsprach (vgl. Abb. 7a).

In den mit Feinsand ermittelten Zusammendrückungskurven zeigt sich zwar ebenfalls die Abnahme des Firstdruckes mit fortschreitender Stollensenkung, doch streben dort die gemessenen Werte nicht so eindeutig einem unteren Grenzwert zu wie beim Mittelsand, weil der Feinsand für die Versuche weniger geeignet war (Abb. 7b). In demselben Maße wie der Firstdruck abnimmt, wächst der Seitendruck auf den Stollen mit zunehmender Schütthöhe

und Stollensenkung, allerdings ohne einem, in diesem Falle oberen, Grenzwert zuzustreben; offenbar ein Hinweis auf die mit der Stollensenkung einsetzende und mit der Senkung fortschreitende Verspannung im Boden (Abb. 8).

4. Auswertung der Versuchsergebnisse.

Bei allen Versuchen spielte sich im wesentlichen folgender Vorgang ab:

Durch die Stollensenkung kam ein sich nach oben erweiternder Erdkeil in Bewegung, der sich in nahezu ebenen

formt und die Reibungskräfte noch nicht voll wirksam sind, und endlich

den im Grenzzustand mit dem Auftreten der Bruchflächen wirkenden unteren Gebirgsdruck.

Während der Ruhedruck und der untere Gebirgsdruck mit dem Spannungszustand im Boden mehr oder minder festliegen, durchläuft der Gebirgsdruck im plastischen Spannungsbereich alle dazwischenliegenden Werte, die von der Stollensenkung sowie von der Lagerungsdichte und dem Kornaufbau des Bodens abhängen.

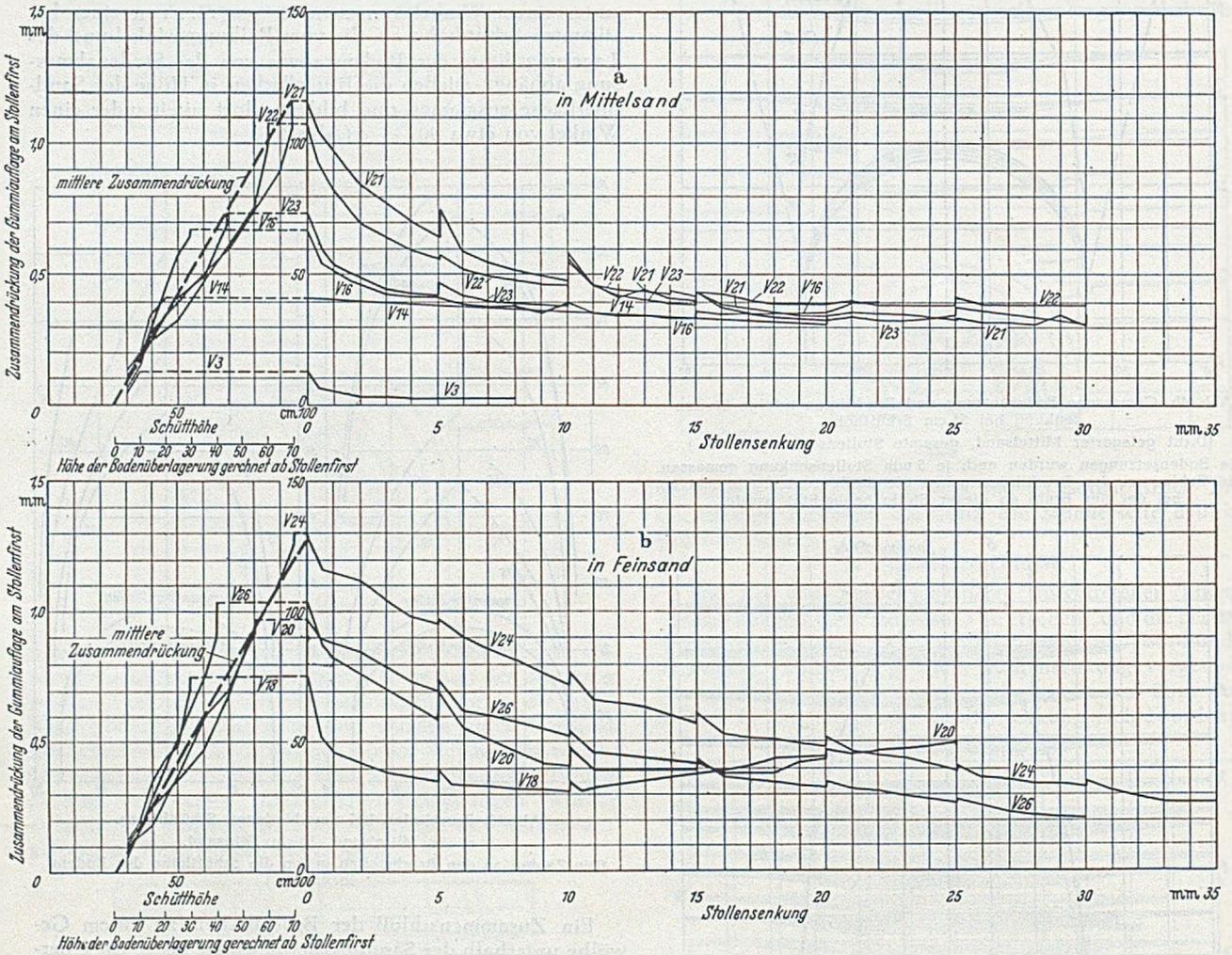


Abb. 7. Abhängigkeit des Firstdruckes von der Schütthöhe und Stollensenkung. a) im Mittelsand, b) im Feinsand.

Gleitflächen von dem seitlich angrenzenden Boden löste. Die mit der Bodensetzung zunehmende Verspannung führte zu einem Bruch im Boden, der in unmittelbarer Umgebung des Stollens begann und sich bei weiterer Stollensenkung spitzbogenförmig nach oben fortsetzte. Die Stollensenkung, bei der der Bodenbruch einsetzte, hing von der Lagerungsdichte und Schütthöhe des Sandes ab. Nach vollzogenem Bruch folgte im wesentlichen nur noch der Boden zwischen den Bruchflächen (der sog. Druckkörper) dem Stollen, während der Boden außerhalb der Bruchflächen von der Stollensenkung weniger beeinflusst wurde. Er stützte sich, auf den Gleitebenen gleitend, gegen den Bruchkörper ab. Die Gleitebenen traten verhältnismäßig bald auf. Hingegen wurden die Bruchflächen erst bei größeren Stollensenkungen und nach vorhergehender plastischer Verformung des von der Stollensenkung erfaßten Erdkeils sichtbar.

Wir haben somit drei Belastungsfälle zu unterscheiden:

den Ruhedruck auf den ungesenkten und starren Stollen, den Gebirgsdruck beim Einsetzen der Stollensenkung im plastischen Spannungsbereich, wenn der Boden sich ver-

Der Übergang vom Ruhedruck, dem oberen Grenzwert, zum unteren Gebirgsdruck erfolgt allmählich. Die in Abb. 7 wiedergegebene Zusammendrückung des Moosgummis zeigt, daß der Druck auf den Stollen beim Einsetzen der Stollensenkung zunächst schneller, dann bei fortschreitender Senkung langsamer abnimmt, und die Abnahme um so langsamer erfolgt, je größer die Überschüttungshöhe des Stollens und das Verformungsvermögen des Bodens sind. Genaue Angaben über die Abhängigkeit des Gebirgsdruckes von der Stollensenkung lassen sich, solange wir keine erdstatischen Aufgaben im plastischen Spannungsbereich des Bodens lösen können, nicht machen.

Der Ruhedruck kann annähernd dem Gewicht der über dem Stollen lagernden Bodenmassen gleichgesetzt werden. Daß dem so ist, zeigt die nahezu linear mit der Überschüttungshöhe zunehmende Zusammendrückung des Moosgummis im Stollenfirst, dabei entspricht 1 mm Zusammendrückung einer 60 cm hohen mittleren Bodenüberdeckung bzw. einem Bodendruck von 34,6 kg auf den Stollenrahmen (vgl. die Zusammendrückungskurve in Abb. 7).

Durch die Stollensenkung ging die Zusammendrückung des Moosgummis zurück und betrug im Grenzzustand nur noch 0,35 mm. Dieser Zusammendrückung entspricht eine Überlagerungshöhe von 20 cm über dem Stollenfirst bzw. ein Bodendruck auf den Stollen von 11,6 kg. Dieser untere Grenzwert war, wie insbesondere die mit dem Mittelsand gefundenen Zusammendrückungskurven zeigen, von der Überschüttungshöhe des Stollens unabhängig und stellte sich auch bei größeren Schütthöhen von 60 bis 70 cm über dem Stollenfirst ein.

Die bei Versuchen gemachten Beobachtungen stimmen im wesentlichen mit den Feststellungen von Forchheimer und Engesser überein. Forchheimer [1]¹

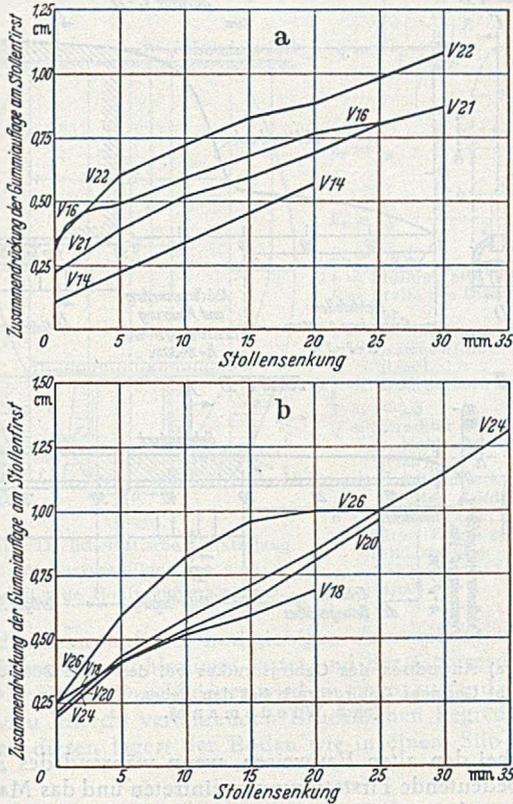


Abb. 8. Anwachsen des Seitendruckes mit zunehmender Stollensenkung. a) im Mittelsand, b) im Feinsand.

fand, daß sich in locker gelagerten Sanden über der versenkbaren Teilfläche einer waagrechten Unterlage nahezu lotrechte Gleitflächen bilden und der Bodendruck auf die gesenkte Fläche einem unteren Grenzwert zustrebt, der von der Schütthöhe unabhängig ist. Diesen Grenzwert ermittelt er aus dem Gewicht des Bodens zwischen den Bruchflächen, abzüglich der Reibungskräfte in den Bruchflächen.

Nach J a c o b y [2] erreicht der Bodendruck auf die versenkbare Klappe bei der kritischen Überlagerungshöhe t_{kr} seinen Größtwert, der mit

$$D = \frac{\gamma b^2}{4 \lambda a \cdot \text{tg } \varrho} [t/\text{ldm}]$$

angegeben wird. Bei weiterem Ansteigen der Schütthöhe würde der Gebirgsdruck dem J a c o b y'schen Ansatz zufolge wieder abnehmen und bei der Überschüttungshöhe

$$t = \frac{b}{2 \lambda a \cdot \text{tg } \varrho}$$

zu Null werden, wenn die in den Gleitflächen wirkenden Reibungskräfte dem Gewicht des Druckkörpers zwischen den Gleitflächen die Waage halten. Ein Ergebnis, das mit den Forchheimer'schen Versuchsergebnissen und mit den Erfahrungen im Stollenbau nicht in Einklang zu bringen ist.

¹ Die Zahlen [] verweisen auf das Literaturverzeichnis am Schluß des Aufsatzes.

Engesser [3] vermutet, daß der mit der Schütthöhe anwachsende Erddruck den Druckkörper zwischen den nahezu lotrecht verlaufenden Bruchflächen zusammenpreßt und in diesem eine Verspannung und Gewölbewirkung verursacht, die sich mit zunehmender Überlagerung derart steigert, daß auf dem Stollen nur noch die Bodenmasse zwischen dem Stollen und dem untersten Bodengewölbe lastet. Bierbaumer [4] berechnet das Gewicht dieser spannungslosen Bodenmasse nach Berichtigung des Engesser'schen Ansatzes unabhängig von der Überlagerungshöhe mit

$$D = \frac{4}{3} \gamma b^2 \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right) [t/\text{ldm}],$$

in unserem Falle mit $b = 32 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, $\gamma = 1,8 \text{ g/cm}^3$, $\varrho = 32^\circ$ zu etwa 23,0 kg; ein Wert, der etwa doppelt so groß als der gemessene Druck auf das Stollenmodell ist. Durch Gleichsetzen des Kämpferschubes der Bodengewölbe mit dem Erddruck des seitlich angrenzenden Bodens ermittelt er einen verhältnismäßig großen spannungslosen Bodenraum und damit einen Druck auf den Stollen, der wesentlich größer als der versuchsmäßig ermittelte ist.

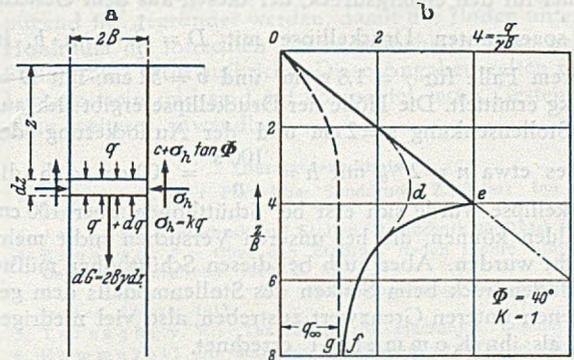


Abb. 9. Ermittlung des Gebirgsdruckes auf nachgiebige Hohlraumverkleidungen nach Terzaghi.

- a) Der lotrechte Bodendruck zwischen zwei lotrechten Gleitflächen.
- b) Abnahme des lotrechten Bodendruckes nach der Tiefe infolge Silowirkung.

Weitaus näher kommt man dem Kräftepiel im Boden über dem gesenkten Stollen, wenn die Gleichgewichtsbedingungen nicht an dem gesamten Druckkörper, sondern in Anlehnung an die Silotheorie an einem horizontalen Streifen des Körpers erfüllt werden (Abb. 9a). Terzaghi [5] erhält auf diese Weise die Differentialgleichung

$$\frac{dq}{dz} = \gamma - c/B - K_q \frac{\text{tg } \varrho}{B}$$

und bei Berücksichtigung der Randbedingung $q = 0$ für $z = 0$ die Zunahme des lotrechten Bodendruckes nach der Tiefe mit

$$q = \frac{B(\gamma - c/B)}{K \cdot \text{tg } \varrho} (1 - e^{-K \cdot \text{tg } \varrho \cdot z/B})$$

einer Funktion, die in der Tiefe $z = \infty$ dem oberen Grenzwert

$$q_\infty = \frac{B(\gamma - c/B)}{K \cdot \text{tg } \varrho}$$

zustrebt. Den Faktor K , das Verhältnis der waagrechten Bodenspannung σ_h zum vertikalen Druck q bestimmte Terzaghi nicht aus der Bedingung $\sum M = 0$, sondern fand diesen bei Versuchen mit $K = 1$ und nach oben bis in Höhe $2B$ über dem First auf 1,5 anwachsend. In Höhen $> 5B$ über dem Stollenfirst scheint die Firstsenkung ohne Einfluß auf den Spannungszustand des Bodens zu sein.

Die nach Terzaghi abgeleitete Gleichung zeigt, daß der lotrechte Druck auf eine gesenkte Bodenklappe oder eine nachgiebige Stollenaussteifung mit der Überschüttungshöhe zunimmt und dem Grenzwert q_∞ zustrebt. Für den Grenzwert q_∞ ist vollkommene Silowirkung und eine Mindesthöhe der Überlagerung erforderlich, die im wesent-

lichen von der inneren Reibung des Bodens und den Stollenabmessungen abhängig ist. Bei weiterer Zunahme der Überschüttungshöhe bleibt der Druck auf die nachgiebige Stollenverkleidung unverändert, da bei tieferliegendem Stollen der Bereich des zu Gewölben verspannten Bodens mit in die Tiefe wandert und der darüber liegende Boden von der Firstsenkung nicht mehr erfaßt wird (Abb. 9b).

Durch die Silowirkung löst sich ein spannungsloser Körper aus dem Bodenverband, der mit dem Gewicht $Q = 2 B \cdot q = \frac{2 B^2 (\gamma - c/B)}{K \cdot \text{tg } \varrho}$ auf dem Stollen lastet, während der darüberliegende Boden vom benachbarten Boden gestützt wird.

Auf das Modell übertragen, würde sich der Druck auf den Rahmen nach der Silotheorie, für $e = D$, $\gamma = 1,8 \text{ g/cm}^3$, $B = 16 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, $\varrho = 32^\circ$, mit $D = \frac{2 \gamma \cdot b^2 d}{1,5 \cdot \text{tg } \varrho} = 11,4 \text{ kg}$ ergeben, ein Wert, der mit dem gemessenen Druck (11,6 kg) gut übereinstimmt. Völlig abweichende Ergebnisse liefert die von Kommerell [6] vorgeschlagene Formel für den Gebirgsdruck, der diesen aus dem Gewicht der sogenannten Druckellipse mit $D = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot h \cdot b$, in unserem Falle für $\gamma = 1,8 \text{ g/cm}^3$ und $b = 32 \text{ cm}$, mit $D = 90,0 \text{ kg}$ ermittelt. Die Höhe der Druckellipse ergibt sich aus der Stollensenkung $s = 2 \text{ cm}$ und der Auflockerung des Sandes etwa $n = 2\%$ mit $h = \frac{100 s}{n} = 100 \text{ cm}$, d. h. die Druckellipse würde sich erst bei Schütthöhen über 100 cm ausbilden können, die bei unseren Versuchen nicht mehr erreicht wurden. Aber auch bei diesen Schütthöhen müßte der Bodendruck beim Senken des Stollenmodells dem gemessenen unteren Grenzwert zustreben, also viel niedriger sein, als ihn Kommerell errechnet.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die von Kommerell zugrunde gelegte Druckellipse den Verhältnissen im Boden beim Nachgeben des Stollenfirstes bzw. der Stollenkappe nicht gerecht wird. Es bildet sich wohl zwischen den Bruchfläichen ein Druckkörper, doch lastet dieser, infolge der Silowirkung und der Reibungskräfte im Boden nicht mit seinem ganzen Gewicht auf dem Stollen. Von einer bestimmten Überschüttungshöhe ab löst sich von dem Druckkörper ein spannungsloser Erdkeil, dessen Größe von der inneren Reibung des Bodens und den Abmessungen des Stollens abhängt, von der Überschüttungshöhe jedoch unabhängig ist. Kommerells Annahmen sind demnach zu ungünstig und liefern einen zu großen Gebirgsdruck. Nach seiner Formel nimmt der Gebirgsdruck mit der Firstsenkung zu. Unsere Modellversuche zeigen aber, daß der lotrechte Druck auf den Stollen nachläßt, wenn der First bzw. die Stollenkappe nachgibt.

Ein Gesetz für die durch die Firstsenkung hervorgerufene Abnahme des Gebirgsdruckes können wir nicht geben. Es kann aber auf Grund der Versuchsergebnisse angenommen werden, daß der Gebirgsdruck bereits bei geringen Firstsenkungen stark abfällt und sich bei weiterem Nachgeben der Verzimmerung bzw. des Firstes allmählich dem unteren Grenzwert nähert. Bei den, etwa im Maßstab 1 : 15 durchgeführten Versuchen wurde dieser Grenzwert nach 15–20 mm Stollensenkung erreicht. Der Grenz-zustand wäre also in sandigen Böden über einem Stollen mit 4–5 m Durchm. erst nach etwa 20–30 cm Firstsenkung zu erwarten. Bei geringeren Firstsenkungen wird der Gebirgsdruck über dem unteren Grenzwert liegen und als Folge seiner Abhängigkeit von der Firstsenkung je nach der angewandten Stollenbauweise verschieden groß sein.

Diese Gedankengänge stehen allerdings im Gegensatz zu der bisherigen allgemein anerkannten, in jüngster Zeit von Andrae [7] und Wiedemann [8] vertretenen Auffassung, nach der es „im Tunnelbau die größere Kunst sei, das Gebirge zu durchhörten, ohne die Gebirgsmassen in

Bewegung zu bringen, als einmal eingetretene Bewegungen zu bewältigen“. Man vermutet, daß sich um den Hohlraum Entspannungszonen bilden, die mit der Zeit immer weiter ins Berginnere fortschreiten. Rasches Zumauern und satt an den Berg anliegendes Mauerwerk werden empfohlen, da bei diesem Vorgehen ein verhältnismäßig schwaches Mauerwerk das Gebirge in Ruhe hält oder zumindest unvermeidliche Bewegungen auf ein Mindestmaß beschränkt.

Wiedemann veranschaulicht das Anwachsen des Gebirgsdruckes mit der Nachgiebigkeit der Unterstützung und der Bewegungsfreiheit des Bodens und seine Abhängigkeit von der Bauweise an zwei Beispielen (Abb. 10) und

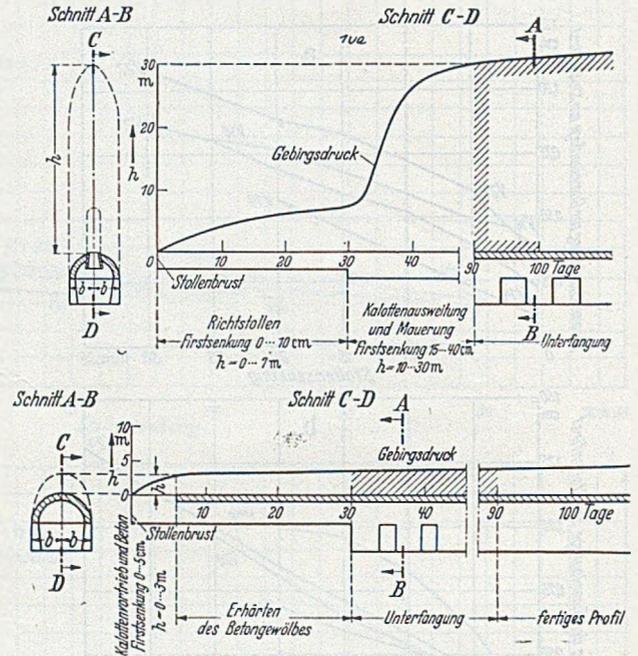


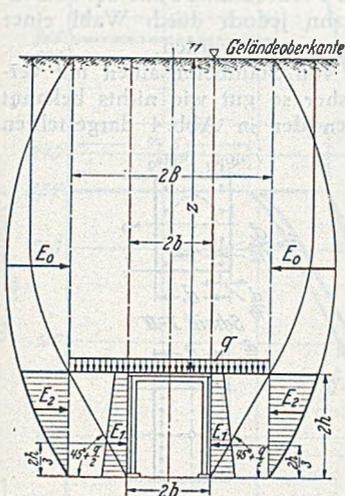
Abb. 10. a) Anwachsen des Gebirgsdruckes bei den alten Bauweisen. b) Geringer Gebirgsdruck bei den neuen Bauweisen (nach Wiedemann).

nimmt bei den alten Bauweisen, wenn während des Ausbaues bedeutende Firstsenkungen eintreten und das Mauerwerk erst längere Zeit nach dem Stollenausbruch ausgeführt wird, eine erhebliche Zunahme des Gebirgsdruckes an. Bei den neuen Bauweisen ist bei geringen Firstsenkungen und unmittelbarem Einbau der Stollenverkleidung mit wesentlich geringerem Gebirgsdruck zu rechnen. Wiedemann legt seinen Ausführungen nicht kompaktes Gestein, sondern fest gelagerten erdfeuchten Sand, also fast kohäsionsloses, rolliges Material zugrunde, bei dem mit den Modellversuchen einwandfrei ein Absinken des Gebirgsdruckes beim Nachgeben der Stollenkappe nachgewiesen wurde. Unsere Untersuchungsergebnisse decken sich auch mit der wiederholt gemachten Beobachtung, daß selbst kräftige Einbauten anfangs zerdrückt werden, während später, nach dem Spannungsausgleich im Boden, die Wiederherstellung des Ausbaues keinen nennenswerten Schwierigkeiten mehr begegnet.

Im Hinblick auf die große wirtschaftliche Bedeutung dieser Frage wäre es interessant, die Meinung und Beobachtungen erfahrener Fachkollegen darüber zu hören und sie zu einer Diskussion der aufgeworfenen Probleme aufzufordern. Unserer Meinung nach sollte man, entgegen der bisherigen Auffassung, mit nachgiebigen Einbauten dem nachdrängenden Boden die erforderliche Bewegungsfreiheit geben und durch geeignete Maßnahmen versuchen, die für das Absinken des Gebirgsdruckes notwendigen Reibungskräfte im Boden auszulösen. Dieses Ziel wird bei den alten Bauweisen mit nachgiebigen Versteifungen, durch Abwarten des Spannungsausgleiches, sowie durch austauschbare Holzeinlagen und Zellenräume hinter dem

Mauerwerk eher erreicht als durch satt anliegende Gewölbe, die dem Boden oder Lockergestein nicht den erforderlichen Spielraum für die angestrebte Verspannung und Gewölbewirkung geben.

Zusammenfassend ergibt sich auf Grund der Modellversuche etwa folgende Lastverteilung um nachgiebige Hohlraumverkleidungen: Solange das Lockergestein keine Verformung erleidet, wirkt auf die Stollenverkleidung der lotrechte Druck $\gamma \cdot t$, der entsprechend dem Raumgewicht γ des Bodens linear mit der Tiefe t zunimmt. Sobald Verformungen auftreten und der Boden in Bewegung kommt, lösen die Reibungskräfte eine Silowirkung und Verspannung aus, so daß nur noch eine verhältnismäßig kleine



$$q = \frac{(\gamma - \frac{c}{B}) B}{K \cdot \text{tg } \beta} \cdot \left(1 - e^{-K \frac{z}{B} \cdot \text{tg } \beta} \right)$$

$$E_0 = \lambda_a \cdot \gamma \frac{(z + 2b)}{2}$$

$$E_1 = \lambda_a \cdot \gamma \frac{(2b + \frac{q}{\gamma})^2}{2}$$

$$E_2 = 1/n E_1$$

$2b$ = Stollenbreite (m)
 B = Breite des Druckkörpers (m)
 $2z$ = Überlagerungshöhe (m)
 γ = Raumgewicht des Bodens (t/m^3)
 λ_a = Erddruckbeiwert
 k = 1–1,5
 q = lotrechter Bodendruck auf der Hohlraumverkleidung (t/m^2)
 $E_1 + E_2$ = Seitendruck auf den Stollen (t/ldm).
 n = Verhältnis der Parabelfläche (E_1) zur schrafflierten Teilfläche (E_2).
 c = Kohäsion des Bodens (t/m^2).

Abb. 11. Schematische Darstellung der Lastverteilung um eine nachgiebige Hohlraumverkleidung.

Bodenmasse auf der nachgiebigen Aussteifung und Verkleidung des Hohlraumes lastet und der Gebirgsdruck absinkt. Dieser Druckkörper wird im Grenzzustand von zwei nahezu lotrecht verlaufenden Bruchflächen begrenzt. Zwischen diesen lagert der Boden wie in einem Silo und der

Druck der entspannten Bodenmasse auf das Stollengewölbe kann ausreichend genau als Silodruck berechnet werden. Der Gebirgsdruck des Grenzzustandes wächst zunächst mit der Überlagerungshöhe, strebt aber sehr bald einem Grenzwert zu, der von der Überlagerungshöhe unabhängig ist (vgl. Abb. 9b). Die Breite des Druckkörpers hängt von den Abmessungen des Hohlraumes ab und kann nach Abb. 11 ermittelt werden. Der Silodruck q belastet die Stollenkappe und die Erdkeile beiderseits des Hohlraumes und vermehrt so den Seitendruck auf den Stollen. Dieser nimmt im Gegensatz zum lotrecht wirkenden Gebirgsdruck mit der Überlagerungshöhe zu und wird etwa ebenso groß wie der Erddruck auf den untersten Teil einer abgesteiften senkrechten Baugrubenwand sein. Dieser verteilt sich neueren Untersuchungen (9, 10) zufolge, parabolisch über die Wand und nimmt, wie in Abb. 11 angedeutet, nach Durchlaufen eines Höchstwertes nach der Tiefe wieder ab. Der schraffierte Teil kann als Seitendruck auf den Stollen angesehen werden. Zusammen mit dem lotrechten Gebirgsdruck ergibt sich etwa das in Abb. 11 dargestellte Belastungsbild. Die Widerlager der Stollenverkleidung oder Aussteifung müssen ausreichend breit ausgeführt und genügend tief gegründet werden, damit der Boden unter dem Hohlraum die lotrechten Kräfte aufnehmen kann und die Stollensohle nicht aufbricht. Diese Angaben gelten nur für Lockergestein und sind auf kompaktes festes Gestein nicht ohne weiteres anwendbar.

Literaturverzeichnis.

1. Forchheimer Ph.: Über Sanddruck, Z. österr. Ing.- Arch.-Verein (1882).
2. Jacoby E.: Erddruck auf Stollen, Bautechnik 22 (1944) S. 155.
3. Engesser F.: Über den Erddruck gegen innere Stützwände, Deutsche Bauzeitung (1882) S. 91.
4. Bierbaumer A.: Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerkes, Leipzig 1913.
5. Terzaghi v. K.: Theoretical soil mechanics, London 1947.
6. Kommerell O.: Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, Berlin 1912, Berlin.
7. Andraae: Der Bau langer, tiefliegender Bergstunnel, Berlin 1926, S. 59 bis 61.
8. Wiedemann K.: Neuere Anwendung der Unterfangungsbauweise im Tunnel- und Stollenbau, Berlin 1947.
9. Spilker A.: Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung, Bautechnik 15 (1937) S. 16.
10. Ohde J.: Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung, Bautechnik 16 (1938) S. 150.

Die Knicklasten von Stahlbetonsäulen mit veränderlichem Querschnitt, zusätzlicher Querbelastung oder von Haus aus schwach gekrümmter Achse.

Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Habel, Ellwangen/Jagst.

1. Säulen mit veränderlichem Trägheitsmoment.

Die Knicklast P_K der in Abb. 1 dargestellten Säule mit veränderlichem Betonquerschnitt und Bewehrungsgehalt ist jene Last, unter der außer der geraden Stabform noch eine Gleichgewichtslage mit unendlich kleinen seitlichen

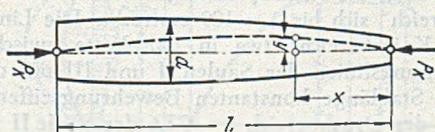


Abb. 1.

Ausbiegungen möglich ist. Für diese Biegelinie gilt das Differentialgesetz

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{P_K y}{E' J} \quad (1)$$

worin E' den Knickmodul und J das Trägheitsmoment des vollen Betonquerschnitts F_g ohne Stahleinlagen in bezug auf die zur Richtung des Ausknickens senkrecht stehende

Schwerachse bedeuten¹. Während bei gleichbleibendem Querschnitt die Knicklast aus $P_K = \frac{\pi^2 E' J}{l^2}$ folgt, sind bei Säulen mit veränderlichem Querschnitt längere Rechnungen notwendig.

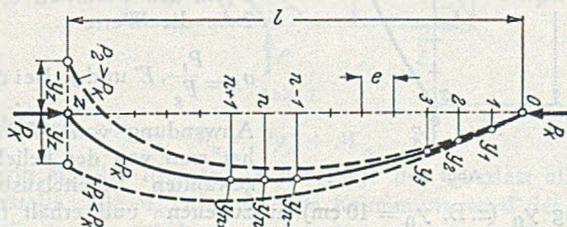


Abb. 2.

Wir zerlegen die Stabachse in z gleiche Abschnitte e und bezeichnen die Teilungspunkte vom Säulenkopf beginnend mit 0, 1, 2, 3 usw. (Abb. 2). Für einen geschätz-

¹ A. Habel: Berechnung der Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen auf n -freier Grundlage, Beton u. Eisen 38 (1939) S. 221.

ten Näherungswert P_1 der Knicklast berechnen wir in den Querschnitten 1, 2, 3... die Werte $\sigma_K = \frac{P_1}{F_g}$, E' und J . Die Biegelinie des ausgeknickten Stabes kann in beliebiger endlicher Verzerrung dargestellt werden. Ersetzt man an der Stelle n den Differentialquotienten $\frac{d^2 y_n}{dx^2}$ durch den Differenzenquotienten $\frac{y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1}}{e^2}$, so erhält man die Differenzgleichung

$$\frac{y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1}}{e^2} = - \frac{P_1 y_n}{E_n' J_n} \quad (2)$$

welche die Beziehung ausdrückt, die allgemein zwischen den Durchbiegungen dreier aufeinanderfolgender Teilungspunkte bestehen muß, damit das Differentialgesetz Gl. (1) erfüllt ist. Die Gl. (2) ist der Reihe nach auf die einzelnen Teilungspunkte anzuwenden. Am Säulenkopf ist $y_0 = 0$. Nimmt man $y_1 = 1$ cm an, so ergibt die Anwendung der Gl. (2) auf Punkt 1 die Formel $\frac{y_0 - 2y_1 + y_2}{e^2} = - \frac{P_1 y_1}{E_1' J_1}$ und mit $y_0 = 0$ folgt $-\frac{P_1 e^2}{E_1' J_1} y_1 + 2y_1 = y_2$ bzw. $y_1 = y_1 \left(2 - \frac{P_1 e^2}{E_1' J_1}\right)$. Für den Punkt 2 lautet die Gl. (2) $\frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{e^2} = - \frac{P_1 y_2}{E_2' J_2}$, es ist mithin $-\frac{P_1 e^2}{E_2' J_2} y_2 + 2y_2 - y_1 = y_3$ oder $y_3 = y_2 \left(2 - \frac{P_1 e^2}{E_2' J_2}\right) - y_1$. Die Fortsetzung des Verfahrens mit Hilfe der Rekursionsformel

$$y_{n+1} = y_n \left(2 - \frac{P_1 e^2}{E_n' J_n}\right) - y_{n-1} \quad (3)$$

führt schließlich am Säulenfuß zum Wert y_2 , der Null ist, wenn P_1 zu Beginn der Rechnung zufällig gleich der Knicklast P_K gewählt worden war. Das wird im allgemeinen nicht der Fall sein. Ergibt sich für y_2 ein positiver Wert, so ist $P_1 < P_K$ und die Rechnung muß mit einem höheren Ausgangswert P_2 wiederholt werden. Stellt sich dabei y_2 negativ heraus, so ist $P_1 > P_K$. Die Knicklast P_K kann dann aus P_1 und P_2 durch Interpolation gefunden werden.

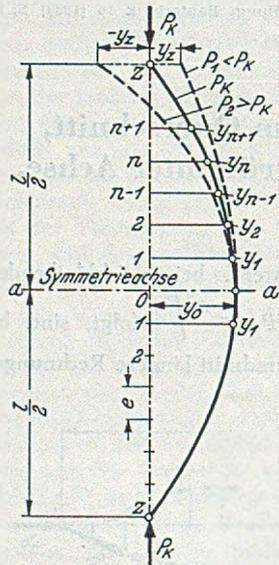


Abb. 3.

gangung y_0 (z. B. $y_0 = 10$ cm) auszugehen und erhält für den Punkt 0 bei Beachtung der Symmetrie

$$\frac{y_1 - 2y_2 + y_2}{e^2} = \frac{2y_1 - 2y_0}{e^2} = - \frac{P_1 y_0}{E_0' J_0}$$

Daraus folgt $-\frac{P_1 e^2}{E_0' J_0} y_0 + 2y_0 = 2y_1$ und $y_1 = y_0 \left(1 - \frac{P_1 e^2}{2E_0' J_0}\right)$. Im Schnitt 1 gilt $\frac{y_0 - 2y_1 + y_2}{e^2} = - \frac{P_1 y_1}{E_1' J_1}$, woraus $y_2 = y_1$

$\left(2 - \frac{P_1 e^2}{E_1' J_1}\right) - y_0$ ist. Die Fortsetzung des Verfahrens mit Hilfe der Formel $y_{n+1} = y_n \left(2 - \frac{P_1 e^2}{E_n' J_n}\right) - y_{n-1}$ (4)

führt schließlich am Stabende zum Wert y_2 , der bei richtiger Schätzung der Knicklast Null sein muß. Ergibt sich y_2 positiv (negativ), so ist $P_1 < P_K$ ($P_1 > P_K$); die Wiederholung der Rechnung mit einem zweiten Näherungswert P_2 ermöglicht die Interpolation der Knicklast P_K . Das Verfahren gilt auch für stählerne oder hölzerne Säulen. Im elastischen Bereich tritt an die Stelle des Knickmoduls E' der konstante Elastizitätsmodul E des Säulenbaustoffs. Im allgemeinen genügen 12 Teilabschnitte e auf der Säulenhälfte, die Genauigkeit kann jedoch durch Wahl einer engeren Teilung beliebig gesteigert werden.

Da über die Knickung von Stahlbetonsäulen mit veränderlicher Bewehrung bisher so gut wie nichts bekannt ist, wurden die Knicklasten der in Abb. 4 dargestellten

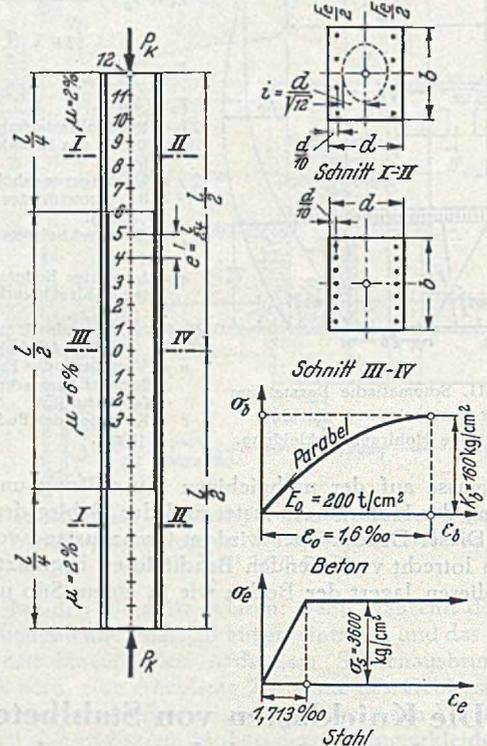


Abb. 4. Säule I mit veränderlicher Bewehrung.

Säule I mit verstärkter Bewehrung in der mittleren Stabhälfte berechnet und mit den Knicklasten von Säulen mit über die ganze Länge konstanter Bewehrung verglichen. In den äußeren Vierteln ist der Bewehrungsgehalt $\mu = F_e / bd = 2\%$, in der mittleren Stabhälfte 6% . Die Formänderungslinien des Betons und Stahls sind im unteren Teil der Abbildung dargestellt.

Abb. 5 zeigt die Knickspannungslinie der Säule I, deren „Druckbereich“ sich bis $\lambda = 109$ erstreckt. Die Linie I verläuft im Knickbereich etwa in der Mitte zwischen den Knickspannungslinien der Säulen II und III mit den über die ganze Stablänge konstanten Bewehrungsziffern $\mu = 2$ und 6% ; der Druckbereich $\lambda = 73,6$ der Säule II wird bei der Säule I auf $\lambda = 109$ verlängert. Die Bewehrungsverstärkung im mittleren Stabteil wirkt sich daher günstig aus. Der Einfluß der Stabenden darf jedoch nicht unterschätzt werden, denn man kann nicht mit der Bewehrungsanordnung I die Tragfähigkeit der Säule III erreichen. Es ist daher die Knicklast einer Säule nicht nur von der Bewehrung in der halben Säulenhöhe, sondern auch von der Bewehrung der Stabenden abhängig. Abb. 5 enthält ferner die Knickspannungslinie für die Säule IV, bei welcher die Bewehrung in den äußeren Stabvierteln von 2 auf 6%

verstärkt ist. Die Tragfähigkeit dieser Säule ist bedeutend kleiner als die der Säule I, obwohl der Stahlaufwand in beiden Fällen derselbe ist. Da die Kurve IV nur wenig über der Linie II liegt, hat die alleinige Verstärkung der Bewehrung an den Stabenden keinen Sinn. Von Interesse ist auch

2. Mittig gedrückte Säulen mit zusätzlicher Querbelastung.

Erleidet die Stahlbetonsäule in Abb.6 außer der mittigen Druckkraft P eine Querbelastung g , so geht die ursprünglich gerade Stabachse in die stabile Gleichgewichtslage I über. Außer dieser gibt es für die Belastung (P, g) noch eine zweite, labile, Gleichgewichtslage II, die allerdings nur durch künstliches weiteres Ausbiegen verwirklicht werden kann. Wächst g bei konstantem P ständig an, so rücken beide Gleichgewichtslagen immer näher zusammen, bis sie beim Erreichen der kritischen Last g_{kr} schließlich zusammenfallen. Trägt man die zu verschiedenen Scheitelabiegungen y_0 gehörenden Querlasten g in ein Kotensystem ein, so ergibt sich die Lösungskurve $g = f(y_0)$, deren Extremstelle (g_{kr}, y_{0kr}) die kritische Last g_{kr} festlegt, bei deren Überschreiten die Säule versagt, weil dann ein Gleichgewicht zwischen den Momenten der äußeren und inneren Kräfte nicht mehr möglich ist.

Um zur Lösungskurve zu gelangen, hat man bei konstanter Last P für verschiedene Annahmen von y_0 die zugehörigen Querlasten zu suchen. Ersetzt man die Differentialgleichung $k = 1/\varrho = -\frac{d^2 y}{dx^2}$ durch die allgemeine Differenzgleichung $k_n = -\frac{(y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1}))}{e^2}$, so läßt sich (ähnlich wie früher) y_{n+1} durch die Ausbiegungen der beiden vorangehenden Teilungspunkte ausdrücken, wobei $k_n = 1/\varrho_n$ die vom Biegemoment M_n an der Stelle n verursachte Achsenkrümmung ist.

$$y_{n+1} = -e^2 k_n + 2y_n - y_{n-1}. \quad (5)$$

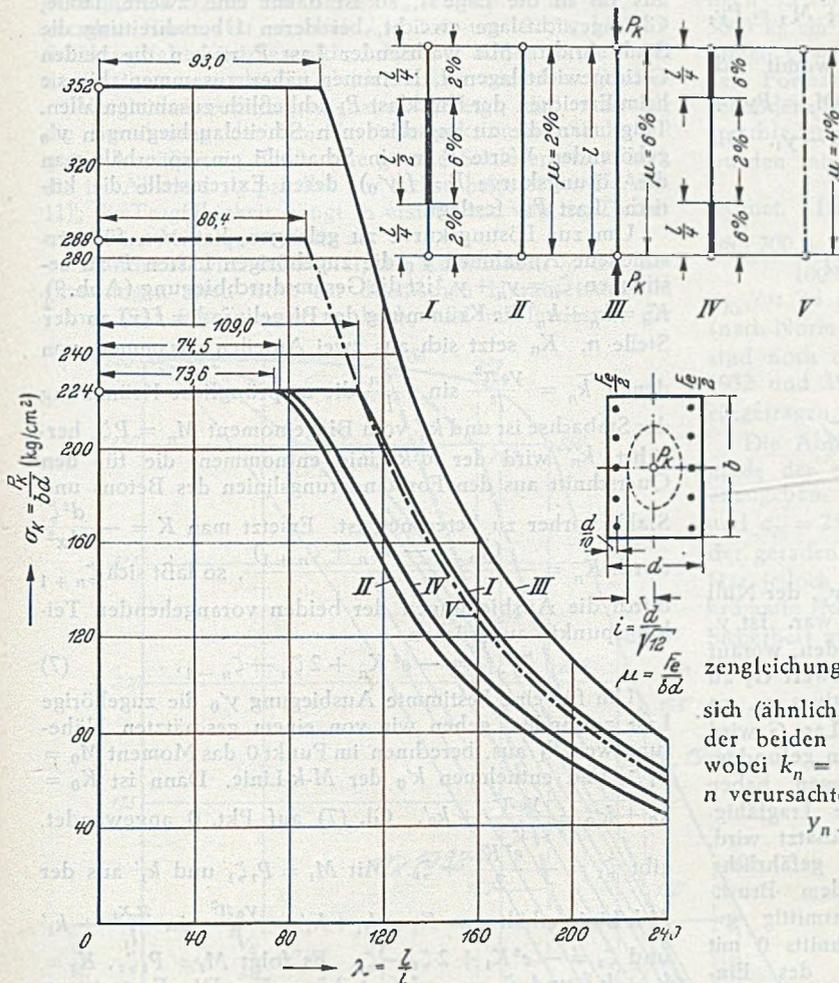


Abb. 5. Knickspannungslinien einer Stahlbetonsäule mit verschiedenen Bewehrungsanordnungen.

die Knickspannungslinie der Säule V mit dem konstanten Bewehrungsgehalt $\mu = 4\%$ über die Stablänge; diese Säule hat im Bereich $\lambda = 0$ bis 109 eine größere und von $\lambda = 109$ bis etwa 140 fast die gleiche Tragfähigkeit wie die die gleiche Stahlmenge enthaltende Säule I. Daraus folgt, daß es bei den üblichen Schlankheiten wenig Sinn hat, von der

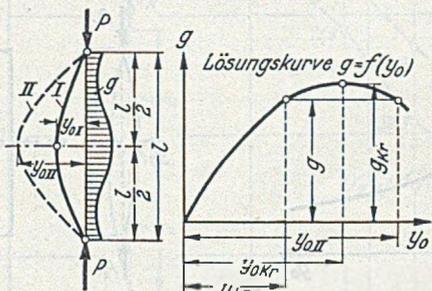


Abb. 6.

über die Säulenlänge gleichbleibenden Bewehrung abzugehen, und daß eine Verstärkung der Bewehrung in Stabmitte auf Kosten der Stabenden nur bei sehr schlanken Stützen, wie sie praktisch kaum in Betracht kommen, eine geringe Steigerung der Tragfähigkeit ergibt.

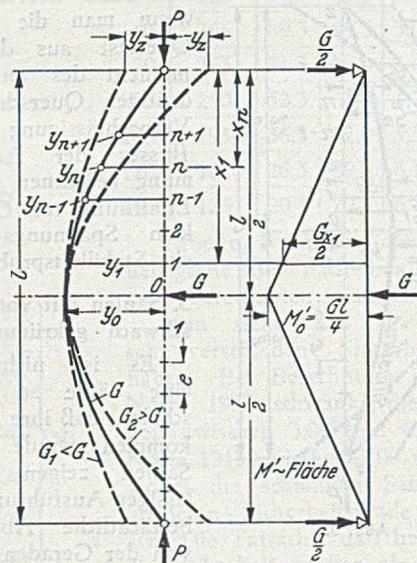


Abb. 7.

Allgemein gilt $M_n = Py_n + M'_n$, (6)

worin M'_n das Moment in n infolge der Querlast allein vorstellt. Die M'_n entsprechende Krümmung wird der mit Hilfe der Formänderungslinien der Säulenbaustoffe vorher zu ermittelnden M - k -Linie des Säulenquerschnitts entnommen¹.

In Abb.7 besteht die Querbelastung aus einer in halber Höhe angreifenden Einzellast G . Um für ein gegebenes Wertepaar (P, y_0) die zugehörige Querlast zu finden, gehen

¹ Vergl. Fußnote S. 135.

wir von dem geschätzten Näherungswert G_1 aus und berechnen die Biegelinie des Stabes. Im Punkt 0 ist $M_0 = Py_0 + M'_0 = Py_0 + \frac{G_1 l}{4}$, die zugehörige Krümmung k_0 wird der M - k -Linie entnommen. Gl. (5) auf Punkt 0 angewendet, gibt $y_1 = -e^2 k_0 + 2 y_0 - y_1$ und daraus $y_1 = -\frac{e^2 k_0}{2} + y_0$. Nun berechnen wir $M_1 = Py_1 + M'_1 = Py_1 + \frac{G_1 x_1}{2}$ und entnehmen k_1 der M - k -Linie, womit sich $y_2 = -e^2 k_1 + 2 y_1 - y_0$ bestimmen läßt. Mit $M_2 = Py_2 + \frac{G_1 x_2}{2}$ und k_2 ergibt sich $y_3 = -e^2 k_2 + 2 y_2 - y_1$. Die

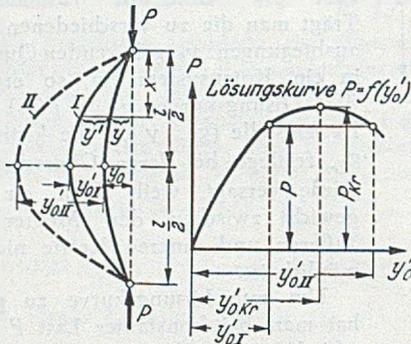


Abb. 8.

Fortsetzung liefert am Säulenkopf den Wert y_2 , der Null ist, wenn G_1 zufällig richtig gewählt worden war. Ist y_2 positiv, so war G_1 zu klein angenommen worden, worauf die Rechnung mit einem größeren Näherungswert G_2 zu wiederholen ist. Erhält man dann ein negatives y_2 , so war die Annahme G_2 zu hoch. Die richtige Last G wird schließlich aus G_1 und G_2 durch Interpolation gefunden.

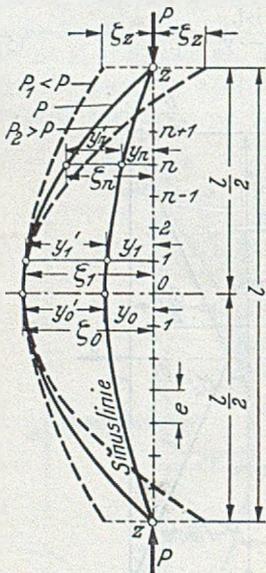


Abb. 9.

Zahlenrechnungen haben gezeigt, daß die Tragfähigkeit stark überschätzt wird, wenn man die gefährliche Querlast aus dem Bruchmoment des ausmittig gedrückten Querschnitts 0 mit Vernachlässigung des Einflusses der Achsenverformung berechnen würde. Die Ermittlung von G_{kr} ist eben kein Spannungs-, sondern ein Stabilitätsproblem.

3. Säulen mit von Haus aus schwach gekrümmter Achse.

Es ist nicht möglich, eine Säule so genau zu schalen, daß ihre Achse vollkommen gerade ist. Hohe Säulen zeigen bei nachlässiger Ausführung mitunter beträchtliche Abweichungen von der Geraden. Praktisch

hat man es immer mit Säulen zu tun, deren Achsen von Haus aus schwach gekrümmt sind. Ungleichmäßige Erwärmungen verursachen ebenfalls Stabkrümmungen.

Die in den Abb. 8 und 9 dargestellte Säule hat im unbelasteten Zustand eine schwach gekrümmte Achse, die wir als Sinuslinie $y = y_0 \sin \frac{\pi x}{l}$ annehmen wollen. Wir zerlegen die Stablänge l in eine größere Zahl gleicher Abschnitte e und bezeichnen die Teilungspunkte von der Stabmitte aus mit $0, 1, 2, \dots, z$. Mit der Gl. $-\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = k = \frac{y_0 \pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi x}{l}$ berechnen wir die Krümmungen k_0, k_1, k_2, \dots in den Teilungspunkten der unverformten Stabachse; im Punkt 0 ist $k_0 = \frac{y_0 \pi^2}{l^2}$.

Wird die Stütze mit P belastet, so nimmt ihre Achse die stabile Gleichgewichtslage I mit der Scheitelausbiegung $y_0 + y'_0$ ein. Biegt man nun die Säule künstlich weiter aus bis in die Lage II, so ist damit eine zweite, labile, Gleichgewichtslage erreicht, bei deren Überschreitung die Säule bricht. Mit wachsender Last P rücken die beiden Gleichgewichtslagen I, II immer näher zusammen, bis sie beim Erreichen der Knicklast P_k schließlich zusammenfallen. Trägt man die zu verschiedenen Scheitelausbiegungen y'_0 gehörenden Werte P in ein Schaubild ein, so erhält man die Lösungskurve $P = f(y'_0)$, deren Extremstelle die kritische Last P_{kr} festlegt.

Um zur Lösungskurve zu gelangen, hat man für verschiedene Annahmen y'_0 die zugehörigen Lasten P zu bestimmen. $\zeta_n = y_n + y'_n$ ist die Gesamtdurchbiegung (Abb. 9), $K_n = k_n + k'_n$ die Krümmung der Biegelinie $\zeta = f(x)$ an der Stelle n . K_n setzt sich aus zwei Anteilen zusammen, von denen $k_n = \frac{y_0 \pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi x_n}{l}$ die ursprüngliche Krümmung der Stabachse ist und k'_n vom Biegemoment $M_n = P \zeta_n$ herührt; k'_n wird der M - k -Linie entnommen, die für den Querschnitt aus den Formänderungslinien des Betons und Stahls vorher zu berechnen ist. Ersetzt man $K = -\frac{d^2 \zeta}{dx^2}$ durch $K_n = -\frac{(\zeta_{n-1} - 2 \zeta_n + \zeta_{n+1})}{e^2}$, so läßt sich ζ_{n+1} durch die Ausbiegungen der beiden vorangehenden Teilungspunkte ausdrücken

$$\zeta_{n+1} = -e^2 K_n + 2 \zeta_n - \zeta_{n-1} \quad (7)$$

Um für eine bestimmte Ausbiegung y'_0 die zugehörige Last zu finden, gehen wir von einem geschätzten Näherungswert P_1 aus, berechnen im Punkt 0 das Moment $M_0 = P_1 \zeta_0$ und entnehmen k'_0 der M - k -Linie. Dann ist $K_0 = k_0 + k'_0 = \frac{y_0 \pi^2}{l^2} + k'_0$. Gl. (7) auf Pkt. 0 angewendet, gibt $\zeta_1 = -\frac{e^2 K_0}{2} + \zeta_0$. Mit $M_1 = P_1 \zeta_1$ und k'_1 aus der

M - k -Linie erhält man $K_1 = k_1 + k'_1 = \frac{y_0 \pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi x_1}{l} + k'_1$ und $\zeta_2 = -e^2 K_1 + 2 \zeta_1 - \zeta_0$. Es folgt $M_2 = P_1 \zeta_2$, $K_2 = k_2 + k'_2$ und $\zeta_3 = -e^2 K_2 + 2 \zeta_2 - \zeta_1$. Die Fortsetzung führt schließlich am Säulenkopf auf den Wert $\zeta_z = 0$, wenn P_1 zufällig richtig geschätzt worden war. Ist ζ_z positiv, so ist die Rechnung mit einem größeren Ausgangswert P_2 zu wiederholen. Erhält man dann ein negatives ζ_z , so ist P_1 zu groß, und der richtige Wert P folgt aus P_1 und P_2 durch Interpolation.

Zahlenrechnungen haben folgendes ergeben:
1. Schon sehr kleine Abweichungen von der geraden Stabform haben große Tragfähigkeitseinbußen gegenüber

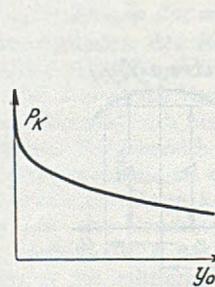


Abb. 10.

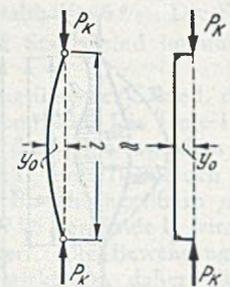


Abb. 11.

der geraden Säule zur Folge. Eine seitliche Ausbiegung von $1/1000$ der Stablänge, die mit freiem Auge kaum sichtbar ist, verursacht schon Verringerungen der Knicklast bis um 28%. Der Tragfähigkeitsabfall ist nicht der Ausbiegung y_0 proportional, er erfolgt vielmehr im Bereich der kleinen y_0 am raschesten (Abb. 10).

2. Für ein bestimmtes Pfeilverhältnis der von Haus aus gekrümmten Säulenachse (z. B. $y_0 = l/1000$) wächst die Tragfähigkeitsabnahme mit der Säulenschlankheit. Beispiel: Säule aus Beton $K_b = 200 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_0 = 1,2 \text{ ‰}$, $y_0 = l/250$. Während bei der Schlankheit $\lambda = 25$ die Knicklast der gekrümmten Säule nur um 11 ‰ kleiner ist als die der geraden Säule, ist sie bei $\lambda = 140$ um 62 ‰ kleiner. Schalungsfehler wirken sich daher bei hohen Säulen viel ungünstiger aus als bei gleich starken niedrigen Säulen.

Vergleichsberechnungen haben gezeigt, daß man für die Berechnung der Knicklast die gekrümmte Säule mit guter Annäherung durch eine gerade Säule ersetzen darf, die im Abstand y_0 parallel zur Achse belastet wird (Abb. 11); die Tragfähigkeit hängt in erster Linie von der Exzentrizität im Mittelquerschnitt ab.

Manchmal wird behauptet, die Knickzahlen ω der Bestimmungen seien trotz der drastischen Herabsetzung im Jahre 1943 immer noch zu hoch, und infolgedessen die

Sicherheitsgrade der nach der Norm berechneten schlanken Säulen zu groß. Zur Klärung dieser Frage bringen wir die Abb. 12 mit den Knickspannungslinien von Säulen mit gerader und gekrümmter Achse aus Beton mit der Prismenfestigkeit 200 kg/cm^2 , der Bruchstauchung 2 ‰ beim mittigen Prismenversuch und idealplastischen Stahl $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$; der Bewehrungsgehalt beträgt 2 ‰. Die Linien $y_0 = 0, l/1000, l/850$ usw. liefern die nach der von den Formänderungslinien des Betons und Stahls ausgehenden Theorie berechneten Knickspannungen für die verschiedenen Schlankheiten λ . Die gestrichelten σ_K -Linien wurden mit den Knickzahlen ω von 1932 und 1943 be-

rechnet. Im Druckbereich ist $\sigma_{K_0} = \frac{98 K_b + 2 \sigma_s}{100} = \frac{98 \cdot 200 + 2 \cdot 3600}{100} = 268 \text{ kg/cm}^2$, im Knickbereich $\sigma_K = \sigma_{K_0}/\omega$; so ist beispielsweise für $\lambda = 105$ und $\omega = 1,72$ (nach Norm 1943) $\sigma_K = 268/1,72 = 156 \text{ kg/cm}^2$. Außerdem sind noch die Linien der nach den Bestimmungen von 1932 und 1943 zulässigen Knickspannungen $\sigma_{zul} = \sigma_K/3$ eingetragen.

Die Abb. 12 gibt uns die Möglichkeit, die Sicherheitsgrade der nach den Bestimmungen berechneten Säulen anzugeben. Für die Säule $\lambda = 85$ ist z. B. $\sigma_{zul} = 52,3$ und $\sigma_K = 250 \text{ kg/cm}^2$ (Kurve $y_0 = 0$), der Sicherheitsgrad der geraden Säule ist daher $s = \sigma_K/\sigma_{zul} = 250/52,3 = 4,77$. Hat jedoch die Säule im unbelasteten Zustand eine gekrümmte Achse $y_0 = l/250$, so ist $\sigma_K = 148 \text{ kg/cm}^2$ und die Sicherheit nur mehr $s = 148/52,3 = 2,83$.

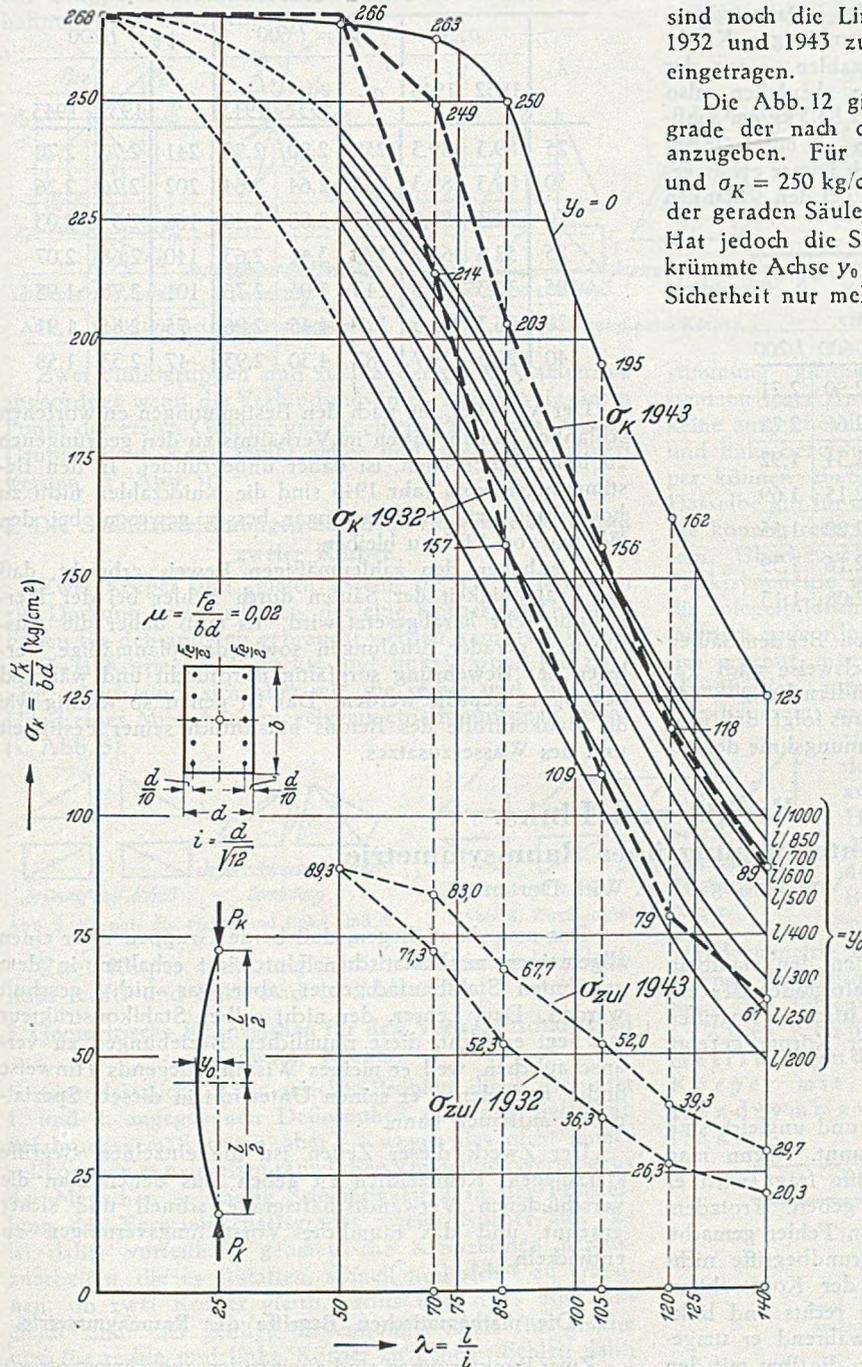


Tabelle 1.

λ	kg/cm^2 σ_K	kg/cm^2 σ_{zul}		$s = \sigma_K/\sigma_{zul}$	
		1932	1943	1932	1943
25	268	89,3	89,3	3,00	3,00
50	266	89,3	89,3	3,00	3,00
70	263	71,3	83,0	3,69	3,18
85	250	52,3	67,7	4,77	3,71
105	195	36,3	52,0	5,37	3,75
120	162	26,3	39,3	6,16	4,12
140	125	20,3	29,7	6,20	4,20

Tabelle 1 enthält die Sicherheitsgrade der nach beiden Normen berechneten geraden Säulen.

Man sieht, daß die Säulen sehr verschiedene Sicherheitsgrade haben. Bei Berechnung nach der Norm 1932 schwankt die Sicherheit zwischen 3,00 und 6,20, nach Norm 1943 zwischen 3,00 und 4,20, wobei die schlanken Säulen die größeren Sicherheitsgrade aufweisen. Die Tatsache, daß bei $\lambda > 50$ die Sicherheit größer als drei ist, bedeutet, daß bei Einhaltung einer dreifachen Sicherheit die Stabachse etwas gekrümmt sein darf. Bei Berechnung auf mittigen Druck nach den Bestimmungen können die Säulen im unbelasteten Zustand eine schwach gekrümmte Achse mit den in der Tabelle 2 angegebenen Ausbiegungen haben. Man erhält diese Werte, wenn man in Abb. 12 die gestrichelten σ_K -Linien mit den Kurven $y_0 = l/1000, l/850$ usw. zum Schnitt bringt.

Abb. 12. Knickspannungslinien schwach gekrümmter Säulen aus Beton $K_b = 200 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_0 = 2 \text{ ‰}$ und Stahl $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$ mit 2 ‰ Bewehrung.

Aus den Tabellen 1 und 2 könnte man den Eindruck gewinnen, daß die schlanken Säulen gegenüber den gedrun- genen tatsächlich zu hohe Sicherheitsgrade besitzen und auf den Gedanken verfallen, alle Säulen mit derselben

Tabelle 2.

λ	Zulässige Ausbiegung y_0	
	1932	1943
50	0	0
70	1/850	< 1/1000
85	1/300	< 1/1000
105	1/240	\approx 1/1000
120	1/220	1/650
140	1/265	1/650

dreifachen Sicherheit berechnen zu wollen. Dann wären, wie dies in Tabelle 3 geschehen ist, die zulässigen Knickspannungen $\sigma_{zul} = \sigma_K/3$ und die Knickzahlen ω aus der Knickspannungslinie der geraden Säule abzuleiten, also z. B. für $\lambda = 85$ der Wert $\sigma_{zul} = 250/3 = 83,3 \text{ kg/cm}^2$ maßgebend. Das wäre richtig, wenn man es mit geraden Säulen zu tun hätte. Da die Säulen jedoch immer etwas gekrümmt sind, würde man auf diese Weise bei den schlanken

Tabelle 3.

λ	kg/cm ² $\sigma_{zul} = \sigma_K/3$	σ_K		$s = \sigma_K/\sigma_{zul}$	
		$y_0 =$			
		1/600	1/200	1/600	1/200
25	89,3	258	241	2,90	2,71
50	88,7	235	202	2,66	2,28
70	87,7	205	168	2,34	1,92
85	83,3	178	140	2,15	1,69
105	65,0	143	101	2,20	1,55
120	54,0	117	75	2,16	1,39
140	41,7	87	47	2,08	1,13

Säulen viel zu kleine Sicherheiten erhalten. Bei den Säulen $y_0 = 1/600$ und $1/200$ wäre dann beispielsweise nach Tabelle 3 die Sicherheit keine dreifache, sondern bei $\lambda = 140$ nur mehr eine 2,08- bzw. 1,13fache! Daraus folgt, daß man die Knickzahlen nicht aus der Knickspannungslinie der ger-

aden Säule ableiten darf und daß man bei ihrer Festsetzung die Umstände berücksichtigen muß, die sich bei den schlanken Säulen verstärkt auswirken. Wir haben gesehen, daß Schalungsfehler bei schlanken Säulen viel ungünstigere Folgen haben als bei gedrun- genen. Auch die unvermeidlichen Angriffsexzentrizitäten (Fehlerhebel) sowie ungleichmäßige Erwärmungen führen bei hohen Säulen zu stärkeren seitlichen Ausbiegungen, desgleichen wirken sich zufällige Querlasten (seitliche Stöße) mehr aus. Die in Tabelle 1 ausgewiesene hohe Sicherheit der nach den Bestimmungen berechneten schlanken Säulen ist daher nur eine scheinbare. Berechnet man die Sicherheit unter der Voraussetzung, daß infolge des Zusammenwirkens von Schalungsfehlern, ungenauer Lastaufbringung und ungleichmäßiger Erwärmung seitliche Ausbiegungen $y_0 = 1/600$ oder $1/200$ entstanden sind, so kommt man auf die in Tabelle 4 angeführten Werte.

Tabelle 4.

λ	σ_{zul}		$y_0 = 1/600$		$y_0 = 1/200$			
	1932	1943	σ_K	s		σ_K	s	
				1932	1943		1932	1943
25	89,3	89,3	258	2,90	2,90	241	2,70	2,70
50	89,3	89,3	235	2,64	2,64	202	2,26	2,26
70	71,3	83,0	205	2,88	2,48	168	2,35	2,03
85	52,3	67,7	178	3,41	2,63	140	2,68	2,07
105	36,3	52,0	143	3,95	2,76	101	2,78	1,95
120	26,3	39,3	117	4,45	2,96	75	2,85	1,91
140	20,3	29,7	87	4,30	2,93	47	2,33	1,58

Der Vorwurf, die nach den Bestimmungen entworfenen schlanken Säulen hätten im Verhältnis zu den gedrun- genen zu hohe Sicherheiten, ist daher unbegründet. In den Bestimmungen vom Jahr 1943 sind die Knickzahlen nicht zu hoch angesetzt, es wäre sogar besser gewesen, bei den Werten von 1932 zu bleiben.

Wir haben den zahlenmäßigen Beweis erbracht, daß die Tragfähigkeit der Säulen durch Fehler bei der Herstellung sehr herabgesetzt wird. Es muß daher die Ausführung gerader Schalungen sowie das planmäßige Verlegen der Bewehrung sorgfältig durchdacht und während des Baues geprüft werden. Das ist genau so wichtig wie die Baukontrolle des Betons hinsichtlich seiner Festigkeit und des Wasserzusatzes.

Rechts und Links.

Eine Untersuchung über Raumsymmetrie.

Von Dr.-Ing. H. P. Witt, Dortmund.

Übersicht.

Es wird der Zusammenhang zwischen den stahlbau- technischen Begriffen des Verwandtschaftsgrades der an- zufertigenden Teile und den mathematischen Begriffen über die Symmetrieeigenschaften zweier Körper gezeigt. Anwendungsbeispiele.

Einleitung.

Die Begriffe gleich, rechts und links und ungleich sind jedem Stahlbauzeichner scheinbar bekannt. Wenn man ihn nach dem Unterschied dieser Begriffe fragt, wird er auch eine ungefähr richtige Erklärung geben. Trotzdem werden immer wieder in den Stücklisten Fehler gemacht, die zeigen, daß der Zeichner diese Grundbegriffe nicht klar genug erkennt. Ebenso wendet der Konstrukteur die Möglichkeiten, Konstruktionen, die rechts und links sind, zu vermeiden, viel zuwenig an, während er umge- kehrt in anderen Fällen von der Waffe, die ihm mit den verschiedenen Raumsymmetrien in die Hand gegeben ist, nicht ausreichend Gebrauch macht.

Das mag daran liegen, daß beide Gruppen zwar einen allgemeinen mathematischen Unterricht erhalten, in dem erwähnten Stahlbaufachgebiet aber gar nicht geschult werden. Dem Lehrer, der nicht selber Stahlkonstrukteur ist, liegt es nicht, diese räumlichen Beziehungen zu veranschaulichen, weil er meines Wissens niegends Hinweise findet, nach denen er seinen Unterricht in diesem Spezial- gebiet aufbauen kann.

Der Zweck dieser Zeilen ist, die einzelnen Begriffe klarzulegen, Kennzeichen zu geben, aus denen man die verschiedenen Verwandtschaftsgrade schnell und sicher erkennt, und das räumliche Vorstellungsvermögen zu entwickeln.

1. Die mathematischen Begriffe der Raumsymmetrie.

Zwei Punktgruppen sind zueinander spiegelsymmetrisch angeordnet, wenn die Verbindungslinien zwischen je einem Punkt der ersten Gruppe und je einem Punkt der

zweiten Gruppe senkrecht auf einer Ebene stehen und von ihr halbiert werden (s. Abb. 1).

Zwei Punktgruppen sind zueinander axialsymmetrisch angeordnet, wenn die Verbindungslinien zwischen je einem

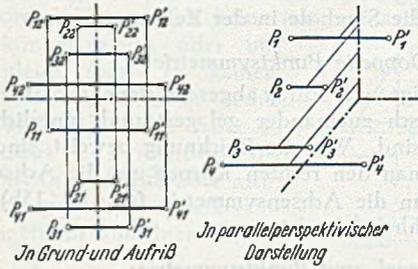


Abb. 1. Spiegelsymmetrische Punktgruppe.

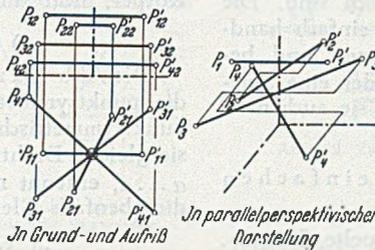


Abb. 2. Axialsymmetrische Punktgruppe.

Punkt der ersten Gruppe und je einem Punkt der zweiten Gruppe senkrecht auf einer Achse stehen und von ihr halbiert werden (s. Abb. 2).

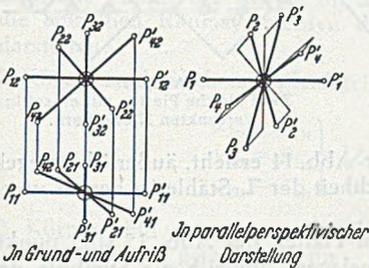


Abb. 3. Punktsymmetrische Punktgruppe.

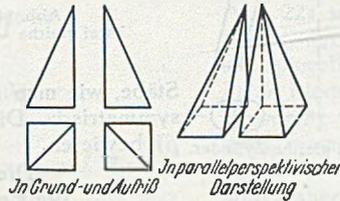


Abb. 4. Zwei gleiche Körper.

Zwei Punktgruppen sind zueinander punktsymmetrisch angeordnet, wenn die Verbindungslinien zwischen je einem Punkt der ersten Gruppe und je einem Punkt der zweiten Gruppe durch einen Punkt gehen und durch ihn halbiert werden (s. Abb. 3).

2. Die Stahlbauzeichnungen für den Verwandtschaftsgrad zweier Körper.

Zwei Körper sind „gleich“, wenn sie sich vollkommen zur Deckung bringen lassen, der eine Körper also in allen Fällen für den anderen gebraucht werden kann (s. Abb. 4).

Zwei Körper sind „rechts und links“, wenn sie zwar nicht gleich sind, sich aber wie die rechte und die linke Hand eines Menschen spiegelsymmetrisch anordnen lassen (s. Abb. 5).

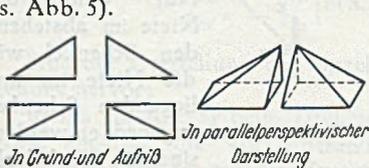


Abb. 5. Körper, die rechts und links sind.

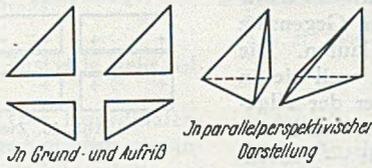


Abb. 6. Zwei ungleiche Körper.

Zwei Körper sind „ungleich“, wenn sie weder gleich noch rechts und links sind (s. Abb. 6).

3. Geometrische Kennzeichen für den Verwandtschaftsgrad zweier Körper.

Grundsätzlich ist das gestellte Problem durch die unter 1. und 2. angegebenen Definitionen eindeutig bestimmt. Erfahrungsgemäß treten aber — wegen des nicht immer vollkommen entwickelten räumlichen Vorstellungsvermögens der Menschen — häufig Schwierigkeiten in der Feststellung des Verwandtschaftsgrades zweier Körper auf. Es ist daher vorteilhaft, geometrische Kennzeichen herauszuarbeiten, die es gestatten, schnell und sicher zu erkennen, ob zwei Körper gleich, rechts und links oder ungleich sind. Es genügt, Erkennungszeichen für gleiche und für rechte und linke Körper zu geben. Fehlen dann die Kennzeichen, so sind die Körper ohne weiteres ungleich.

a) Gleiche Körper.

Aus der oben gegebenen Definition für gleiche Körper folgt, daß zwei Körper immer und nur dann gleich sind, wenn sie axialsymmetrisch angeordnet werden können.

(Dann lassen sie sich immer durch Drehen eines der beiden Körper zur Deckung bringen.) Die Möglichkeit achsensymmetrischer Anordnung ist also eine notwendige und ausreichende Bedingung für die Gleichheit zweier Körper. Sind zwei Körper in gleicher Lage gezeichnet, so sieht man natürlich ohne weiteres, ob sie gleich sind. Häufig aber ist der eine Körper gegen den anderen nicht nur verschoben, sondern auch gedreht dargestellt. In vielen Fällen ist es dann leichter, Achsensymmetrie festzustellen, als sich durch Drehen, Kanten und Verschieben des einen Körpers von der Gleichheit der beiden Körper zu überzeugen. Z. B. erkennt man die Gleichheit der beiden Winkel der Abb. 7 aus der Achsensymmetrie mit einem Blick. Die beiden T-Stähle der Abb. 8 lassen sich dagegen nicht axialsymmetrisch zueinander anordnen; sie können daher auch nicht gleich sein.

b) Körper, die rechts und links sind.

Ein Kennzeichen, aus dem man die Rechts-und-Links-Eigenschaft zweier Körper erschen kann, ist nicht so einfach anzugeben wie das Kennzeichen der Achsensymmetrie zur Bestimmung gleicher Körper. Die Möglichkeit spiegelsymmetrischer Anordnung ist zwar eine notwendige, aber keine ausreichende Bedingung, um zwei Körper als rechts und links bezeichnen zu können; denn zwei gleiche Körper können ebenfalls spiegelsymmetrisch anordbar sein. Dasselbe gilt für zwei Körper in punktsymmetrischer Lage. Sie können rechts und links, sie können aber auch gleich sein. Überhaupt besteht zwischen Spiegelsymmetrie und Punktsymmetrie grundsätzlich Übereinstimmung. Körper, die spiegelbildlich gelagert sind, können auch punktsymmetrisch angeordnet werden und umgekehrt. Sehr anschaulich erkennt man das, wenn man seine beiden inneren Handflächen aufeinanderlegt. Berühren sich dabei die Handwurzeln, so sieht man die Spiegelsymmetrie, berühren aber jeweils die Fingerspitzen der einen Hand die Handwurzel der anderen, so erkennt man, daß die Hände auch punktsymmetrisch sind. Axialsymmetrisch lassen sich die beiden Hände aber nie anordnen. Die Begriffe Spiegelsymmetrie und Punktsymmetrie seien daher zum Oberbegriff Handsymmetrie zusammengefaßt. Dann lassen sich zwei Körper, die gleich sind, und zwei Körper, die rechts und links sind, folgendermaßen definieren:

Zwei Körper mit „doppelter Handsymmetrie“ sind gleich, zwei Körper mit nur „einfacher Handsymmetrie“ rechts und links.

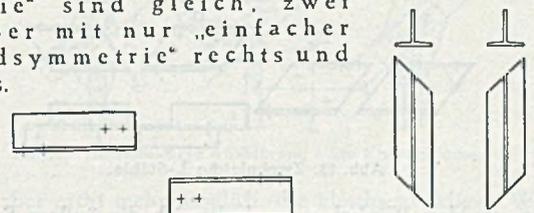


Abb. 7. Zwei axialsymmetrisch angeordnete Winkel.

Abb. 8. Zwei L-Stähle, die rechts und links sind.

Unter „doppelter Handsymmetrie“ ist dabei zu verstehen, daß sich beide Körper spiegel- und damit auch

punktsymmetrisch zueinander anordnen lassen und gleichzeitig jeder Körper in sich spiegel- oder punktsymmetrisch geformt ist. Zwei Körper mit „einfacher Handsymmetrie“ sind entsprechend Körper, die sich spiegel- und damit auch punktsymmetrisch zueinander anordnen lassen, aber in sich weder spiegel- noch punktsymmetrisch sind. Die beiden T-Stähle der Abb. 8 z. B. sind nur einfach handsymmetrisch. Sie sind spiegelbildlich gelagert und besitzen innerlich zwar eine Achsen- aber weder eine Spiegel- noch eine Punktsymmetrie. Daher sind sie auch nach dieser Überlegung rechts und links.

c) Die Fälle der doppelten und einfachen Handsymmetrie.

Die doppelte Handsymmetrie kann doppelte Spiegel-, doppelte Punkt- oder Spiegel- und Punktsymmetrie sein. Die einfache Handsymmetrie kann sich als Spiegel- oder Punktsymmetrie zeigen. Wenn man also aus den Zeichnungen einen dieser 5 Fälle erkannt hat, kann man sofort angeben, ob die Körper gleich oder rechts und links sind. Das sei an Beispielen erläutert.

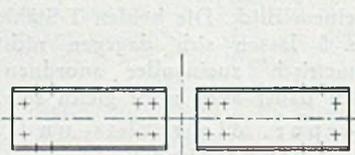


Abb. 9. Zwei U-Stähle, die gleich sind.

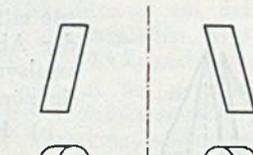


Abb. 10. Zwei gleiche Zylinder.

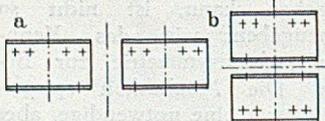


Abb. 11. Zwei gleiche U-Stähle.

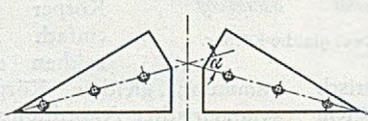


Abb. 12. Zwei in der Ausführung gleiche Platten.

a) Doppelte Spiegelsymmetrie:

Für die beiden U-Stähle der Abb. 9 gilt spiegelsymmetrische Anordnung. Außerdem sind sie in sich spiegelsymmetrisch. Sie müssen daher gleich sein. Man erkennt die Gleichheit der U-Stähle auch daran, daß die Schnittlinie der beiden Symmetrieebenen Symmetrieachse für die beiden Körper ist.

Die gleiche Überlegung gilt für die beiden schiefen Zylinder der Abb. 10, die also ebenfalls gleich sind.

In der Abb. 11 a sind zwei doppelsymmetrische U-Stähle gezeichnet, bei denen die Symmetrieebenen im Gegensatz zu den Abb. 9 und 10 parallel zueinander laufen. Die Gleichheit der U-Stähle erkennt man sofort, weil sie in gleicher Lage gezeichnet sind. Man kann aber der allgemeinen Betrachtungsweise Rechnung tragen und die U-Stähle — wie es in Abb. 11 b geschehen ist — achsensymmetrisch anordnen. Die Symmetrieachse erkennt man dann in der Schnittlinie der beiden Symmetrieebenen.

Die beiden drachenförmigen Bleche der Abb. 12 sind ebenfalls gleich, weil doppelte Spiegelsymmetrie vorhanden ist. Dreht man das rechte Blech gegen den Uhrzeiger-

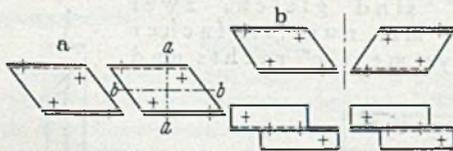


Abb. 13. Zwei gleiche L-Stähle.

sinn um den Winkel α , so dreht sich die äußere Spiegelsebene der beiden Körper um den Winkel $\alpha/2$, während die beiden inneren Symmetrieebenen zusammenfallen. Die beiden sich dann rechtwinklig schneidenden Symmetrieebenen ergeben durch ihre Schnittlinie Achsensymmetrie. Man muß allerdings dabei bedenken, daß die Gleichheit

der Körper trotz fehlender Spiegelsymmetrie in der Zeichnung vorhanden ist. Die 6 gezeichneten Nietensymbole bedeuten, daß die Nietköpfe unten zu versenken sind. Die dargestellten Körper werden also achsensymmetrisch, während die Darstellung dieses nicht ist. Es kommt auf die Körper, nicht auf die Symbole in der Zeichnung an.

β) Doppelte Punktsymmetrie:

Die Abb. 13a zeigt zwei schräg abgeschnittene L-Stähle, die punktsymmetrisch zueinander gelagert und innerlich punktsymmetrisch sind. Wie die Zeichnung beweist, sind sie gleich. Dreht man den rechten Körper um die Achse $a \dots a$, erkennt man die Achsensymmetrie (s. Abb. 13b), die ebenfalls Gleichheit beweist.



Abb. 14. Zwei gleiche L-Stähle.

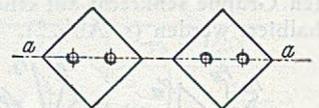


Abb. 15. Zwei gleiche Platten mit einseitig versenkten Nietlöchern.

γ) Spiegel- und Punktsymmetrie:

Dreht man den rechten L-Stahl der Abb. 13a um die Achse $b \dots b$, so sind die innerlich punktsymmetrischen

Stäbe, wie man aus der Abb. 14 ersieht, äußerlich spiegelsymmetrisch. Die Gleichheit der L-Stähle ist bereits unter β) bewiesen.

Die beiden Platten der Abb. 15 sind punktsymmetrisch gelagert, obgleich die Symbole der Zeichnung achsensymmetrische Lagerung vortäuschen.

Innere Symmetrieebene ist die Ebene $a \dots a$, obgleich dies nur für die ausgeführten Platten, nicht für die Zeichnung gilt. Wegen der doppelten Handsymmetrie sind beide Körper gleich.

Man kann dies auch aus der Achsensymmetrie erkennen, wenn man die eine Platte um 180° um die Achse $a \dots a$ dreht.

δ) Einfache Spiegelsymmetrie:

In der Abb. 16a sind zwei Winkel dargestellt, die ohne innere Handsymmetrie zu besitzen, spiegelsymmetrisch angeordnet sind.

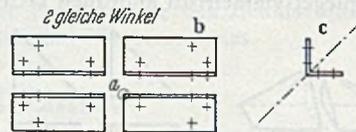


Abb. 16. Zwei Winkel, die rechts und links sind.

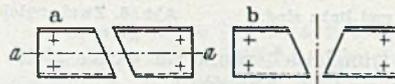


Abb. 17. Zwei L-Stähle, die rechts und links sind.

Sie sind daher rechts und links. Nur wenn die Niete im abstehenden Schenkel wie die Niete im anliegenden Schenkel angeordnet werden, sind die Winkel als gleich anzusehen. (Siehe Abb. 16b.) (Dreht man den rechten Winkel im Grundriß um die Kante a , so entsteht

das Bild des linken Winkels im Aufriß, weil die Bilder achsensymmetrisch sind. Aus dem Aufriß des rechten Winkels entsteht dabei gleichzeitig der Grundriß des linken, womit die Gleichheit der Winkel gezeigt ist. Wer es nicht glaubt, mache sich ein Modell.) Haben die Winkel die Nietenanordnung der Abb. 16b, so besitzen sie aber auch — wie aus der Abb. 16c hervorgeht — eine innere Handsymmetrie, die sich auf die winkelhalbierende Ebene bezieht.

ϵ) Einfache Punktsymmetrie:

Die beiden L-Stähle der Abb. 17a sind punktsymmetrisch zueinander gelagert. Eine innere Symmetrie besitzen sie nicht. Daher sind sie rechts und links. Die

spiegelbildliche Anordnung der Abb. 17b erreicht man durch Drehen des rechten Körpers um die Achse $a \cdots a$.

d) Keine Handsymmetrie:

Körper, die sich nicht handsymmetrisch zueinander anordnen lassen und keine innere Handsymmetrie besitzen, können gleich oder ungleich sein. In keinem Fall aber sind sie rechts und links. Die Abb. 18 zeigt 2 Pyramiden, die gleich sind, sich aber nicht spiegel- oder punktsymmetrisch anordnen lassen.

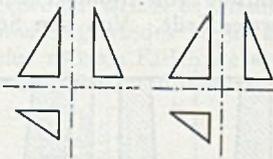


Abb. 18. Zwei gleiche aber nicht handsymmetrische Pyramiden.

4. Darstellung der verschiedenen Raumsymmetrien durch die Mittel der analytischen Geometrie.

Die Punkte eines Körpers 1 seien durch $1n$, die Punkte eines Körpers 2 durch $2n$ dargestellt, wobei n der Reihe nach alle Punkte der Körper durchläuft. Dann lassen sich die einzelnen Raumsymmetrien durch folgende Symbole darstellen:

2 Körper sind gleich und gleichgelagert, wenn

$$\left. \begin{aligned} x_{2n} &= x_{1n} \\ y_{2n} &= y_{1n} \\ z_{2n} &= z_{1n} \end{aligned} \right\} \text{(Zustand 0)}$$

2 Körper sind spiegelsymmetrisch in bezug auf die yz -Ebene ($x=0$) gelagert, wenn

$$\left. \begin{aligned} x_{2n} &= -x_{1n} \\ y_{2n} &= y_{1n} \\ z_{2n} &= z_{1n} \end{aligned} \right\} \text{(Zustand 1)} \\ \text{(S. Abb. 1)}$$

2 Körper sind axialsymmetrisch in bezug auf die z -Achse ($x=0, y=0$) gelagert, wenn

$$\left. \begin{aligned} x_{2n} &= -x_{1n} \\ y_{2n} &= -y_{1n} \\ z_{2n} &= z_{1n} \end{aligned} \right\} \text{(Zustand 2)} \\ \text{(S. Abb. 2)}$$

2 Körper sind punktsymmetrisch in bezug auf den Pol ($x=0, y=0, z=0$) gelagert, wenn

$$\left. \begin{aligned} x_{2n} &= -x_{1n} \\ y_{2n} &= -y_{1n} \\ z_{2n} &= -z_{1n} \end{aligned} \right\} \text{(Zustand 3)} \\ \text{(S. Abb. 3)}$$

Aus der Darstellung der einzelnen Zustände geht folgendes hervor:

a) Da ein Körper beim Drehen um eine Koordinatenachse um 180° die Vorzeichen zweier Koordinaten ändert, so können die geraden Zustände 0 und 2 und die ungeraden Zustände 1 und 3 ohne weiteres ineinander überführt werden. Dagegen lassen sich die geraden Zustände nie in die ungeraden und die ungeraden nie in die geraden überführen.

b) Die Überlagerung zweier Zustände 1 oder eines Zustandes 1 mit einem Zustande 3 ergibt den Zustand 2, die Überlagerung zweier Zustände 3 ergibt den Zustand 0.

5. Erkennungsaufgaben.

Die herausgearbeiteten Gesetze der Raumsymmetrie mögen dazu dienen, in den folgenden Aufgaben den gesuchten Verwandtschaftsgrad der dargestellten Körper zu bestimmen.

a) Die beiden in der Abb. 19 dargestellten ungleichschenkligen Winkel sind gleich, weil sie — wie man auf einen Blick sieht — doppelte Handsymmetrie besitzen. Sie sind spiegelsymmetrisch hinsichtlich der Ebene $y=0$ gelagert und besitzen innere Spiegelsymmetrie in bezug auf die Ebene $x=0$.

b) Die Abb. 20 zeigt 2 I-Stähle, die man als rechts und links bezeichnen muß, obwohl sie sowohl spiegel- und

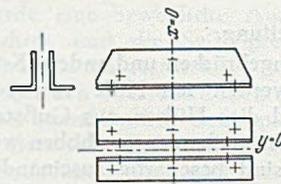


Abb. 19. Zwei gleiche Winkel.

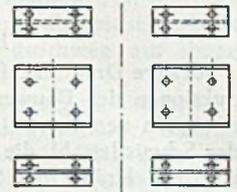


Abb. 20. Zwei I-Stähle, die rechts und links sind.

gleichzeitig punktsymmetrisch gelagert wie innerlich axial-symmetrisch sind. Es fehlt ihnen die innere Handsymmetrie.

c) Betrachtet man Abb. 21, so erkennt man Achsensymmetrie in bezug auf die Achse $a-a$. Die beiden Γ -Stähle sind also gleich, obwohl sie keine Handsymmetrie besitzen.

6. Gestaltungsaufgaben.

a) Die beiden skizzierten, abgekanteten Bleche der Abb. 22a sind in ihren abstehenden Schenkeln so auszubilden, daß die Bleche gleich werden. Man erkennt, daß sie spiegelbildlich zur Ebene $x=0$ gelagert sind. Damit beide Bleche gleich werden, müssen sie eine innere Handsymmetrie besitzen. Die Aufgabe ist nun so gestellt, daß diese innere Handsymmetrie nur durch Spiegelung in der Ebene $b-b$ entstehen kann. Der abstehende Schenkel muß daher, wie es auch aus der Abb. 22c zu ersehen ist, als Spiegelbild des bereits vermaßten Winkelschenkels gezeichnet werden.

b) „Der Anfänger“ hatte in seiner Zeichnung ein Knotenblech an zwei Winkel in der in der Abb. 23a dargestellten Weise angeschlossen. Wie ändert „der erfahrene Gestalter“ den Anschluß um? Er überlegt, daß der Anschluß der ungleichschenkligen Winkel an das Knotenblech doppelsymmetrisch ist, und zwar besteht Spiegelung sowohl in bezug auf die Blechmittelebene $a-a$ wie

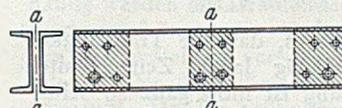


Abb. 21. Zwei gleiche Γ -Stähle.

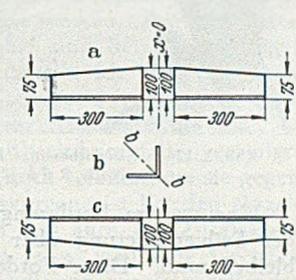


Abb. 22. Zwei abgekantete Winkel sollten gleich werden.

auch in bezug auf die 2-Anschlußmittelebene $b-b$. Daher ist der Anschluß axialsymmetrisch in bezug auf die Schnittlinie dieser beiden Ebenen. Das Knotenblech läßt sich also auch 180° um diese Schnittlinie gedreht in die ungleichschenkligen Winkel einbauen (siehe Abb. 23b). Dann

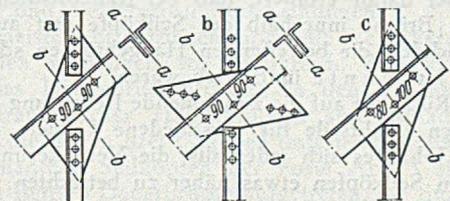


Abb. 23. Narrensichere Ausbildung eines Knotenbleches.

ist es aber nicht mehr möglich, die gleichschenkligen Winkel anzuschließen.

Der überlegene Konstrukteur bildet daher den Anschluß ohne doppelte Handsymmetrie aus und macht es damit unmöglich, das Knotenblech „falsch herum“ einzubauen. Er hat damit die Konstruktion „narrensicher“ gestaltet. (Siehe Abb. 23c.)

Die Verankerung von Drahtseilen, insbesondere in vergossenen Seilköpfen.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Berlin.

1. Einleitung.

Schwere Drahtseile für Hängebrücken und andere Konstruktionen des Bauwesens werden mit Hilfe von sog. Seilköpfen verankert. Es sind dies Hülzen aus Gußstahl oder Schmiedestahl, die über die Seilenden geschoben werden. Die Drähte des Seiles sind besenartig auseinandergebogen; der Hohlraum wurde bei Brückenseilen und dgl. bisher mit geeigneten Vergußmassen ausgefüllt, Seilköpfe und Seilkupplungen für Seilbahnen auch verkeilt. Eine Umwicklung mit weichem Stahldraht verhindert das Auflösen des unter hohen Zwängungsspannungen stehenden Seilquerschnitts. Man vgl. Abb. 1.

Von einer guten Verankerung ist zu verlangen, daß die Zugfestigkeit des Seiles voll ausgenutzt werden kann. Der Bruch muß beim Zerreißversuch in der freien Seilstrecke eintreten, ein Bruch im Seilkopf ist ein Zeichen dafür, daß das Seil bei der Vorbereitung des Drahtbesens (die harten Drähte werden dabei plastisch deformiert) oder bei der Ausfüllung des Konus Schaden gelitten hat.

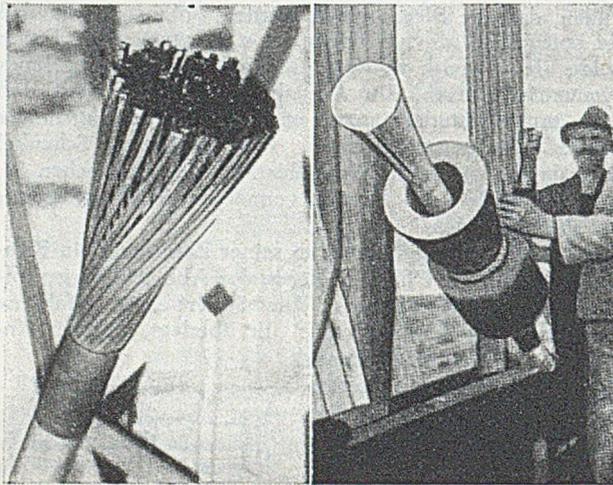


Abb. 1. Links: Drahtbesen. Rechts: Fertigvergossener Konus. Nach Roš [21] Abb. 138 u. 139.

Eine weitere Forderung ist es, daß die Tragfähigkeit der Seilverankerung über beliebig lange Zeit erhalten bleiben muß. Diese Forderung ist nicht ganz so selbstverständlich, wie sie zunächst erscheint. Die für das Vergießen benutzten Legierungen weisen deutlich durchweg starke Kriecherscheinungen auf. Im Laufe der Jahrzehnte ergibt sich daher nicht nur eine starke plastische Verformung, die sich als Verschiebung des Seilendes gegenüber dem Seilkopf (sog. Herausziehen) zeigt, sondern damit zusammenhängend auch eine erhebliche Veränderung des Spannungszustandes.

Es sei daran erinnert, daß bei französischen Hängebrücken Brüche innerhalb der Seilköpfe erst aufgetreten sind, nachdem die betreffenden Hängebrücken schon mehrere Jahrzehnte in Betrieb waren.

Mit Rücksicht auf die zunehmende Bedeutung der hochbelasteten Drahtseile für verschiedene Gebiete des Bauwesens lohnt es sich jedenfalls, die Verankerung in vergossenen Seilköpfen etwas näher zu betrachten.

2. Die Form der Seilköpfe.

Der Seilkopf ist als Verankerung von Drahtseilen fast ebenso alt wie die Verwendung der Drahtkabel im Hängebrückenbau. Wir begegnen ihm schon bei den von 1823 ab durch Dufour erbauten Kabelbrücken, vgl. Mehrtens [14] S. 435 und 447.

Die Abb. 2 zeigt die heute angewendeten Grundformen für Seilköpfe, und zwar a) als zylindrischen Block mit kegelförmiger Bohrung, b) zur Werkstoffersparnis mit

konischer Außenfläche. Diese Grundformen werden oft mit Vorrichtungen kombiniert, sei es für die bequeme Ausführung von Montagemaßnahmen oder zur Verbindung zweier Seile. Von den Sonderformen sind vor allem die

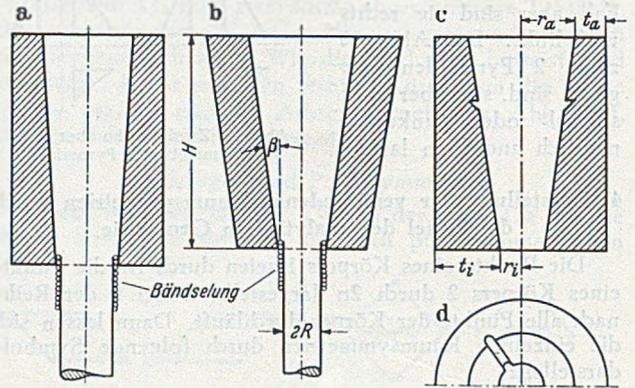


Abb. 2.

Seilköpfe mit Ansätzen zu nennen, in denen Bohrungen für die Rundenisen der anzuschließenden Verankerungen oder Kupplungen vorhanden sind. Seilköpfe mit zwei zusätzlichen Bohrungen finden wir z. B. bei der Eisenbahnhängebrücke über den Niagara (1855), vgl. Mehrtens [14] S. 487. Seilköpfe mit vier zusätzlichen Bohrungen wurden vor allem in Frankreich ausgeführt, vgl. Abb. 3. Die Höhe der „Ohren“ beträgt meist $H' = H/2$, bei alten Brücken aber auch $H' = H$. Weitere Beispiele hierzu findet man bei Mehrtens [14] S. 496 und 508, Melan [17] S. 179 und Tafel II, Fig. 17, Leinekugel Le Cocq [11] S. 208 oder Hässeler [8] Tafel 82, Fig. 1094a und Tafel 83, Fig. 1113a. Über Formen, wie sie heute in Amerika üblich sind, vgl. man Frankland [6] S. 60 und 68.

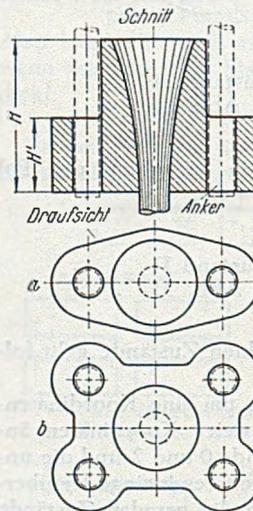


Abb. 3. Französische Seilköpfe mit Ohren-Ansätzen.

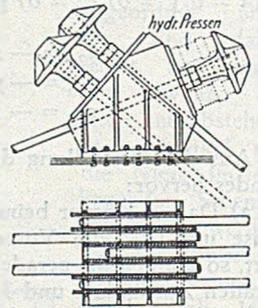


Abb. 4. Seilköpfe mit Hammer-Ansatz (Schwebefähre Kiel). Nach Melan [17] S. 214.

Andere Seilköpfe haben Hammer-Ansätze erhalten, unter denen Platz ist für zwei hydraulische Pressen, welche die Seile unter Spannung von Auflager abheben können, vgl. Abb. 4. Seilköpfe mit hammer- oder tellerförmigem Ansatz wurden mehrfach vorgeschlagen, vgl. Melan [18] S. 250–251, Mehrtens [15] S. 308 oder Mehrtens u. Bleich [16] S. 417 und 464. Wegen des großen Platzbedarfes und des hohen Werkstoffaufwandes kommen sie nur bei geringer Seilzahl in Betracht.

Beide Nachteile werden vermindert durch Anwendung von Seilköpfen mit Verlängerung, in der ein Gewinde angebracht ist, um bei Bedarf ein entsprechendes Stück anzubringen, unter das die Hubpressen gesetzt werden können. Schraubverbindungen am verlängerten Seilkopf

sind ebenfalls sehr alt. Beispiele vgl. Melan [17] S. 179, Häsel er [8] S. 817 und Tafel 84, Fig. 1128 oder Mehr tens [15] S. 289 und 294. Das bekannteste Beispiel dieser Art ist der Seilkopf der Hängebrücke Köln-Mülheim, Abb. 5.

Beim Seilkopf der Rheinbrücke Köln-Mülheim ist außerdem eine verstellbare Muffe angeordnet, welche es erlaubt, die Seillänge mittels eines Schraubengewindes stetig zu verändern. Man vgl. Abb. 1. In den meisten Fällen werden jedoch die teuren Seilköpfe mit verstellbaren Muffen nicht

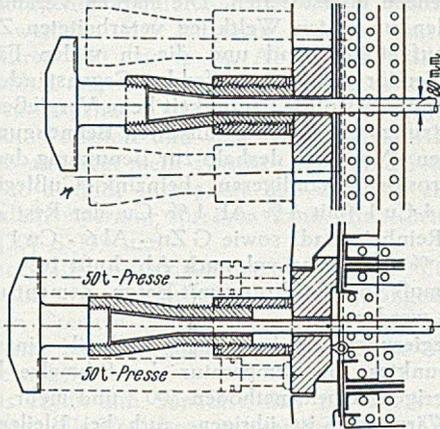


Abb. 5. Seilkopf mit Innengewinde (Rheinbrücke Köln-Mülheim) mit angesetztem Hammerkopf und hydraulischer Hubvorrichtung.

erforderlich sein, weil die Längenunterschiede auch mit Unterlagsplatten ausgeglichen werden können. Auch die Seilkopfverlängerung mit Innengewinde oder ähnliche konstruktive Maßnahmen sind nur erforderlich, wenn das Abheben von der Auflagerung unter hoher Belastung stattfinden soll. Für die verhältnismäßig geringen Kräfte, wie sie während des Baues vorkommen, ist eine gewöhnliche Bauwinde ausreichend, so daß höchstens zwei kleine Ansätze am Seilkopf zweckmäßig sind, die das Abrutschen der zur Verbindung dienenden Seilschleife verhindern.

Bei den älteren französischen Hängebrücken sind die Drahtenden meist zu Haken umgebogen worden, um den Widerstand gegen das Herausziehen zu vergrößern. Am äußeren Ende ist deshalb eine größere Breite erforderlich, die zu der trompetenförmigen Bohrung, Abb. 3, führte. Die Trompetenform erschwert das Vergießen bis an die Wurzel des Seilkopfes. Sie kommt für unsere Neubauten nicht in Frage und kann für unsere Überlegungen außer Betracht bleiben.

Eine weitere wichtige Gruppe bilden die Seilköpfe mit einfachem oder doppeltem Bügel, der sowohl die Handhabung bei der Montage erleichtert, als auch für die Befestigung benutzt werden kann, Abb. 6, Beispiele vgl.

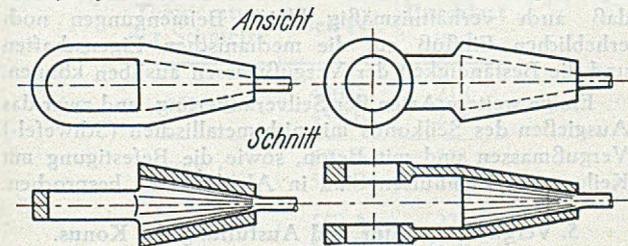


Abb. 6. Seilköpfe mit Bügel-Ansatz.

Melan [17] Tafel III, Fig. 18, Bohny [1] S. 80 und 86 oder Frankland [6] S. 60 und 68. Die Regelabmessungen der in Amerika benutzten Seilköpfe mit Bügelansatz findet man bei Wadell [26] S. 312.

Die Seilköpfe wurden öfter auf Kugelflächen gelagert, um eine Drehung zu ermöglichen und die Biegespannungen bei Richtungsänderungen des Seiles zu vermindern. Ein Beispiel einer solchen Auflagerung finden wir in der Brücke bei Langenargen, Mehr tens [15] S. 294 und

Häsel er [8] S. 816; weitere Konstruktionen dieser Art vgl. Melan [18] S. 250 und Mehr tens u. Bleich [16] S. 506. Bei den neueren deutschen Hängebrücken wurde eine bewegliche Auflagerung als entbehrlich betrachtet, und die Seilköpfe sind durchweg auf ebenen Grundplatten gestützt.

Bei den Konstruktionen des Bauwesens kommen heute wohl ausschließlich Seilköpfe mit kegelförmiger Bohrung in Betracht. Dabei ist eine verhältnismäßig gute Ausfüllung des Konus noch am ehesten zu erreichen; sie erfordert auch den kleinsten Werkstoffaufwand.

Die Neigung der Kegelseiten wird meist zu etwa $\text{tg } \beta = 1/8$ gewählt, die vorkommenden Grenzen sind etwa $1/6$ und $1/12,7$ (Langenargen). Die Länge des Konus ändert sich mit dem Seildurchmesser ($2R$) bzw. mit der erforderlichen Einbettungslänge der Drähte. Für schwere Brückenseile ist etwa $H = 4$ bis $5 \cdot (2R)$. Bei der Bemessung ist zu beachten, daß die innere Bohrung um 6 bis 10 mm weiter sein muß als die Seildicke, damit die Bündelung in den Konus eingeführt werden kann.

Der Seilkopf wird öfter mit Längsnut und Feder versehen, um eine Drehung des Seiles auszuschließen, vgl. Abb. 1 und 2d. Die amerikanische Regelform besitzt eine ringförmige Nut, welche die Längsverschiebung zwischen Seilkonus und Seilkopf verhindern soll, Abb. 2c. Bei der Anwendung von Drahtseilen für die Zugglieder des Bauingenieurwesens sind nach meiner Ansicht beide Arten von Nuten überflüssig. Die Reibung schließt jegliche Drehung unter Belastung aus, und die ringförmige Nut vermag den Kriecherscheinungen keinen nennenswerten Widerstand entgegenzusetzen, so daß sie leicht abgeschert wird.

3. Der vergossene Seilkonus.

Die Seilkopfböhrung wird meist mit einem geeigneten Nichteisenmetall (sog. Komposition) vergossen, nachdem das Seilende entsprechend vorbereitet ist. Dazu werden die Drahtenden gleichmäßig über den Konus verteilt, wofür sie plastisch gebogen werden müssen. An den Enden hakenförmig umgebogene Drähte sind bei zweckmäßiger Konstruktion keinesfalls erforderlich, ich halte sie sogar für schädlich, da sie nicht nur schwierig herzustellen sind, sondern auch das Vergießen sehr erschweren.

Der Drahtbesen (oder Strauß) wird sorgfältig gereinigt; häufig werden die Drahtenden noch verzinkt, um sie gegen Rost zu schützen. Der Arbeitsvorgang ist bei den einzelnen Seilherstellern verschieden, wie auch die Zusammensetzung der Vergußmassen in den weitesten Grenzen schwankt. Da der Seilkopfverguß von ausschlaggebender Bedeutung für die Tragfähigkeit und das Verhalten einer Seilverankerung ist, sind die betreffenden Arbeitsvorschriften sorgfältig einzuhalten.

Für die Beurteilung von Seilverankerungen sind außer der Form und den Abmessungen des Seilkopfes zu beachten die Spannungen in Seilkopf und Seilkonus, Vergußmasse und Güte der Ausfüllung des Konus, der Widerstand der Drähte gegen Herausziehen, die Temperatur der Schmelze und die Korrosionserscheinungen.

Die meisten Erfahrungen über die Verankerung von Drahtseilen verdanken wir Frankreich, dem klassischen Lande des Hängebrückenbaues. In den Verankerungen älterer französischer Hängebrücken sind Schäden aufgetreten, die wir in drei Gruppen unterteilen können.

Bei manchen Seilköpfen der Form Abb. 3 sind nach längerem Betrieb Dauerbrüche aufgetreten, die durch hohe Spannungsspitzen an den zusätzlichen Bohrungen und durch den wenig geeigneten Werkstoff bedingt sind. Derartige Schäden lassen sich durch bessere Formgebung und durch Verwendung von Stahlguß an Stelle des Gußeisens ausschließen.

Die zweite Gruppe wies im Seilkopf starke Korrosion auf. Eine solche ist offenbar nur möglich, wo Drähte freiliegen. Wie wir sehen werden, kann eine vollständige Ausfüllung der feinen Fugen am inneren Ende des Konus

grundsätzlich nicht erreicht werden. Es besteht kein Zweifel, daß die Trompetenform an diesen unbefriedigenden Ergebnissen in hohem Maße mit beteiligt ist. Die Verankerungen mit starker Korrosion hatten in allen Fällen einen schlecht vergossenen Seilkopf. Zur Korrosionsfrage vgl. man auch Abschnitt 16.

Am bedenklichsten ist die dritte Gruppe mit Trennbrüchen innerhalb des Seilkopfes. Beispiele dafür gibt der Bericht von Magnien et Coquand [13]. Es handelt sich um ein etwa kegelförmiges Abreißen des Seilkonus bzw. um ein Hineinziehen des mittleren Teiles des vergossenen Seilbesins in den Seilkopf. Es ist bemerkenswert, daß diese Trennbrüche in Vergußmassen erst nach mehreren Jahrzehnten aufgetreten sind. Als Bruchursachen dürften dabei außer dem Einfluß von schlecht ausgegossenen Konussen auch Erscheinungen des Dauerbruches bzw. die Erschöpfung der plastischen Verformbarkeit der Vergußmasse mit beteiligt gewesen sein.

Bleilegierungen, wie sie bei den älteren französischen Hängebrücken meist verwendet wurden, weisen nämlich starke und langanhaltende Kriecherscheinungen auf, und sie besitzen eine entsprechend niedrige Dauerstandfestigkeit. Es ist deshalb notwendig, die Eigenschaften der Vergußmassen zu besprechen.

4. Die Vergußmassen.

Als Vergußmasse für Seilköpfe dienen meist leichtschmelzende Legierungen, deren Zusammensetzungen und Eigenschaften in sehr weiten Grenzen schwanken. Es ist deshalb nicht möglich, verschiedene Erfahrungen ohne weiteres miteinander zu vergleichen, insbesondere braucht eine Vergußmasse nicht auch für die Anwendung in Hängebrücken usw. geeignet zu sein, wenn sie sich beim üblichen Zerreißversuch, also für kurz andauernde Belastungen, bewährt hat.

Bei den älteren französischen Brücken finden wir am häufigsten Hartblei (mit etwa 10% Antimon Sb) und Weißmetall (mit 90% Blei Pb, 5% Zinn Sn und 5% Sb), aber auch Legierungen mit 40% Pb, 50% Sn und 10% Sb. Bei den deutschen Hängebrücken wurden hauptsächlich Weißmetalle benutzt (Pb mit etwa 18% Sn und 14% Sb, dazu gelegentlich etwas Wismut Bi).

Das Zinn wurde manchmal durch Zink (Zn) ersetzt; so finden wir bei älteren französischen Hängebrücken auch Vergußmassen aus 88% Pb, 7% Zn und 5% Sb. Nach neueren französischen Versuchen ist das Eutektikum aus 17% Zn und 83% Kadmium (Cd) besonders gut geeignet, jedoch als zu teuer praktisch kaum benutzt worden, vgl. Magnien et Coquand [13] S. 149. Beck [29] S. 59 erwähnt, daß die Verspannungslitzen des englischen Luftschiffes R 101 mit diesem Vergußmetall befestigt waren.

Als Vorteil der Legierungen mit einem Zusatz von Wismut wird gerühmt, daß sich beim Erstarren der Schmelzen eine besonders gute Festklemmung der Drähte ergibt. Nach unseren Betrachtungen kommt es jedoch auf diesen Umstand nur wenig an, da die Reibung allein völlig ausreicht, um die Schubspannungen an der Drahtoberfläche zu übertragen.

Einer besonderen Erwähnung bedarf die Gruppe der Zinklegierungen, die in den letzten Jahren stark an Raum gewonnen haben, weil sie billig sind und leichter zu beschaffen waren als Weißmetalle. Zu ihren Gunsten sprechen auch die guten mechanischen Eigenschaften.

Zink hat sich schon seit einiger Zeit bewährt für Seilköpfe von Seilbahnen und Förderanlagen, aber auch in Hängebrücken. Zur Verwendung kamen sowohl Feinzink als auch eine Zinklegierung mit 2% Sn und 2% Pb, vgl. Roš [21] S. 17. Es ist bemerkenswert, daß neuere amerikanische Vorschriften (nach Beck [29] S. 6) z. B. für Aufzüge sogar ausdrücklich Zinkvergüsse verlangen, weil die Seilfestigkeit mit Weißmetallvergüssen nicht voll ausgenutzt werden könnten. Diese Begründung ist aber

für die im deutschen Brückenbau üblichen Seilverankerungen bestimmt unzutreffend.

Zu den Zinklegierungen rechnen wir auch das „Kosa-Metall“ (etwa 93% Zn, mit etwa gleichen Anteilen an Sn, Pb, Sb und einem Schmelzpunkt von etwa 400°C) der Glyco-Metall-Werke, Wiesbaden-Schierstein. Kosa-Metall ist u. a. für die Verankerungen der bei der Marine benutzten Drahtseile verwendet worden.

Zink kann einer starken Korrosion unterworfen sein, wenn die Verunreinigungen an Pb, Sn, Bi oder Cd gewisse Grenzen überschreiten. Die starken Veränderungen, die an den im ersten Weltkrieg verarbeiteten Zinklegierungen aufgetreten sind und die in vielen Fällen zur völligen Zerstörung der betreffenden Gegenstände führten, sind bekannt. Absolute Sauberkeit beim Vergießen ist also Voraussetzung, um die unerwünschten Beimengungen auszuschließen. Man kam deshalb zur Benutzung der wesentlich korrosionsbeständigeren Feinzink-Gußlegierungen, GZn-Al 4-Cu 1 (mit 4% Al, 1% Cu, der Rest Zink von 99,99% Reinheitsgrad) sowie GZn-Al 6-Cu 1 (mit 6% Al und 1% Cu). Man vgl. auch Abschnitt 16.

Zink muß vor Berührung mit Beton, Zement und Gips geschützt werden.

Zinklegierungen haben den Nachteil eines hohen Schmelzpunktes, die Temperatur der Schmelze kann bei den bisherigen Arbeitsmethoden 500° und mehr erreichen. Dieser Wärmegrad ist übrigens auch bei Bleilegierungen beobachtet worden, die oft stark überhitzt werden, um leichter vergießen zu können. Da zu hohe Wärmegrade aber leicht zu einer Schädigung der Drahteigenschaften führen, ist eine Überwachung der Temperaturen unbedingt erforderlich. Je schwerer flüssig die Schmelzen sind, um so wichtiger wird es, Seilkopf und Seilende vorzuwärmen, wobei aber eine sorgfältige Temperaturmessung Voraussetzung ist.

Eine ausreichende Vorwärmung der Seilköpfe ist besonders bei den Zinklegierungen wichtig. Es ist sodann möglich, mit Gießtemperaturen von etwa 420° auszukommen. Bei Zinklegierungen können Überhitzungen von 30° den Guß bereits unbrauchbar machen; die Gießbedingungen sind daher genau einzuhalten. Auf die Technik des Seilkopfvergießens kann hier nicht weiter eingegangen werden.

Manche der älteren Vergußmassen haben sich nicht bewährt, weil sich die Komponenten in der Schmelze schlecht mischen und im Seilkopf wieder voneinander trennen. Dies gilt z. B. nach französischen Erfahrungen für die Vergußmasse aus 50% Pb und 50% Zn. Für Zerreißversuche im Laboratorium werden noch weitere Legierungen mit besonders niedrigem Schmelzpunkt benutzt, die wiederholt verwendet werden können, aber in Bauwerken nicht erprobt sind. Es sei noch besonders darauf hingewiesen, daß auch verhältnismäßig kleine Beimengungen noch erheblichen Einfluß auf die mechanischen Eigenschaften und die Beständigkeit der Vergußmassen ausüben können.

Einige weitere Arten der Seilverankerung, und zwar das Ausgießen des Seilkonus mit nichtmetallischen (Schwefel-) Vergußmassen und mit Beton, sowie die Befestigung mit Keilen und Ziehhielsen sind in Abschnitt 17 besprochen.

5. Vergußtemperatur und Ausfüllung des Konus.

Für die Beurteilung der Vergußmassen sind neben den mechanischen Eigenschaften auch die Temperaturen wichtig, bei denen die Schmelzen vergossen werden. Die Schmelzpunkte der obenerwähnten Legierungen liegen zwischen 266° für das Eutektikum Zn-Cd, 325° für Hartblei und 420° für Feinzink. Damit die Schmelze gut flüssig wird, sind teilweise erheblich höhere Temperaturen erforderlich, die leicht zu Schäden nicht nur bei den Drähten, sondern auch in der Legierung führen können.

Die Eigenschaften der Stahldrähte hängen bekanntlich in hohem Maße von der beim Drahtziehen eintretenden

Kaltreckung ab; sie gehen mehr oder weniger wieder verloren, wenn die Drähte erhitzt werden (Anlassen). Beim Vergießen von Seilköpfen kommen nun nach Vorstehendem Temperaturen zwischen 300° und 500° in Frage und bei unsachgemäßer Behandlung örtlich auch höhere. Das mit dem Vergießen der Seilköpfe verbundene Anlassen der Drähte darf daher keinesfalls als wegen der kurzen Zeitdauer unerheblich unbeachtet bleiben.

Merkliche Veränderungen der mechanischen Eigenschaften stellen sich unter Umständen bereits ein, wenn die kaltgezogenen Stahldrähte nur wenige Sekunden angelassen werden. Bei längerem Anlassen mit höheren Temperaturen tritt immer ein Abfall der Festigkeit ein, die schließlich angenähert auf den Ausgangswert vor dem Ziehen zurückgeht. Der betreffende Temperaturbereich hängt vom Werkstoff und vom Herstellungsverfahren der Drähte ab und liegt meist zwischen 400° und 500°. Er ist teilweise so deutlich ausgeprägt, daß man von einer kritischen Anlaßtemperatur sprechen kann. Einzelheiten siehe P o m p [20] S. 139 u. f.

Bei sorgfältiger Temperaturüberwachung dürfte die Abminderung der Zugfestigkeit jedoch im allgemeinen in erträglichen Grenzen bleiben; bis zu einer gewissen Temperaturgrenze hat man sogar noch eine kleine Steigerung der Zugfestigkeit.

Daraus ergibt sich zunächst, daß für das Vorwärmen der Seilköpfe alle Verfahren ausscheiden sollten, bei denen unkontrollierbare örtliche Erwärmungen vorkommen können. Die bisherigen Methoden für die Vorwärmung, vor allem auf der Baustelle, sind noch einer erheblichen Verbesserung fähig. Ebenso sind die Methoden der Temperaturmessung an den Drahtenden verbesserungsbedürftig, falls nicht ein Vorwärmen in Öfen mit automatischer Temperaturregelung möglich ist.

Über Versuche zur Feststellung des Festigkeitsabfalls beim Anlassen von Stahldrähten berichtet S e e g e r s [24]. Drähte, die in Zinkschmelzen von 500° getaucht wurden und zusammen mit dieser abkühlten, verloren danach 10% an Festigkeit, während diese beim Anlassen bis 280° sogar zunahm. Bemerkenswert ist noch, daß die im Biegeversuch bestimmte Verformungsfähigkeit teilweise bis auf die Hälfte absank.

Dünndrätige und hochfeste Seile sind offenbar gegen hohe Vergußtemperaturen besonders empfindlich. Nach Versuchen von W ö r n l e werden dafür nämlich „mit Weißmetall bessere Ergebnisse erzielt, da die hohe Gießtemperatur des Zinks die Drahtfestigkeit vermindert“ (vgl. B e c k [29] S. 6/7). Diese Beobachtung kann vielleicht auch für bestimmte Anwendungsgebiete des Bau-

Tabelle 1. Bruchlasten (2 R = 53 mm).

Temperatur der Schmelze	Seil Nr.	Bruchlast in t
450° C	450 A	218
	450 B	218
500° C	500 A	221
	500 B	216
550° C	550 A	220
	550 B	216
600° C	600 A	218
	600 B	173

wesens Bedeutung haben, wo verhältnismäßig schwache Seile mit besonders hohen Drahtfestigkeiten benutzt werden.

Im Rahmen meiner eigenen, im Abschnitt 14 besprochenen Versuche wurden auch Seile geprüft, die bei verschiedenen Temperaturen vergossen wurden. Die Seilenden wurden wie üblich vorbereitet, der Drahtbesen in

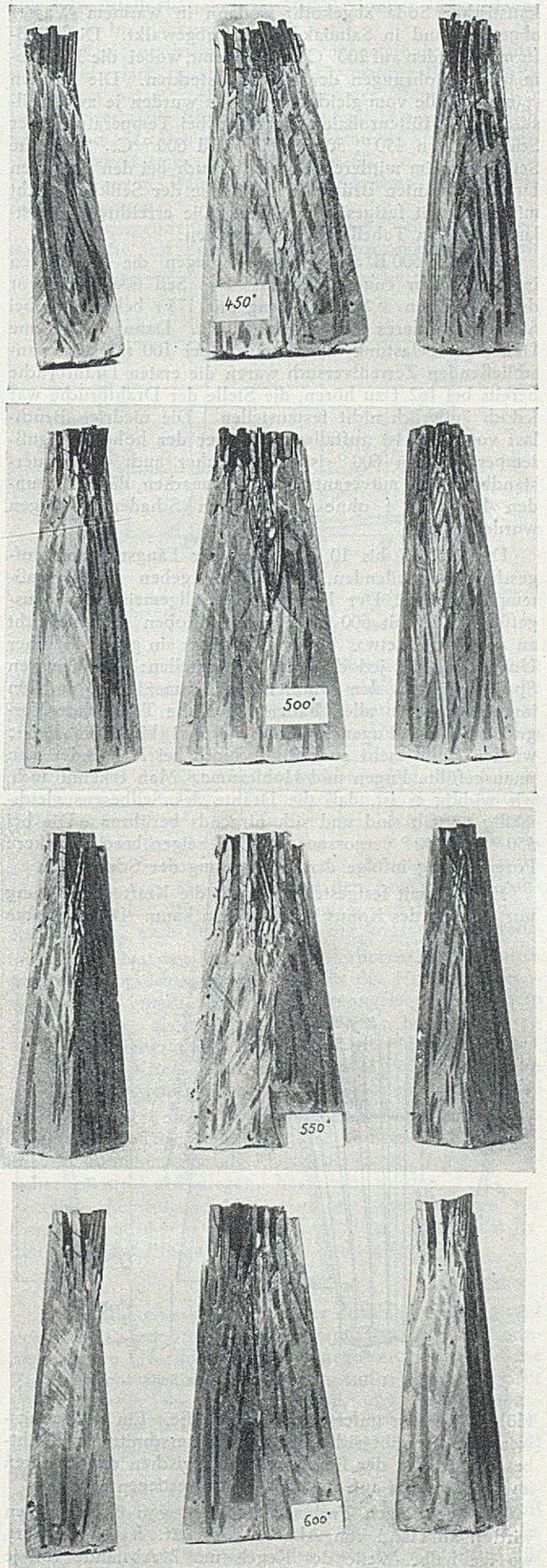


Abb. 7—10. Seilkopfvergüsse mit Hüttenroh-zink. (Temperatur der Schmelzen 450° bis 600° C., Kokillen auf 200° vorgewärmt).

kaustischer Soda abgekocht, sodann in warmem Wasser abgespült und in Salmiakdämpfen abgewalkt. Die Gießformen wurden auf 200°C vorgewärmt, wobei die Thermometer in Bohrungen der Formen steckten. Die Proben stammten alle vom gleichen Seil. Es wurden je zwei Seilstücke mit Hüttenrohzzink vergossen bei Temperaturen der Schmelze von 450° , 500° , 550° und 600°C . Sämtliche Seile rissen im mittleren Bereich. Auch bei den einzelnen Drähten konnten Brüche in der Nähe der Seilköpfe nicht mit Sicherheit festgestellt werden. Die erreichten Höchstlasten sind in Tabelle 1 wiedergegeben.

Das Seil 600 B ausgenommen, liegen die Bruchlasten innerhalb sehr enger Grenzen. Das Seil 600 B war vor dem Zerreißen 8 Stunden lang mit 175 t belastet, wobei nichts Besonderes festgestellt wurde. Dann folgte eine Dauerstandbelastung, 287 Stunden bei 100 t. Beim anschließenden Zerreißenversuch waren die ersten Drahtbrüche bereits bei 162 t zu hören, die Stelle der Drahtbrüche war jedoch äußerlich nicht festzustellen. Die niedrige Bruchlast von 175 t ist auffallend. Außer der hohen Vergußtemperatur von 600° ist dafür sicher auch die Dauerstandbelastung mitverantwortlich zu machen, da ja 8 Stunden lang 175 t ohne erkennbaren Schaden getragen wurden.

Die Abb. 7 bis 10 zeigen in der Längsrichtung aufgeschnittene Seilenden, die Zahlen geben die Vergußtemperatur an. Der Konus ist im allgemeinen gut ausgefüllt. Die mit 600 bezeichneten Proben sind vielleicht an der Wurzel etwas besser ausgefüllt; ein grundsätzlicher Unterschied ist jedoch nicht festzustellen: Die feineren Spalte zwischen den Drähten sind immer offen und am inneren Ende in allen Fällen erhebliche Teile ohne Verguß. Feinere Fugen als solche von 1 bis 2 mm Breite werden kaum mehr ausgefüllt. Noch bei $H/3$ findet man unausgefüllte Fugen und Hohlräume. Man erkennt auch, wie wichtig es ist, daß die Drähte des Seilbesens gleichmäßig verteilt sind und sich nirgends berühren. Die bei 550° und 600° vergossenen Proben zeigen bereits stärkere Porenbildung infolge der Überhitzung der Schmelze.

Es ist damit festgestellt, daß für die Kräfteübertragung nur ein Teil des Konus wirksam sein kann. Die wirksame

Alle Proben wiesen Schwindrisse auf, und zwar am Mantel wie im Inneren der Vergußmasse. Viele Risse waren 1 mm weit geöffnet und gingen bis zu den äußersten Drähten durch. Die Risse im Inneren verliefen meist zwischen benachbarten Drähten. Die Risse haben jedoch kaum merklichen Einfluß auf die Tragfähigkeit, da sie sich bei der plastischen Verformung der Vergußmasse schließen.

Zwischen Vergußmasse und Drähten sind bei der Abkühlung offenbar in großem Umfange Gleitungen eingetreten, wie man sie bei Betrachtung der Schwindmasse der Legierungen ja auch erwarten muß. In einem großen Teil des Konus ist deshalb nur geringe Haftung vorhanden. Eine stärkere Festklemmung tritt dagegen im äußeren Teil des Konus ein, wo die Drähte eine dickere Umhüllung haben, so daß die Schwindspannungen zur Geltung kommen können.

Die Proben zeigten weiter, daß der gründlichen Reinigung des Seilbesens vor dem Vergießen große Bedeutung zukommt. Wo Reste von Bleimennige usw. vorhanden waren, wurde die innige Verbindung zwischen Stahl-drähten und Vergußmasse sichtbar beeinträchtigt. Schließlich wird der Zusammenhang im inneren Teil des Konus bei Belastung gestört, weil die Umlenkkräfte an den Knickstellen der Drähte das Seil auflockern.

Aus allen diesen Gründen kann man bei den theoretischen Betrachtungen nur mit entsprechend verminderten Abmessungen des Seilkonus, nämlich der „wirksamen Höhe“ rechnen.

6. Mechanische Eigenschaften der Vergußmetalle (Allgemeines).

Die Unterlagen über die mechanischen Eigenschaften der Seilkopf-Vergußmassen sind sehr lückenhaft. Die Festigkeitswerte usw. können zum großen Teil nur in Anlehnung an ähnliche Legierungen geschätzt werden.

Verschiedene Erscheinungen, wie starke Nachwirkung und langanhaltendes Kriechen, die bei Baustahl erst unter großen Belastungen bzw. hohen Temperaturen sichtbar werden, sind bei den für Seilkopfvergüsse benutzten Nicht-eisenmetallen schon für ziemlich niedrige Spannungen und Zimmertemperatur von ausschlaggebender Bedeutung.

Die beim Kurzversuch erhaltenen Festigkeitswerte sind stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig. Für die Festigkeitsprüfung sind deshalb bestimmte Dehngeschwindigkeiten einzuhalten, weil man sonst keine vergleichbaren Werte erhält. Die Festigkeitswerte sinken außerdem schnell mit steigender Prüftemperatur (sog. Warmfestigkeit). Z. B. für Bleche aus der Zinklegierung Zn-Cu 4 fällt die Zugfestigkeit bei 10°C Temperatursteigerung um etwa 300 kg/cm^2 . Näheres vgl. Zinktaschenbuch [27] S. 71 oder Burkhardt [3] S. 219 und Hofmann [10] S. 110.

Im Hinblick auf die Beanspruchung im Seilkonus ist der Fall der Druckbelastung von besonderem Interesse. Eine Druckfestigkeit im üblichen Sinne kann wegen des großen Formänderungsvermögens der Legierungen nicht angegeben werden, weil die Druckspannungen mit dem Stauchgrad immer weiter ansteigen. Für Vergleichszwecke sind daher die Druckspannungen nützlicher, bei denen ein bestimmter mäßiger Stauchgrad (z. B. von 2%) erreicht wird. Die Schubfestigkeit ist im allgemeinen von der gleichen Größenordnung wie die Zugfestigkeit.

Unter größeren Spannungen kommen die Dehnungen nicht mehr zum Stillstand, der Werkstoff kriecht. Der Dauerstandversuch wird meist solange durchgeführt, bis die Kriechgeschwindigkeit ($\dot{\epsilon}$ = Dehnungszunahme je Stunde) konstant geworden ist. In einer graphischen Darstellung mit Zeit und Dehnung als Koordinaten erscheinen die Kurven dann als Gerade, auch wenn beide Größen in logarithmischem Maßstab aufgetragen werden.

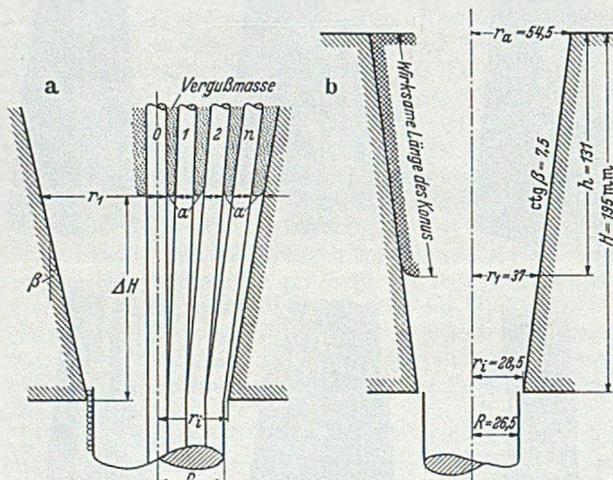


Abb. 11. Die wirksame Länge des Seilkonus.

Höhe h ist von unterschiedlicher Größe. Ein Schätzwert für h ergibt sich aus jenem Querschnitt des Drahtbesens, in dem der lichte Abstand zwischen den Drähten im Durchschnitt auf etwa 1,5 mm angestiegen ist.

Für die obigen Proben mit Seilen von 6 Drahtlagen wird h an Hand von Abb. 11 geschätzt. h beginnt dort, wo die halbe Weite des Kegels um 7 Abstände von je 1,5 mm, d. h. auf $26,5 + 7 \cdot 1,5 = 37$ mm angewachsen ist; $h = (54,5 - 37) \cdot 7,5 = 131$ mm.

Die Kriechkurven Abb. 12 zeigen, daß die Dehnungen bei Hartblei selbst für kleine Spannungen auch nach Wochen nicht aufgehört haben, sondern etwa proportional mit der Zeit weiter wachsen. Den zeitlichen Verlauf der

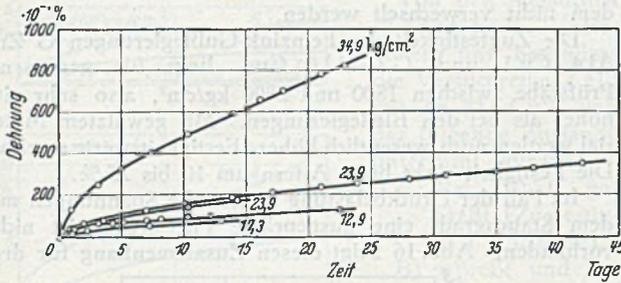


Abb. 12. Kriechkurven $\epsilon(t)$ an Hartblei (1,0% Sb und 0,04% As). Nach Hofmann [10] S. 117.

Dehnung von Weichblei unter 9 kg/cm² Spannung zeigt Abb. 13. Nach einer vorübergehenden Entlastung schließen sich die Formänderungen wieder dort an, wo sie vorher aufhörten. Über den uns hier mehr interessierenden Fall von kurz andauernden höheren Belastungen sind mir Versuchswerte nicht bekannt.

In vielen Fällen ist es unbedenklich, wenn die Formänderungen im Laufe der Zeit ansteigen; man nimmt dann

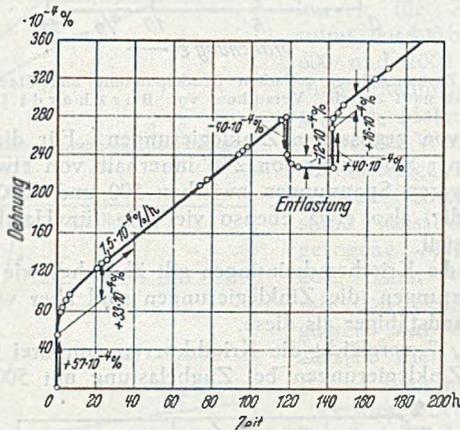


Abb. 13. Dehnung von feinkörnigem Blei unter einer Zugspannung von 9 kg/cm² (Anfangsdehnung, Nachwirkung und Kriechen bei vorübergehender Entlastung). Nach Hofmann [10] S. 124.

eine gewisse Kriechgeschwindigkeit in Kauf. Es wird dabei nur die Zunahme der Dehnungen betrachtet, während der Gesamtbetrag meist unberücksichtigt bleibt. Z. B. eine Kriechgeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 1 \cdot 10^{-4} \text{ } 0_{10}/h = 10^{-6}/h$ entspricht einer Dehnungszunahme um $\Delta \epsilon = 8760 \cdot 10^{-6}/\text{Jahr}$ oder rd. 1 %/Jahr.

Bei größeren Dehngeschwindigkeiten wird die Verformbarkeit des Werkstoffes im Laufe der Zeit erschöpft und bei Zugbelastung tritt Bruch ein. Die Dauerstandfestigkeit (das ist theoretisch der Grenzwert der Spannung, die unbegrenzt lange ertragen wird) ist daher nur ein Bruchteil der Zugfestigkeit beim Kurzversuch. Bei den verschiedenen praktischen Verfahren wird als Dauerstandfestigkeit jene Spannung definiert, die in einem bestimmten Zeitraum (z. B. in der 70. bis 100. Stunde) zu einer festgelegten Kriechgeschwindigkeit (z. B. $1 \cdot 10^{-6}/h$) führt. Man vgl. auch Zinktaschenbuch [27] S. 50.

Die verschiedenen Definitionen führen manchmal zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen. Es wäre deshalb besser, jeweils die Zeit anzugeben, nach der eine bestimmte bleibende Dehnung unter gegebener Spannung erreicht wird; z. B. 1 % in 10 000 Stunden.

Die Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}$ sind zunächst gering, nehmen aber von einer bestimmten Spannung ab schnell zu. Die Abb. 14 zeigt einige typische Kurven.

Unter Zeitstandfestigkeit verstehen wir die Lebensdauer bis zum Eintritt des Bruches unter einer bestimmten Zugbelastung. Die betreffende Zugspannung liegt

bei vielen Bleilegierungen für 10 000 Stunden Lebensdauer bei nur 40 bis 100 kg/cm².

Die Kriechgeschwindigkeiten steigen mit der Versuchstemperatur stark an, sie betragen für manche Bleilegierungen schon bei 40° ein Mehrfaches des Wertes bei 20°. Versuchswerte für Bleilegierungen, vgl. Hofmann [10] S. 120 und 132. Bei erhöhten Temperaturen sinkt die Zeitstandfestigkeit stark ab und ist bei 80° z. T. nur noch $\frac{1}{4}$ des Wertes bei Raumtemperatur. Ähnliches gilt auch für Zinklegierungen.

Die vorliegenden Versuche beziehen sich auf Dauerstandversuche mit Zugbelastung. Entsprechende Messun-

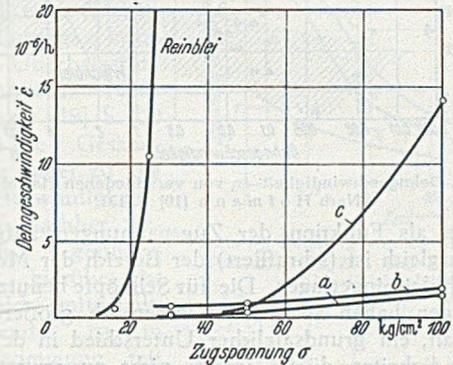


Abb. 14. Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ von Bleilegierungen mit 6% Sb. a) Proben abgeschreckt, b) luftgekühlt, c) im Ofen abgekühlt. Nach Hofmann [10] S. 194.

gen mit Druckspannungen fehlen. Wertvolle Aufschlüsse könnten uns hier die sog. Härtekriechkurven geben, die leider ebenfalls nur in geringer Zahl und nur über kurze Zeiträume vorliegen. Mangels anderer Unterlagen werden die Versuchswerte der Zugversuche für unseren Zweck auf den Fall der Druckbelastung übertragen. Die Druckspannungen für mäßige Stauchgrade sind von der gleichen Größenordnung wie die Zugfestigkeit der Legierungen.

Im Konus der Seilverankerungen liegt angenähert ein zweiachsiger Spannungszustand mit konstanten Hauptspannungszuständen. Wir dürfen vermuten, daß die Vergleichsspannung σ_v nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit wie bei anderen dehnbaren Metallen auch hier einen brauchbaren Maßstab für die Höhe der Beanspruchung darstellt. Der Kriechvorgang ist ja im Prinzip nichts anderes als ein langsames Fließen bei Überschreitung der Fließgrenze. Wir machen die Hypothese, daß gleiche Kriechgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}$ auftreten, wenn die Vergleichsspannungen σ_v gleich hoch sind. Der dabei gemachte Fehler dürfte wohl kleiner sein als die Breite des Streubereiches der Kriechversuche. Unsere Schlußfolgerungen können jedenfalls durch die darin liegende Unsicherheit nicht grundlegend beeinflusst werden.

Über die folgende Untersuchung unterscheiden wir zwei Hauptgruppen von Vergußmetallen, nämlich die Legierungen auf Bleibasis und die Zinklegierungen.

7. Bleilegierungen.

Die Festigkeit schwankt mit der Zusammensetzung und dem Zustand bzw. der Vorbehandlung. Blei-Antimon-Legierungen (Hartblei) haben in gegossenen Proben eine Zugfestigkeit von 200 bis 500 kg/cm², der obere Wert für etwa 10% Sb, die in Frage kommenden Blei-Antimon-Zinn-Legierungen (Weißmetall) etwa 600 bis 800 kg/cm², und Weichblei 100 bis 200 kg/cm². Vgl. Hofmann [10] S. 20 u. 198.

Für die Seilvergüsse ist nun wichtig, daß die Bleilegierungen große plastische Verformung ertragen, ohne daß Risse auftreten. Einer Stauchung um 2% entspricht im Kurzversuch nach Heyn u. Bauer [9] S. 180/184 für Hartblei (mit 10% Sb) eine Druckspannung von 600 kg/cm², für Weichblei 100 kg/cm². Weißmetall mit 5% Sn und

5 % Sb verlangt dafür 400 kg/cm² und Weißmetall mit 18 % Sn und 14 % Sb etwa 900 kg/cm².

Da die Kriecherscheinungen bei den in Seilköpfen üblichen Belastungen nicht zum Stillstand kommen und die Relativverschiebung zwischen Seilende und Seilkopf daher im Laufe der Zeit immer mehr zunimmt, kann schließlich die Tragfähigkeit gefährdet werden.

Die Abb. 15 gibt eine Übersicht der Dauerstandversuche mit Hartblei-Legierungen, und zwar sind die Dehngeschwin-

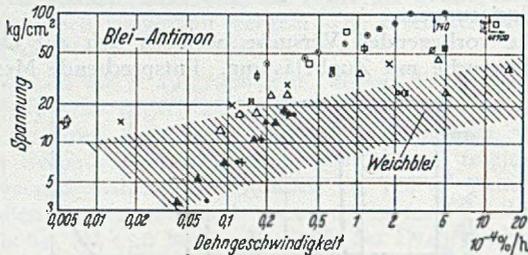


Abb. 15. Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ von verschiedenen Hartbleisorten. Nach Hoffmann [10] S. 131.

digkeiten als Funktion der Zugspannungen aufgetragen. Zum Vergleich ist (schraffiert) der Bereich der Meßpunkte an Weichblei eingetragen. Die für Seilköpfe benutzten Bleilegierungen haben zwar meist wesentlich größeren Antimongehalt, ein grundsätzlicher Unterschied in den Dehngeschwindigkeiten dürfte jedoch nicht zu erwarten sein.

Um die noch ziemlich hohe Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 1 \cdot 10^{-6}/h$ (oder rd. 1 % in einem Jahre) zu erzeugen, genügen nach Abb. 15 Spannungen zwischen 30 bis 80 kg/cm² und für $\dot{\epsilon} = 0,05 \cdot 10^{-6}/h$ (oder 1 % in 23 Jahren) schon Spannungen von 3 bis 5 kg/cm².

Die Zusammenhänge zwischen der plastischen Verformung und der Verfestigung sind unübersichtlich, weil die Kornneubildung (Rekristallisation) teilweise schon bei Zimmertemperatur und darunter stattfindet. Der Zerfall der Mischkristalle geht oft sehr langsam vor sich, so daß es entsprechend lange dauert, bis ein neuer Gleichgewichtszustand und unveränderliche mechanische Eigenschaften erreicht sind. Die Festigkeitswerte sind deshalb stark von der Vorgeschichte und dem Zustand des Werkstoffes abhängig, vor allem auch von der Lagerzeit (Altern). Die Alterungserscheinungen sind wohl erheblich an der großen Streuung der Versuchswerte beteiligt.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß sich die vorstehenden Zahlen überwiegend auf Hartblei beziehen. Die mechanischen Eigenschaften von Weißmetall (mit etwa 68 % Pb, 18 % Sn, 14 % Sb) sind nicht so gut bekannt. Da die für 2 % Stauchung beim Kurzversuch erforderlichen Druckspannungen bei den Weißmetall-Legierungen nur wenig größer sind als bei Hartblei, darf man vielleicht vermuten, daß sich auch ihr Kriechverhalten nicht grundsätzlich von dem der Hartblei-Legierungen unterscheidet.

8. Zinklegierungen.

Das Verhalten von Zink und Zinklegierungen ist ähnlich wie bei den Bleilegierungen. Die wesentlichsten Unterschiede ergeben sich aus dem höheren Schmelzpunkt und der größeren Härte. Auch bei den Zinklegierungen ist das Verhalten in erheblichem Umfang durch den Zerfall der Mischkristalle bedingt, so daß die Lagerzeiten zu beachten sind. Die natürliche Alterung (bei Zimmertemperatur) verläuft jedoch verhältnismäßig langsamer, so daß die Erscheinungen der Verfestigung nach plastischer Verformung etwas größere Bedeutung haben als bei den Bleilegierungen.

Für das Verhalten der Seilköpfe sind die Längenänderungen wichtig, die sich infolge der Ausscheidungsvorgänge einstellen. Der Zustand der Legierung ist hierfür von großer Bedeutung. In den gegossenen Zinklegierungen tritt zunächst eine Schwindung ein, die jedoch im Laufe der Zeit wieder teilweise verlorengeht und bei manchen Legierungen und gewissen Behandlungen später sogar in eine Ausdehnung übergehen kann. Die Längenzunahme kann durch Begrenzung des Cu-Gehaltes vermieden werden.

Die Zugfestigkeit von gegossenem Feinzink beträgt etwa 300 bis 400 kg/cm², die Bruchdehnung etwa 0,5 %. Die in der Literatur angegebenen drei- bis viermal höheren Werte gelten für Walzmaterial und dürfen mit Vorstehendem nicht verwechselt werden.

Die Zugfestigkeit der Feinzink-Gußlegierungen G Zn-Al4-Cu1 und GZn-Al6-Cu1 liegt für gegossene Prüfstäbe zwischen 1800 und 2800 kg/cm², also sehr viel höher als bei den Bleilegierungen. Mit gewalztem Material werden noch wesentlich höhere Festigkeitswerte erreicht. Die Festigkeit sinkt beim Altern um 10 bis 25 %.

Im Fall der Druckbelastung steigen die Spannungen mit dem Stauchgrad; eine ausgeprägte Fließgrenze ist nicht vorhanden. Abb. 16 zeigt diesen Zusammenhang für drei

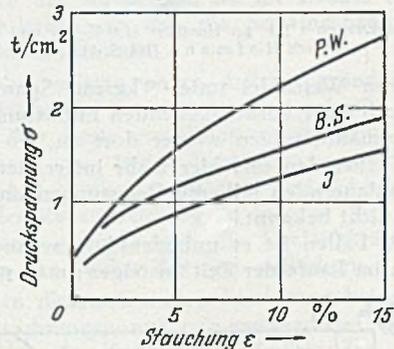


Abb. 16. Zusammenhang zwischen Druckspannung und Stauchung für Gußzink nach amerik. Versuchen, vgl. Burkhardt [2] S. 8.

Sorten von gegossenen Zinklegierungen. Für die Erzeugung einer Stauchung von 2 % innerhalb von etwa 2 Minuten waren Spannungen zwischen 500 und 1000 kg/cm² notwendig, also etwa ebenso viel wie für Hartblei und Weißmetall.

Für die Kriecherscheinungen gilt ähnliches wie bei den Bleilegierungen, die Zinklegierungen sind aber wesentlich widerstandsfähiger als diese.

Abb. 17 vergleicht die Kriechkurven von drei verschiedenen Zinklegierungen bei Zugbelastung mit 500 kg/cm².

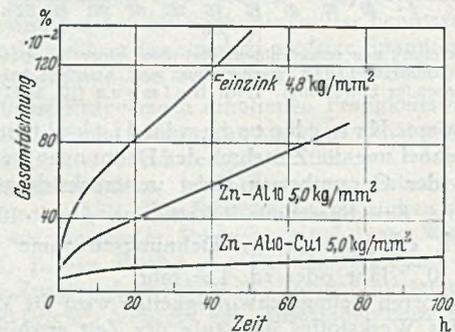


Abb. 17. Kriechkurven $\epsilon(t)$ für Zinklegierungen unter konstanter Belastung $\sigma = 500 \text{ kg/cm}^2$. Nach Burkhardt [3] S. 222.

1 % Gesamtdehnung wird danach bei Zn-Al10-Cu1 in absehbarer Zeit nicht erreicht, bei Zn-Al10 nach 90 h und bei Feinzink nach 30 h.

Die vergleichenden Versuche von Messner [19] mit verschiedenen Zinklegierungen beweisen besonders deutlich, daß sich das Kriechverhalten durch entsprechende Behandlung stärker beeinflussen läßt als durch die Veränderungen in der Zusammensetzung, und weiter, daß keinesfalls erwartet werden darf, daß die Dauerstandfestigkeit etwa parallel zur Festigkeit beim Kurzversuch verläuft.

Die Versuchswerte von Messner beziehen sich auf eine Temperatur von 20 °C. Die Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}$ wurden auch bei niedrigen Spannungen, und selbst nach Versuchszeiten von mehr als 1000 h, nie null. Auf den höheren Belastungsstufen erfolgt nach einer gewissen Zeit wieder eine Zunahme der Fließgeschwindigkeit, die sich allmählich steigert, bis der Draht schließlich zerreißt. Messner vermutet, daß dies mit dem Eintritt einer Quer-

einschnürung an der Stelle des späteren Bruches zusammenhängt. Die Dauerstandfestigkeit der besten Zinklegierungen ist nach Burkhardt [3] S. 222 bei Zimmer-temperatur nur etwa 150 kg/cm².

Von den Versuchen Messner's interessiert uns besonders die Versuchsreihe Z 410 mit Zn-Al 4-Cu 1, von der folgende Zustände untersucht wurden:

- A) Bei 250° C gepreßt (Zugfestigkeit 4,32 t/cm²),
- B) gepreßt und bei 360° gegläht (3,64 t/cm²),
- C) weich gezogen (270 t/cm²),
- D) hart gezogen (4,38 t/cm²),
- E) gezogen und bei 360° gegläht (3,05 t/cm²).

Abb. 18 zeigt Kriechkurven für Zugbelastung mit 400 bzw. 500, 600 und 1000 kg/cm². Man erkennt, daß das geglähte Material dem gepreßten Werkstoff A weit überlegen ist. Den größten Kriechwiderstand weist das hart gezogene Material D auf. Zum Vergleich mit den Seilkopfvergüssen sind wohl am ehesten die Versuche B und E brauchbar.

Versuche über längere Zeiträume und der Bereich kleiner Dehnungen sind für die Zinkpreßlegierung Zn-Al-10-Cu 2 (gepreßt und 10% kalt gezogen) in Abb. 19 dargestellt.

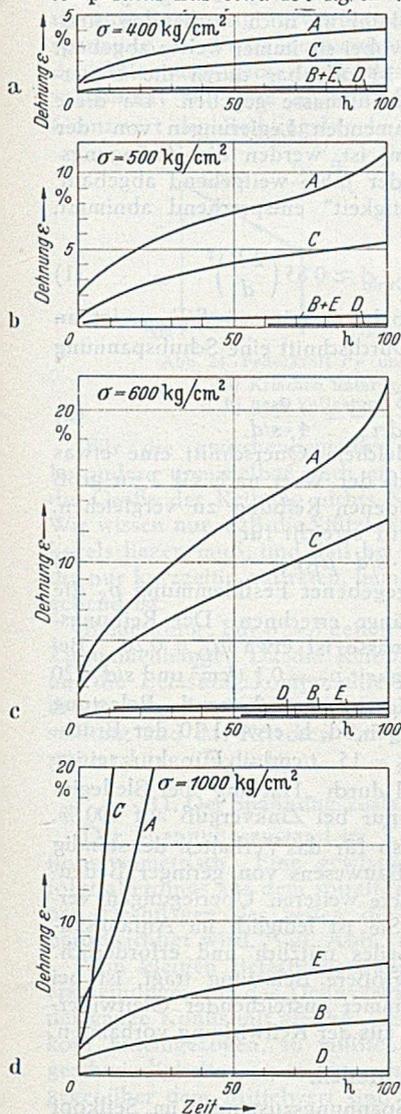


Abb. 18. Kriechkurven für Zn-Al 4-Cu 1. (Versuchsreihe Z 410 von Meßner).

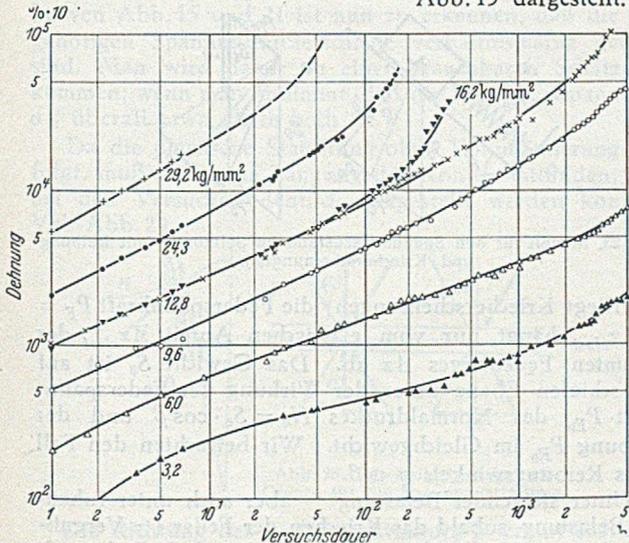


Abb. 19. Kriechkurven für die Zinkpreßlegierung Zn-Al 10-Cu 2 (gepreßt und 10% kalt gezogen, nach Löhber g).

Aus solchen Zeitdehnungskurven kann man die Zeit ermitteln, nach der die Dehnung eine bestimmte Größe

erreicht. Die zugehörigen Kurven $\epsilon(\sigma, t) = 0,1\%, 0,5\%$ und $1,0\%$ sind in Abb. 20 aufgetragen.

Aus Abb. 21 ist die Abhängigkeit der Kriechgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ von der Höhe der Belastung zu ersehen. (Messner'sche Versuchsreihe Z 410, vgl. Abb. 18). Abb. 22 stellt schließlich einen Dauerstandversuch dar, bei dem das hart gezogene Material (Z 410 D) mit 1000 kg/cm² belastet und wiederholt längere Zeit auf 500 bzw. 200 kg/cm² entlastet wurde. Die Kriecherholung nach der Entlastung ist deutlich zu erkennen.

Für die Seilköpfe ist der Fall wichtig, daß während einer Dauerstandbelastung kurzzeitige Überbelastungen eintreten. Nach Messner [19] S. 150 nimmt die Gesamtdéhnung dabei zu, die Dehngeschwindigkeit ist aber nachher beträchtlich geringer. Näheres hierüber ist leider nicht mitgeteilt. Vorstehendes ist in Übereinstimmung mit den Beobachtungen an den von mir untersuchten Seilköpfen, Seil S 600 B Abb. 35 und Seil F 475 Nr. 4, Abb. 36.

Vergleich zwischen Bleilegierungen und Zinklegierungen: Wir greifen 3 Kriechgeschwindigkeiten heraus, nämlich $\dot{\epsilon} = 1,0$

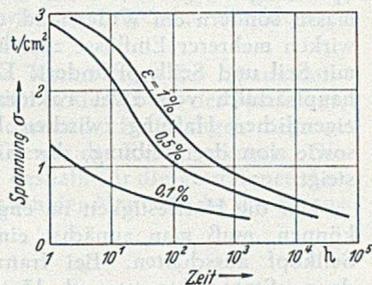


Abb. 20. Dehnung von Zn-Al 10-Cu 2 als Funktion von Zeit und Spannung, aus Abb. 19 abgeleitet.

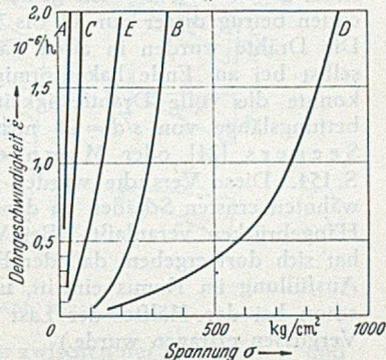


Abb. 21. Kriechgeschwindigkeit von Zn-Al 4-Cu 1, gemessen in der 70. bis 100. Stunde (Versuchsreihe Z 410 von Meßner).

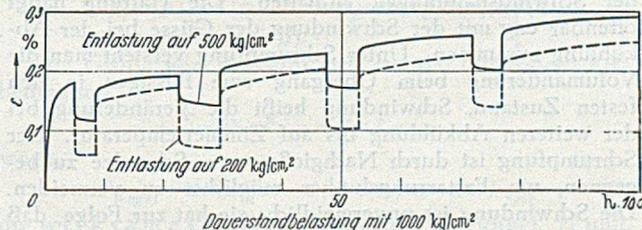


Abb. 22. Kriechkurven für Zn-Al 4-Cu 1 (Material Z 410 D) bei vorübergehender Entlastung. Nach Meßner [19] S. 152.

bzw. 0,5 und $0,1 \cdot 10^{-6}$ /h. Es gelten etwa die in Tabelle 2 angegebenen Werte.

Tabelle 2.

$\dot{\epsilon}$	Erforderliche Zugspannung in kg/cm ²			
	beste Bleilegierung	Zn-Al 4-Cu1 gegläht	Zn-Al 10-Cu1 gepreßt	Zn-Al 10-Cu2 gepreßt u. 10% kalt gezogen
$1,0 \cdot 10^{-6}$ /h	100	500	300	600
0,5	60	350	180	400
0,1	20	50	80	250
Quelle	Abb. 14 und 15	Abb. 21 u. [19] S. 184	[28] S. 228	Abb. 20 u. [19] S. 184

Das Versuchsmaterial reicht zwar nicht aus, um genau vergleichbare Werte auszuwählen. Die Angaben dürften aber ausreichen, um zu dem Schluß zu berechtigen, daß die Feinzinklegierungen (Zn-Al 4-Cu1 und erst recht Zn-Al 6-Cu1) den Legierungen auf Bleigrundlage hinsichtlich ihres Kriechverhaltens überlegen sind. Länger dauernden

Beanspruchungen bei Temperaturen über 70° sind auch Zinklegierungen nicht gewachsen.

9. Die sog. Haftfestigkeit.

Als mittlere „Haftfestigkeit“ von verzinn-ten Stahl-drähten gegen das Herausziehen aus normalen Seilköpfen, vergossen mit der in Deutschland üblichen Weißmetall-Legierung, wird 250 kg/cm² angegeben. Diese auf die gesamte Oberfläche der eingebetteten Drähte bezogene Spannung ist nicht etwa eine Festigkeitszahl der Verguß-masse, sondern ein Widerstand, der durch das Zusammen-wirken mehrerer Einflüsse zustande kommt und sich auch mit Seil und Seilkopf ändert. Der Gleitwiderstand hängt hauptsächlich von zwei Faktoren ab, nämlich von der eigentlichen Haftung zwischen Draht- und Vergußmasse sowie von der Reibung, die mit der Festklemmung ansteigt.

Um die Haftfestigkeit im engeren Sinne beurteilen zu können, muß man zunächst einmal die Keilwirkung im Seilkopf ausschalten. Bei französischen Versuchen, bei denen Stahldrähte von rd. 13 t/cm² Festigkeit paarweise in zylindrische Rohre eingegossen waren, wurde der Widerstand gegen Herausziehen gemessen. Bei geraden Draht-enden betrug dieser nur 12 bis 35 % der Drahtfestigkeit. Die Drähte wurden in allen Fällen herausgezogen, und selbst bei am Ende hakenförmig umgebogenen Drähten konnte die volle Drahtfestigkeit trotz der großen Einbettungslänge von $s/d = 28$ nicht erreicht werden. Vgl. Seegers [24] oder Magnien et Coquand [13] S. 154. Diese Versuche wurden übrigens durch die erwähten ersten Schäden an den Seilköpfen französischer Hängebrücken veranlaßt. (Bei Versuchen mit Seilköpfen hat sich dort ergeben, daß der Bruch bei unvollständiger Ausfüllung im Konus eintritt, und einzelne Drähte sind schon bei der Hälfte der Last zerrissen, die bei guten Vergüssen ertragen wurde.)

Aber auch die obigen Werte entsprechen nicht der reinen Haftfestigkeit, weil sie noch die Reibung infolge der Schwindspannungen enthalten. Die Haftung hängt offenbar eng mit der Schwindung der Güsse bei der Abkühlung zusammen. Unter Schrumpfung versteht man die Volumänderung beim Übergang vom flüssigen in den festen Zustand, Schwindung heißt die Veränderung bei der weiteren Abkühlung bis auf Zimmertemperatur. Der Schrumpfung ist durch Nachgießen von Schmelze zu be-gegen, um Erstarrungslunker möglichst zu vermeiden. Die Schwindung ist unvermeidlich; sie hat zur Folge, daß der Konus bei der ersten Belastung um einige mm in den Seilkopf hineingezogen wird.

Die Schwindung der Legierungen ist geringer als die von Weichblei bzw. Feinzink. Die linearen Schwindmaße betragen für Weichblei etwa 0,9 %, für Hartblei (mit 10 % Sb) etwa 0,6 %, für Weißmetalle 0,4 bis 0,6 %, für Feinzink 1,7 % und für Feinzink-Gußlegierungen 1,1 %.

Da die Wärmedehnung der Stahldrähte viel geringer ist als die Schwindung der Vergußmasse, ergeben sich Druckspannungen p_s auf die Drahtoberfläche und in der Legierung entsprechende Zugspannungen, die leicht zum Aufreißen führen können.

Bei eigenen Untersuchungen konnte an vielen Stellen eine Ablösung zwischen Draht und Vergußmasse fest-gestellt werden, die offenbar bei der Abkühlung eintritt. Eine Gleitung der Drahtenden unter der späteren Belastung ist dagegen in keinem Falle beobachtet worden.

Der Modul der federnden Dehnungen beträgt bei quasiisotropen Werkstoffen für Blei etwa $E = 175\,000\text{ kg/cm}^2$. Die Verformung geht fast ohne Volumänderung vor sich, da die Querszahl $\mu = 0,44$ ist. Vgl. Hoffmann [10] S. 108. Für Zinklegierungen ist $E = 1\,000\,000\text{ kg/cm}^2$, vgl. Zinkaschenbuch [27] S. 44.

Man überzeugt sich leicht, daß die Vergußmassen bei den früher genannten Festigkeitszahlen nicht imstande sind, die beim Schwinden in Frage kommenden Dehnungsunterschiede aufzunehmen. Soweit Zwängungsspannungen nach völliger Abkühlung noch vorhanden sind, verursachen sie Kriechen, wobei sie immer weiter abgebaut werden. Der Grenzwert ist offenbar durch die Dauerstand-Zugfestigkeit der Vergußmasse gegeben. Da diese für alle in Betracht kommenden Legierungen von der Größenordnung 100 kg/cm² ist, werden die Zwängungs-spannungen im Verlaufe der Jahre weitgehend abgebaut, womit auch die „Haftfestigkeit“ entsprechend abnimmt.

Für ein Seil aus

$$N = F_{\text{Seil}}/F_{\text{Draht}} \approx 0,85 \left(\frac{2R}{d} \right)^2 \tag{1}$$

Runddrähten (Dicke d), belastet mit $\sigma_0 = S/F_{\text{Seil}}$, ist an den Drahtoberflächen im Durchschnitt eine Schubspannung aufzunehmen von

$$\tau = \frac{S}{N \cdot d \pi s} = \frac{\sigma_0}{4 \cdot s/d} \tag{2}$$

Profildrähte haben bei gleichem Querschnitt eine etwas größere Oberfläche, so daß der Wert nach Gl. 2 zu groß ist. τ ist mit der vorhandenen Reibung zu vergleichen. Die Grenze $\tau_s = \mu_D p_s$ wird erreicht für

$$\sigma_{0s} = 4 \cdot s/d \cdot \mu_D p_s \tag{3}$$

Daraus könnte man bei gegebener Festklemmung p_s die erforderliche Einbettungslänge errechnen. Der Reibungs-koeffizient Draht/Vergußmasse ist etwa $\mu_D = 0,20$. Bei einer Dauerstand-Zugfestigkeit $p_s = 0,1\text{ t/cm}^2$ und $s/d = 20$ wird von der Verankerung nur eine dauernde Belastung von $\sigma_{0s} = 1,6\text{ t/cm}^2$ ertragen, d. h. etwa 1/10 der Bruchlast des Seiles von $\sigma_{0B} = 15\text{ t/cm}^2$. Für kurzzeitige Belastung steigt der Anteil durch „Haftung“ bei Bleilegierungen auf etwa 1/3 und nur bei Zinkverguß auf 100 %.

Die Haftfestigkeit ist also für das Verhalten der ständig belasteten Seilköpfe des Bauwesens von geringer Bedeu-tung, weshalb sie für unsere weiteren Überlegungen vernachlässigt werden soll. Sie ist lediglich im Anfangszu-stand des unbelasteten Seiles nützlich und erforderlich. Sobald das Seil einmal größere Belastung trägt, ist bei gut vergossenem Konus immer ausreichender Gleitwider-stand infolge der Reibung aus der Keilwirkung vorhanden.

10. Modell.

Zur Erläuterung des Spannungszustandes im Seilkopf betrachten wir das Modell Abb. 23. Die stützende Feder

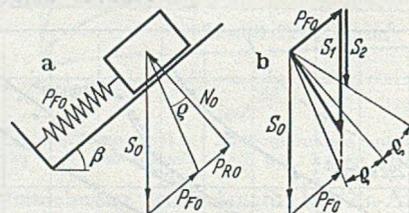


Abb. 23. Modell für den Spannungszustand im Seilkonus (mit Reibung und Kriecherscheinungen).

unterliegt Kriecherscheinungen; die Federspannkraft $P_F = c \cdot \Delta z_{\text{elast}}$ hängt nur vom elastischen Anteil Δz_{elast} des gesamten Federweges Δz ab. Das Gewicht S_0 ist auf der schiefen Ebene unter der Wirkung der Federspannkraft P_{F_0} des Normaldruckes $N_0 = S_0 \cdot \cos \beta$ und der Reibung P_{R_0} im Gleichgewicht. Wir betrachten den Fall eines Reibungswinkels $q < \beta$.

Unter steigender Belastung — aber auch unter ruhen-der Belastung, sobald das Kriechen der Feder (= Verguß-masse) neue Verschiebungen bewirkt hat — befindet sich die Reibung an der Grenze, d. h. es ist $P_{R_0} = \mu N_0$ und die Federkraft besitzt den Kleinstwert $P_{F_0} = S_0 \sin \beta (1 - \mu \text{ctg} \beta)$. Beim Kriechen der Feder bleibt der Wert P_{F_0} konstant.

Bei einer mäßigen Entlastung auf $S_1 < S_0$ bleibt die Federkraft P_{F_0} zunächst unverändert, es nimmt lediglich der Reibungsanteil P_{R_0} ab. Erst von einer bestimmten Entlastung auf S_2 ab wird die Federkraft ausreichen, um eine Bewegung aufwärts und damit eine teilweise Entspannung der Feder zu verursachen. Geht das Kriechen der Feder auch nach der Entlastung auf S_1 weiter, dann vermindert sich ihre Spannkraft, bis mit P_{F_1} wieder der Grenzwert des Reibungskegels erreicht ist. Vgl. Abb. 24.

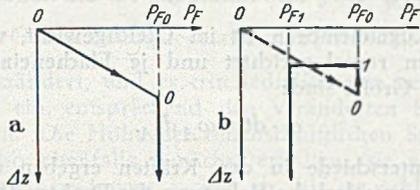


Abb. 24. Federkraft P_F und Verschiebung Δz .
a) Kriechen unter konstanter Belastung S_0 ,
b) nach Entlastung auf S_1 .

Für die zwischenliegenden Belastungszustände, insbesondere unmittelbar nach einer Entlastung, kann über die Größe der Reibung nichts Näheres ausgesagt werden. Wir wissen nur, daß die Stützkraft innerhalb des Reibungskegels liegen muß, und daß bei den größten Belastungen, die nur kurzzeitig auftreten, immer die Grenzreibung maßgebend ist.

Bemerkung: Für $\varrho > \beta$ gelten grundsätzlich die gleichen Zusammenhänge. Da die Reibung dann immer ausreicht, um die Belastungskomponente $S \cdot \sin \beta$ aufzunehmen, ist die Größe der Federkraft durch die zufällige Anfangsstellung und das Kriechen der gespannten Feder bei konstanter Länge bedingt.

11. Der Spannungszustand im Seilkonus.

Der Spannungszustand im Konus ist angenähert rotationssymmetrisch. Eine gewisse Störung der Symmetrie folgt allerdings aus dem spiralförmigen Aufbau der einzelnen Drahtlagen des Seiles, die aber im folgenden nicht berücksichtigt wird. Vgl. Abb. 1a.

Von kleinen Belastungen abgesehen, sind die Kriecherscheinungen für das Dehnverhalten bestimmend. Würde der ganze Konus mit gleicher Geschwindigkeit in den Seilkopf hineingezogen, so müßten sich die radialen Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}$ wie $1/r$ verhalten. Die Unterschiede gegenüber dem Mittelwert sind von der Größenordnung $\pm 20\%$. Zur Erzeugung höherer Kriechgeschwindigkeit ist aber höhere Beanspruchung erforderlich. Aus den Kriechkurven Abb. 15 und 21 ist nun zu erkennen, daß die zugehörigen Spannungsunterschiede verhältnismäßig gering sind. Man wird daher zu einer brauchbaren Schätzung kommen, wenn man annimmt, daß die Vergleichsspannung σ_V überall etwa gleich hoch ist.

Da die plastische Stauchung ohne Volumänderung erfolgt, muß auch eine Längung des Konus stattfinden, die bei den Versuchen deutlich festgestellt werden konnte. Vgl. Abb. 29.

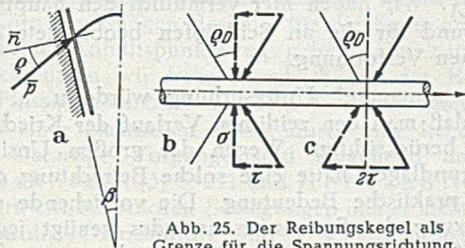


Abb. 25. Der Reibungskegel als Grenze für die Spannungsrichtung.

Die Richtung des Spannungsvektors \bar{p} ergibt sich aus folgender Überlegung, wobei wir, wie schon erwähnt, von der echten Haftung absehen wollen. An den äußeren Drähten, die etwa um β gegen die Achse geneigt sind, kann τ/σ höchstens $= \operatorname{tg} \varrho_D = \mu_D$ sein, weil sonst Gleiten

eintritt. Nach Abb. 25 ändert sich am Gleitwiderstand nichts Wesentliches, wenn die Festklemmung durch geneigte Kräfte erfolgt. Es gilt die Einschränkung, daß auch die Klemmkraft nicht außerhalb des Reibungskegels μ_D liegen kann.

Die gleiche Überlegung gilt für die Wandung des Konus mit dem Reibungskoeffizienten μ_K . Da die Neigung der Kegelseiten ebenfalls β ist, kommt es nur auf das Verhältnis μ_D/μ_K an. Es wird im allgemeinen $\mu_D < \mu_K$ sein, so daß die Reibung an den glatten kaltgezogenen Drähten maßgebend ist. Unter μ wird im folgenden der kleinere der beiden Werte verstanden.

An der Oberfläche des Konus liegt der Spannungsvektor aus Symmetriegründen in der Ebene des Meridians, für steigende oder langandauernde Belastungen liegt er außerdem überall an der Grenze des Reibungskegels. Die Spannungsvektoren \bar{p} sind deshalb für die getroffenen Annahmen längs der Erzeugenden der Mantelfläche $d s$ Konus jeweils gleich (Abb. 26).

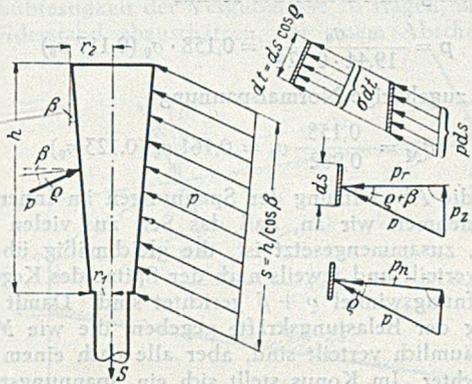


Abb. 26.

Für beliebige Neigung ϱ zwischen der Normalen \bar{n} und der Pressung \bar{p} gelten dann folgende Beziehungen zwischen den Komponenten:

$$\left. \begin{aligned} p_r &= p \cdot \cos(\varrho + \beta) = p_z \cdot \operatorname{ctg}(\varrho + \beta), \\ p_z &= p \cdot \sin(\varrho + \beta). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Die Größe von \bar{p} ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung

$$S = \sigma_0 \cdot F_{\text{Seil}} = p_z \cdot F_{\text{Kegel}},$$

worin

$$F_{\text{Kegel}} = s \cdot 2 r_m \pi = s(r_1 + r_2) \pi = \Phi \cdot F_{\text{Seil}} \quad (5)$$

die wirksame Oberfläche des Konus bezeichnet. r_1 und r_2 sind nicht mit den vollen geometrischen Maßen zu verwechseln, vgl. Abschnitt 5. Die durchschnittliche Pressung ist

$$\left. \begin{aligned} p_z &= \frac{S}{F_{\text{Kegel}}} = \sigma_0 \frac{F_{\text{Seil}}}{F_{\text{Kegel}}} = \frac{\sigma_0}{\Phi}, \\ p &= \frac{\sigma_0}{\Phi \cdot \sin(\varrho + \beta)}. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Die Pressungen \bar{p} sind nach Abb. 26 auf einen schrägen Schnitt verteilt. Auf die Flächeneinheit normal zu \bar{p} wirken also am Mantel die Druckspannungen

$$\sigma_M = p / \cos \varrho \quad (7a)$$

oder nach einfacher Umformung

$$\sigma_M = \frac{\sigma_0 (1 + \mu^2) \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}}{\mu + \operatorname{tg} \beta} \quad (7b)$$

Zahlenbeispiel: Dafür nehmen wir die Abmessungen der Versuchsstücke von Abschnitt 14. Der Konus Abb. 29 entspricht mittleren Verhältnissen; die erhaltenen Werte können deshalb als typisch gelten. Der maßgebende Reibungskoeffizient wird mit $\mu = 0.2$ eingesetzt. Um den Einfluß der Annahme über die Reibungsgröße zu zeigen, werden in () zum Vergleich die Werte für $\mu = 1/3$ angegeben. Die Zahlen sind mit Rechenschiebergenauigkeit ermittelt.

$r_2 = 5,29 \text{ cm}, r_1 = 3,56 \text{ cm},$
 $R = 2,65 \text{ cm}, F_{\text{Seil}} = 0,85 \cdot \pi \cdot 2,65^2 = 18,75 \text{ cm}^2$
 $h = 2/3 H = 13,0 \text{ cm}$

$\text{tg } \varrho = 0,2 \text{ (1/3)} \quad \text{tg } \beta = 0,1333$
 $\varrho = 0,1974 \text{ (0,322)} \quad \beta = 0,1326$
 $\sin \varrho = 0,1961 \text{ (0,316)} \quad \sin \beta = 0,1322$
 $\cos \varrho = 0,982 \text{ (0,949)} \quad \cos \beta = 0,990$
 $\varrho + \beta = 0,330 \text{ (0,455)}$

$\cos(\varrho + \beta) = 0,946 \text{ (0,898)}$
 $\sin(\varrho + \beta) = 0,324 \text{ (0,439)}$ angenähert durch
 $\text{tg } \varrho + \text{tg } \beta = 0,333 \text{ (0,467)}$
 $s = h/\cos \beta = 13,13 \text{ cm.}$

Das maßgebende Flächenverhältnis ist

$$\phi = \frac{13,13 \cdot 8,85 \cdot \pi}{18,75} = 19,44,$$

die Pressung am Mantel des Konus

$$p = \frac{\sigma_0}{19,44 \cdot 0,324} = 0,158 \cdot \sigma_0 \text{ (0,117 } \sigma_0)$$

und die zugehörige Normalspannung

$$\sigma_M = \frac{0,158}{0,982} \sigma_0 = 0,161 \sigma_0 \text{ (0,123 } \sigma_0).$$

Für die Abschätzung der Spannungen im Inneren des Konus nehmen wir an, daß das Seil aus vielen feinen Drähten zusammengesetzt ist, die gleichmäßig über den Konus verteilt und jeweils nach der Spitze des Kegels mit dem Öffnungswinkel $\varrho + \beta$ gerichtet sind. Damit ist die Richtung der Belastungskräfte gegeben, die wie Massenkkräfte räumlich verteilt sind, aber alle nach einem Punkt hin gerichtet. Im Konus stellt sich ein Spannungszustand ein, bei dem in den Kugelschalen ein den Stützlängengewölbene vergleichbarer Gleichgewichtszustand vorhanden ist.

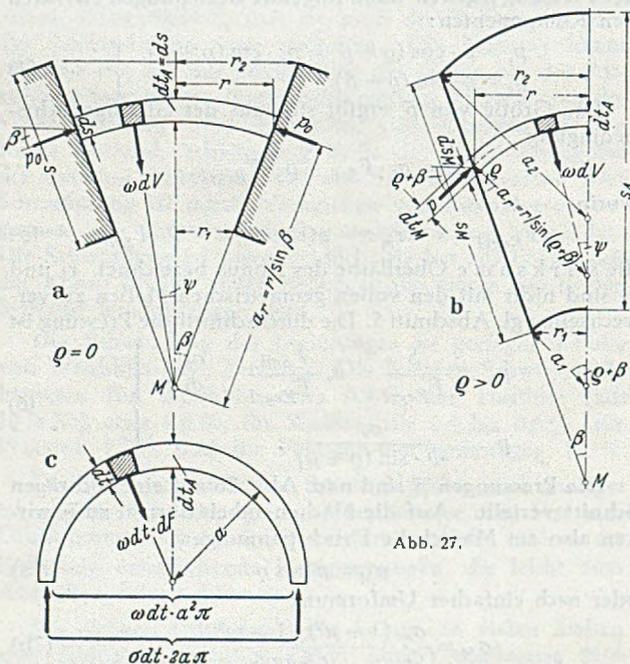


Abb. 27.

Aus Abb. 27 erkennt man, daß die Kugelschalen nicht konzentrisch sind. Durch zwei Kugelflächen mit den Radien a und $(a + da)$ wird eine Membrane herausgeschnitten, deren Dicke dt nach der Achse hin zunimmt. In Abb. 27b unterscheiden wir

dt_A in der Achse $\psi = 0$
 dt an beliebiger Stelle ψ und
 $dt_M = ds_M \cdot \cos \varrho$ am Kegelmantel $\psi = \varrho + \beta$.

Der Unterschied in den Schalendicken ist allerdings gering. Die Länge s_A in der Achse ergibt sich aus Abb. 27b zu

$$s_A = s_M \frac{\sin \varrho + \sin \beta}{\sin(\varrho + \beta)} \quad (8)$$

und die zusammengehörigen Dicken der Membran

$$dt_A = dt_M \frac{\sin \varrho + \sin \beta}{\cos \varrho \cdot \sin(\varrho + \beta)} \quad (9)$$

mit $dt_M = ds_M \cdot \cos \varrho$ als Abkürzung für die Randdicke.

Eine Kugelmembran ist im Gleichgewicht, wenn die Belastungen radial gerichtet und je Flächeneinheit von konstanter Größe sind:

$$\omega \cdot dt = \omega_A dt_A \quad (10)$$

Die Unterschiede in den Kräften ergeben eine entsprechend veränderliche Belastung der Drähte, deren Aufnahme bei ausreichender Einbettungslänge keinerlei Schwierigkeiten bereitet.

Aus der Gleichgewichtsbedingung für die Halbkugelmembran erhält man

$$\omega \cdot dt = \frac{2}{a} p ds \quad (11)$$

und für die Normalspannung an beliebiger Stelle ψ

$$(\sigma \cdot dt)_\psi = (\sigma \cdot dt)_A = p \cdot ds. \quad (12)$$

Für unser Zahlenbeispiel folgen

$$s_A = 1,013 \cdot s_M \text{ (bzw. } 1,023 \cdot s_M), \quad (8a)$$

$$dt_A = 1,03 \cdot dt_M \text{ (bzw. } 1,07 \cdot dt_M), \quad (9a)$$

die Normalspannung am Mantel

$$\sigma_M = 1,02 p \text{ (bzw. } 1,05 p) \quad (12a)$$

und die Normalspannung in der Achse

$$\sigma_A = 0,97 \cdot \sigma_M = 0,99 \cdot p \quad (12b)$$

(bzw. $0,93 \cdot \sigma_M = 0,98 p$).

Die Normalspannungen sind in den Breitenkreisschnitten und in den Meridianschnitten gleich groß, d. h. in der Kugelmembran liegt ein ebener Spannungszustand vor.

Bei der vorstehenden Überlegung wurde vorausgesetzt, daß die äußersten Drähte im Winkel $(\varrho + \beta)$ abgelenkt sind. In Wirklichkeit öffnet sich der Drahtbesen nur bis zum Winkel β und die Drähte konvergieren etwa nach Punkt M in Abb. 27. Der Spannungszustand muß also mehr oder minder von unserer Hypothese abweichen.

Es müßte noch festgestellt werden, daß die Unterschiede für $\varrho = 0$ verschwinden, d. h. es wird dann $s_A = s_M$ und $dt_A = dt = dt_M = ds$, vgl. Abb. 27a. Da in diesem Falle auch die Richtung der Drähte im Durchschnitt der Rechnungsannahme entspricht, dürfte die Hypothese der Kugelmembran mit konstanter Beanspruchung dann eine besondere gute Annäherung darstellen. Bei zunehmender Reibung stellen sich die erwähnten Abweichungen ein, und die Spannungen am Mantel σ_M werden größer als die in der Achse σ_A . Wir haben hier vermutlich den hauptsächlichsten Grund für die an Seilköpfen beobachtete Art der plastischen Verformung.

Eine „genauere“ Untersuchung würde u. a. voraussetzen, daß man den zeitlichen Verlauf der Kriecherscheinungen berücksichtigt. Wegen der großen Unsicherheit aller Grundlagen hätte eine solche Betrachtung offenbar geringe praktische Bedeutung. Die vorstehende einfache Abschätzung des Spannungszustandes genügt jedenfalls, um die Größenordnung der Beanspruchung zutreffend zu beurteilen und das Verhalten der Seilverankerungen unter Dauerstandbelastung zu erklären.

Innerhalb des Reibungskegels sind an sich alle Richtungen der Pressung p möglich. Vergleichen wir die verschiedenen Neigungen zugeordneten Pressungen p , so ent-

Kurze Technische Berichte.

Geschraubte Verbindungen in Bauwerken.

Die übliche Bemessung einer geschraubten Verbindung geht davon aus, daß eine Schraube in der Hauptsache auf Abscheren und Lochleibungsdruck beansprucht wird. Es ist zwar allgemein bekannt, daß erst die Reibung in der Verbindung überwunden werden muß, bevor der Schraubenschaft an der Lochwandung zum Anliegen kommt und auch Schub- und Lochleibungsspannungen auftreten können. Diese Reibungskräfte, die durch die Klemmkraft entstehen, werden jedoch meist außer acht gelassen.

In England sind nun in den letzten Jahren eine Reihe von Stahlkonstruktionen ausgeführt worden, bei denen die Bemessung der Verbindungen auf Reibung erfolgte und die sich in mancher Beziehung genieteten und geschweißten Bauwerken überlegen gezeigt haben.

Versuche mit galvanisierten Stahlteilen, die schon längere Zeit im Freien gelagert hatten, ergaben Koeffizienten für ruhende Reibung von mindestens 0,42. Mit diesem Wert und unter Berücksichtigung des Umstandes, daß bei einer einschnittigen Verbindung Reibungskräfte nicht nur zwischen den beiden verbundenen Teilen, sondern auch zwischen einem Teil und dem Schraubenkopf oder der Mutter bzw. den Unterlagsplatten auftreten, ergibt sich z. B. bei einer Schraube von 1 Zoll Whitworth-Gewinde, deren zulässige Längszugkraft nach englischen Vorschriften voll ausgenutzt ist, eine Reibungskraft von 4,2 t/Schraube. Dieser Wert erhöht sich bei Feingewinde wegen des größeren Kerndurchmessers auf 4,5 t. Die zulässige Kraft bei Bemessung auf Abscheren ist 5,1 t. Die zulässige Beanspruchung auf Lochleibungsdruck wird erreicht, wenn die Blechstärke das 0,28-fache des Schraubendurchmessers ist.

Diese Zahlen zeigen, daß man bei Bemessung nach der Reibung zu größeren Durchmessern kommt als nach der üblichen Methode. Die größeren Löcher wirken sich auf die Tragfähigkeit eines Zugstabes jedoch nicht ganz so ungünstig aus wie bei Beanspruchung auf Abscheren oder Lochleibungsdruck, da hier die Kraft nicht an einzelnen Punkten, sondern auf die ganze Berührungsfläche der Verbindung verteilt übertragen wird. Dies hat den Vorteil, daß Spannungsspitzen an den Lochrändern und zusätzliche Spannungen, die durch ungenaue Lastverteilung auf die einzelnen Bolzen entstehen, vermieden werden. Da die Tragfähigkeit einer Schraube bei konstantem Reibungskoeffizienten nur von der Klemmkraft abhängt, muß man diese möglichst groß machen. Man wird daher Schrauben mit kleinerem Gewindedurchmesser als dem Schaftdurchmesser vermeiden und wenn möglich hochwertigen Schraubenschlüssel wählen. Da der Schraubenschaft nicht anliegen braucht, kann man sich mit schwarzen Schrauben begnügen, und auch der Zustand der Löcher, ob gebohrt, gestant oder gar gebrannt, ist weniger wichtig, nur müssen Grate an den Löchern selbstverständlich entfernt sein.

Bei nach diesen Gesichtspunkten entworfenen Verbindungen hat man ein vollkommen elastisches Verhalten ohne durch Schraubenschlupf verursachte bleibende Formänderungen festgestellt und auch bei ausgebauten Schrauben kaum Spuren eines Tragens am Schaft bemerken können. Es ist also kein Schraubenschlupf eingetreten. Man ist trotzdem mit dem Schraubenspiel nicht zu weit gegangen. Bei Brücken und Hallen war der theoretische Unterschied zwischen Schrauben- und Lochdurchmesser 0,4 bis 0,8 mm, während man bei Hochspannungsmasten ohne nachteilige Folgen auf 1,6 mm heraufgegangen ist.

Sehr wichtig ist, die Klemmkraft so genau wie möglich herzustellen. Dies soll durch geübte Leute von Hand ausreichend genau geschehen können. Es können jedoch auch zeitsparende Preßluft- und andere Werkzeuge von Vorteil sein. Schrauben mit Feingewinde lassen sich mit gleicher Kraft am Schlüssel wegen der geringeren Gewindesteigung stärker anziehen als Schrauben mit Whitworth-Gewinde. Gut angezogene Muttern lösen sich kaum, wenn die verbundenen Teile sich nicht gegeneinander verschieben. Trotzdem ist es manchmal zu empfehlen, Muttern und Schrauben gegeneinander festzulegen; am einfachsten durch eine Punktschweißung.

Die geschilderten Vorteile einer auf Reibung bemessenen Schraubverbindung treten besonders bei galvanisierten Bauteilen ein, da eine Galvanisierung durch Nietung teilweise zerstört und die Nietköpfe ganz ohne Schutz sind. Auch bei nachträglicher Galvanisierung sind die Teile nicht voll geschützt. Ähnlich ist es bei geschweißten Verbindungen. (Nach Engineering vom 7. Mai 1948, S. 433)

K. H. Seegers, Wiesbaden.

Geschweißte Eisenbahnbrücke in Australien.

Etwa 50 km nördlich von Sidney wurde eine alte zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Hawkesbury-Fluß durch ein neues Bauwerk ersetzt. Der neue Brückenzug weist zwei seitliche Öffnungen von je 135,7 m und vier mittlere Öffnungen von je 105,8 m Stützweite auf, die Gesamtlänge beträgt 845 m.

Abb. 1 zeigt die Gesamtübersicht der neuen Brücke, im Hintergrund ist das alte Bauwerk sichtbar. Die Haupt-

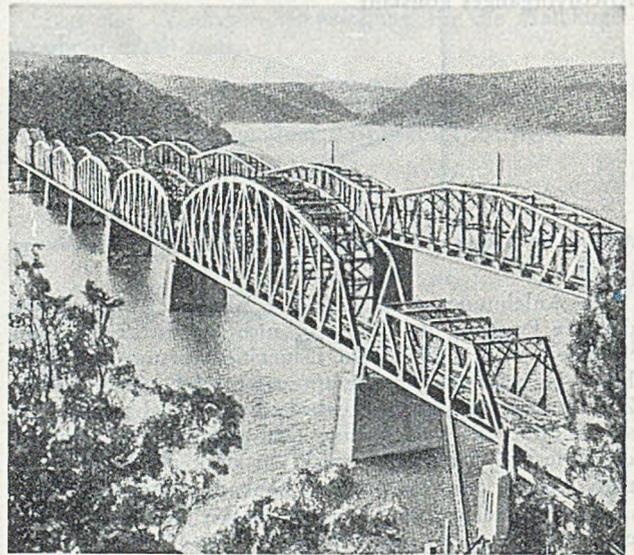


Abb. 1.

öffnungen haben Hauptträger mit K-Fachwerk und die vier mittleren Öffnungen Träger mit abwechselnd steigenden und fallenden Diagonalen. Die Konstruktion der Haupttragwerke wurde in der Werkstatt geschweißt, die Baustellenverbindungen sind jedoch vernietet.

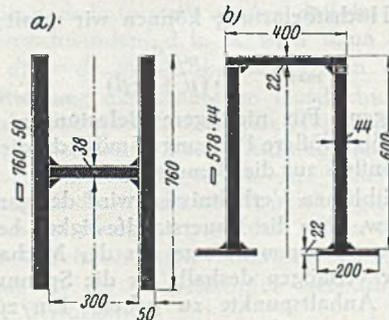


Abb. 2.

Abb. 2 zeigt zwei typische Stabquerschnitte, und zwar links den H-förmigen Querschnitt des Obergurtes und rechts den hutförmigen Querschnitt des Untergurtes der Hauptträger.

Die Stahlüberbauten der Hauptöffnungen, die je 1650 t wiegen, sind auf einem Montageplatz in der Nähe zusammengebaut und von dort auf drei, mit entsprechendem Gerüst versteiften Pontons an Ort und Stelle eingeschommen worden. Für das Anheben der Überbauten konnte der Gezeiten-Unterschied benutzt werden. [Nach „Le Génie Civil“ 124 (1947) S. 339.]

Ferd. Schleicher, Berlin.

Fährbootlandestelle bei St. George auf Staten Island N. Y.

Die Fährbootlandestelle St. George, die den Fährverkehr von Personen und Fahrzeugen von Staten Island nach Brooklyn und Manhattan vermittelt, ist 1946 durch ein Großfeuer zum größten Teil zerstört worden. Die neue Anlage wird Vorkehrungen für acht Fährschiffe, ein neues Empfangsgebäude, ähnlich dem Grand Central Terminal in New York City, und die Zufahrten für Bahn und Bus umfassen. Die Hauptarbeiten werden Ende 1949 erledigt sein.

Die Entwurfsarbeiten stellten die Ingenieure vor schwierige Aufgaben, besonders auf dem Gebiete der Gründungen, der Brückenbauten, der Gebäude, der Eisenbahnanlagen und der Baustelleneinrichtung. Der Entwurf des Empfangsgebäudes und der Viadukte für die Zubringerstraßen wurde durch den geringen zur Verfügung stehenden Raum und durch den großen Höhenunterschied zwischen Kaimauer und der Uferstraße, von der die Zubringer abgehen, besonders erschwert. Eine Erweiterung des Baugeländes in das Meer hinein wäre wegen des schnell absinkenden Meeresgrundes zu teuer geworden, und landeinwärts setzte die hohe Stützmauer der Uferstraße allen Erweiterungswünschen eine Grenze. So mußte die neue Anlage in das verfügbare Gelände eingezwängt werden. Man vermied steile Steigungen der Zuführungsviadukte durch Anordnung der einzelnen Anlagen in verschiedenen Höhenlagen. Auf dem Übersichtsbild, Abb. 1, sieht man im oberen Teil zwei flankierende von der Uferstraße ausgehende Zubringerstraßen, die bis an die Kaimauern hinunterführen. Auf ihnen fahren die Busse und sonstigen Fahrzeuge an, die die Fähren benutzen wollen. Zwischen den beiden Straßen liegt die Anfahrt für den Autobus-Zubringerdienst. Sie endet auf einem Parkplatz, der hoch über dem Kai gelände liegt. Der Eisenbahn-Zubringerdienst wickelt sich zum Teil unterirdisch ab.

Die Arbeiten wurden ferner dadurch erschwert, daß die vorhandenen Eisenbahnanlagen während des Baues in Betrieb gehalten und zum Teil sogar erweitert werden muß-

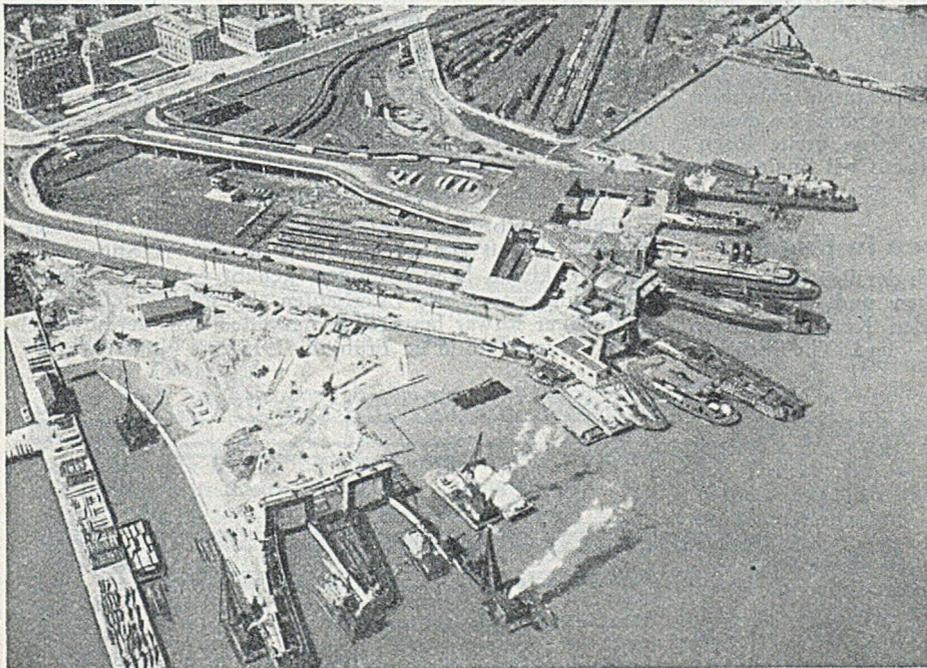


Abb. 1. Luftbild der Baustelle.

ten, lag sehr unregelmäßig. Am Widerlager der Nordrampe z. B. lag der Fels an einem Ende nur 1,50 m, am anderen Ende, knapp 12 m entfernt, 6 m unter Gelände. An einer anderen Stelle, bei einer Säulen Gründung, war der Höhenunterschied bei einer Breite von nur 2 m sogar 4,20 m. Es mußten deshalb die Entwürfe, um Verzögerungen und Mehrkosten zu vermeiden, oftmals gleich an Ort und Stelle abgeändert werden.

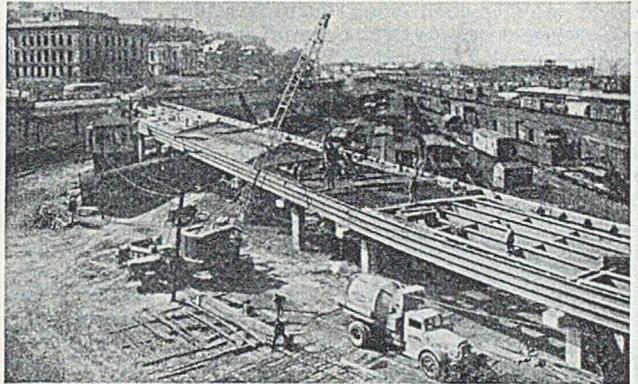


Abb. 2. Bau des nördlichen Zubringerstraßen-Viaduktes über dem Gelände der Staten Island Rapid Transit Railway. Die ungleichen Stützweiten sind durch die vorhandene und durch die künftige Gleislage bedingt.

Bei den Pfählen entschied man sich für einen Verbundpfahl aus einem mit Beton gefüllten Stahlrohr von 45 cm Φ , dessen Kern das bekannte amerikanische H-Profil, hier von 20 cm Höhe, bildete. Es wurden vier verschiedene H-Profile verwendet, von 46, 60, 86 und 100 kg/m Gewicht. Die damit ausgestatteten Pfähle hatten Tragfähigkeiten von 63, 80, 110 und 144 t.

Beim Bau der Molen traten insofern Schwierigkeiten auf, als die Pfähle infolge der schwachen Überdeckung des Felsens ein nur geringes Eindringungsvermögen besaßen.

Man half sich durch Aufbringen einer Steinschüttung, durch die die Pfähle hindurchgerammt wurden. An einigen Stellen, wo der Fels gar keine Überdeckung besaß, wurde eine Rinne in den Fels gesprengt, die Rinne mit Kies ausgefüllt, und darüber die Steinschüttung aufgebracht. Die Pfähle wurden dann durch die Steinschüttung in den Kies getrieben.

Die Notwendigkeit, für die Aufrechterhaltung des Betriebes laufend zwischenzeitliche Anlagen zu schaffen, schränkte die an sich schon engen Platzverhältnisse der Baustelle noch weiter ein. Es war deshalb notwendig, den Baubetrieb und die Baustelleneinrichtung von vornherein auf diese Verhältnisse zuzuschneiden. Der beschränkte Lagerraum zwang zur Anlage von Lagerplätzen außerhalb der Baustelle. In großem Maßstabe wurde von schwimmenden Lagerplätzen und schwimmenden Betonbereitungsanlagen Gebrauch gemacht. Auch die Verwendung fertigen Beton-

gemisches aus Betonfabriken spielte eine große Rolle. Besonders platzsparend war die Benutzung von Baumaschinen mit eigenem Antrieb.

Das einzige Gebiet des Bauvorhabens, auf dem eine gewisse Einheitlichkeit durchgeführt werden konnte, war die Landeinrichtung der Fähroote. Die Boote landen vor Kopf an der Landebrücke. Die Landebrücke ist an ihrem vorderen Ende an einem Portal aufgehängt und kann gehoben und gesenkt werden, wie es Ebbe und Flut erfordern. Zum Auffangen des beim Landen der Fähroote

ten. Das verhinderte eine freie und wirtschaftlich zweckmäßige Planung für die Stützen der Zubringerstraßen-Viadukte. Sie durften nur wenig Platz einnehmen und mußten der Gleisanlage angepaßt werden. Infolgedessen ergaben sich große Unterschiede in den Stützweiten und somit keine Möglichkeiten zur serienweisen Herstellung gleicher Brückenteile. Abb. 2.

Um den Raum für die Gründungen auf ein Mindestmaß zu beschränken, war es notwendig, Pfähle von großer Tragfähigkeit zu wählen. Der Felsuntergrund, meist Ser-

unvermeidlichen Stoßes an das seeseitige Ende der Lande-
brücke wurden zwei Maßnahmen getroffen. Zunächst
wurde das landseitige Ende der Brücke auf nach oben
geneigten Gleitlagern aufgelagert, so daß der Schiffsstoß
die Brücke auf den Lagerflächen nach oben schieben muß.
Es wird dadurch das Eigengewicht der Brücke zum Ver-
zerhen der Stoßwirkung herangezogen. Eine weitere Vor-
richtung ist die Anordnung von 10 prismatischen Gummip-
uffern von 45 x 45 x 30 cm Größe zwischen dem End-
querträger der Brücke und dem Kammermauerwerk des
Widerlagers. Abb. 3. Bei den beiden bereits fertiggestell-

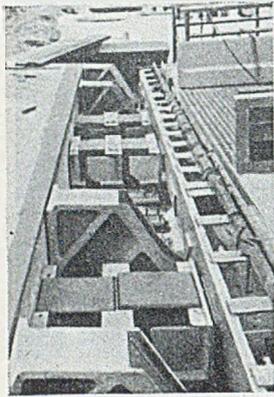


Abb. 3. Die landseltige Auf-
lagerkonstruktion der Lande-
brücken. Rechts Endquerträger
der Brücke, links Kammer-
mauerwerk, dazwischen schräge
Gleitlager und Gummipuffer.

ten Landebrücken für 500 t-
Fährboote verursachte das
Anstoßen des Bootes bei
einer Geschwindigkeit von
5 Seemeilen in der Stunde
eine Zusammendrückung der
Puffer von 10 cm. An den
übrigen Landebrücken, wo
Fährboote von 2000 t Was-
serverdrängung anlegen sol-
len, sind je 20 Gummipuffer
von 45x45x60 cm Größe
vorgesehen. Die bisherigen
Betriebsverfahren mit dies-
er Vorrichtung gelten als
befriedigend.

Das neue Empfangsge-
bäude, das einen jährlichen
Verkehr von 10 Mio Eisen-
bahnreisenden, 20 Mio. Bus-
reisenden und 2,1 Mio die

Fähren benutzenden Fahrzeugen zu bewältigen hat, ent-
spricht allen Anforderungen in bezug auf Verkehrs-
sicherheit und neuzeitliche Verkehrswerbung. Ein sorg-
fältig ausgeklügeltes System von Zugangswegen, die das
Empfangsgebäude in verschiedenen Höhen erreichen, sorgt
für eine vollkommene Trennung der Verkehrsströme. Die
Zugangswege des Publikums zu den Bahnsteigen, Bus-
haltestellen und Fähren sind so angelegt, daß sie keinen
Fahrverkehr in Geländegleiche kreuzen.

Der Zubringerdienst der Eisenbahn mußte, da ein Teil
des Baugeländes unbedingt für Hochbauten gebraucht
wurde, zum Teil unter die Erde gelegt werden. Zu diesem
Zweck wurde der schon vorhandene 9,6 m breite Eisen-
bahntunnel auf 14 m verbreitert. [Nach Civil Engineering
18 (1948) Nov. S. 24.]

E. Weiß, Berlin.

Wiederaufbau der Brücken in Ungarn.

Wie im übrigen Europa, hatte auch der Brückenbestand
Ungarns, der 25,5 km Straßenbrücken und etwa 19 km
Eisenbahnbrücken umfaßte, durch den Krieg schwersten
Schaden erlitten; sämtliche Donau- und Theißbrücken
wurden zerstört. Der Wiederaufbau
ist durch die fast völlige Zerschla-
gung der ungarischen Industrie
naturgemäß außerordentlich er-
schwert worden. Er wurde gleich-
wohl sofort nach Beendigung der
Kämpfe begonnen. Der Räumung
der Trümmer folgte meist zunächst
die Erstellung von Behelfsbauten,
teilweise noch durch die sowjetischen
Truppen ausgeführt. Wegen unzu-
reichender Tragfähigkeit und Nutz-
breite, Winterfestigkeit bei Eisang und wegen anderer
Ursachen war die Auswechslung gegen endgültige Über-
bauten von vornherein beabsichtigt. Da die Donaubrücken
in Budapest als Marksteine in der Entwicklung des Stahl-
brückenbaus bekannt sind und auch den deutschen Brücken-
bau beeinflussen¹, ist ihre Wiederherstellung von
besonderem Interesse.

a) Straßenbrücken.

Die Elisabeth-Brücke ist 1945 als erste Verbindung der
beiden Donau-Ufer durch eine Schiffsbrücke auf 34 Pon-

¹ Denkschrift der Stadt Köln „Zur Einweihung der neuen Köln-
Deutzer Brücke am 16. Okt. 1948“ Seite 12.

tons mit zwei ausfahrbaren Mittelstücken (von je 30 m
Länge) ersetzt worden. Hierbei ist es zunächst verblieben.

Anstelle der Hängebrücke gegenüber dem Parlament
wurde eine leichte Fachwerkbrücke, Fahrbahn unten, mit
80 m Mittelöffnung, zwei Seitenöffnungen von je 57 m
Weite und mehreren kleineren Öffnungen bei einer Ge-
samtlänge von etwa 400 m erbaut. Diese Brücke wurde am
18.1.1946 in Verkehr genommen, über ihre beschränkte
Lebensdauer ist man sich klar.

Bei der Franz-Joseph-Brücke, einer Gerberbalkenbrücke
mit 175 m Mittelöffnung und zwei Seitenöffnungen von
je 80 m war in der Mitte ein Trägerstück von 138 m Länge
und ein Teilstück auf der Seite des Stadtteiles Ofen her-
ausgesprengt und abgestürzt. Nachdem die Brücke durch
Verwendung von Pontons zunächst behelfsmäßig ausge-
bessert war, wurde das abgestürzte Seitenstück im Gewicht
von 730 t mit hydraulischen Pressen um 9 m gehoben, so-
dann die Neubauteile der Kragarme der Mittelöffnung
mit Schwimmkränen montiert und schließlich der am Land
zusammengebaute Schwebeträger von 47 m Länge und
120 t Gewicht eingeschwommen und mit den gleichen
Schwimmkränen eingesetzt. Die Arbeiten erforderten
6 Monate Bauzeit.

Die St. Margarethen-Brücke bestand bekanntlich aus
zwei Hälften, die auf der St. Margaretheninsel in einem
leichten Knick der Brückenachse zusammenliefen; ein
querliegendes Brückenstück führte zur Insel hinab. Der
Brückenteil über dem Donuarm auf der Seite von Pest war
im November 1944 gesprengt. Ein 1945 errichteter
Hängesteg, der die Rohrleitungen von der in Ofen ge-
legenen Gasanstalt nach Pest überführte, erschwerte die
Räumungsarbeiten. Die Brücke ist in der alten Form
wiederhergestellt. Sie hat 6 Bogen-Überbauten mit Fahr-
bahn oben, deren Hauptträger an den Ufern zusammen-
gebaut und mit Schwimmkränen eingesetzt wurden. Die
Fahrbahnbreite ist von einst 22,30 m auf 25,40 m vergrö-
ßert worden. Die eine Fahrbahnhälfte wurde im Herbst
1947, die zweite im August 1948 dem Verkehr übergeben.

b) Eisenbahnbrücken.

Der Ersatz der von der sowjetischen Truppe gebauten
behelfsmäßigen Eisenbahnbrücken war um so dringender,
als diese mit ihren Pfahljochen und kleinen Stützweiten
von 15 bis 25 m die Schifffahrt stark behinderten und
durch Eisang sehr gefährdet waren. Fünf Eisenbahn-
brücken über die Donau waren gesprengt, darunter als
wichtigste die Budapester Südbrücke.

Diese Südbrücke, von 1909 bis 1913 erbaut, hatte vier
Überbauten mit Hauptträgern von je 96,80 m Stützweite,
dazu 4 kleine Landöffnungen gehabt (Abb. 1). Durch
Sprengung waren alle Überbauten abgestürzt, Pfeiler und
Widerlager schwer beschädigt. Nachdem von der sowjeti-
schen Truppe schon im Frühjahr 1945 eine Notbrücke auf

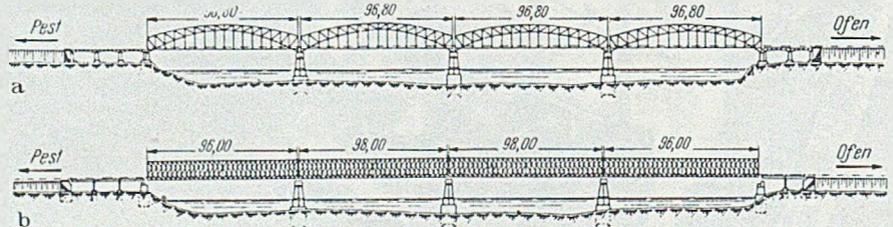


Abb. 1. Donau-Südbrücke in Budapest.

Stahlrohrpfählen 20 m nördlich der alten Brückenachse
ausgeführt war, wurde auf den alten wiederhergestellten
Pfeilern zunächst eine eingleisige Dauerbehelfsbrücke, für
die vorhandenes Feimer-K-Gerät, eine ungarische Ab-
wandlung des deutschen SKR-Gerätes, in 3-geschossiger
Ausführung gewählt war, gebaut. Montiert wurde von
beiden Ufern im Freivorbau mit Ballasträgern; die Mon-
tage der 388 m langen Brücke erforderte 76 Tage, die Ein-
weihung fand im September 1948 statt. Für das zweite
Gleis und als Ersatz der vorstehend erwähnten Dauer-
behelfsbrücke ist auf weitere Sicht ein neuer Überbau als
durchlaufender Fachwerkträger auf den jetzigen Pfeilern
vorgesehen.

Die 8 Eisenbahnbrücken über die Theiß waren sämtlich zerstört; diese Brücken hatten meist neben dem Eisenbahngleis zugleich auch eine Straßenbahnfahrbahn.

Die Brücke bei Szolnok war vor dem Kriege verstärkt; im Kriege wurde sie als durchlaufender Balken vollkommen umgebaut, um schwerste Lasten zu tragen. 1944 wurden alle Überbauten gesprengt. Als Ersatz einer oberstrom von den Russen errichteten Behelfsbrücke wurde im Sommer 1946 bei niedrigem Wasserstand der Theiß die Wiederherstellung der Pfeiler begonnen. Die Stromüberbauten sind einfache Trapez-Fachwerkträger mit Fahrbahn unten, die Flutöffnungen haben Blechträger mit oberliegender Fahrbahn. 3100 t Stahlkonstruktionen wurden in 5 Monaten montiert, die Brücke im Oktober 1947 dem Verkehr übergeben.

Die Theiß-Brücke bei Csongrád, 1903 erbaut, hat Stützweiten bis 118,0 m, mit Halbparallelträgern in den drei großen Strom-Überbauten. Sie war 1944 durch Luftangriff schwer angeschlagen; der große Überbau von 118 m war

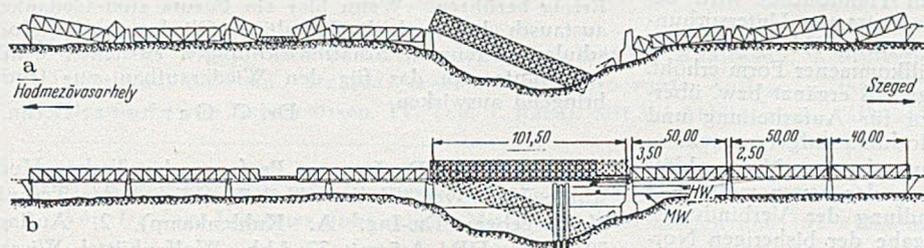


Abb. 2. Theiß-Brücke bei Algyő.

abgestürzt, hatte dabei einen seiner Pfeiler beschädigt und dadurch den dort aufliegenden anschließenden 65-m-Überbau mit heruntergerissen. Die abgestürzten Tragwerke waren aber wieder verwendbar. Das eine Ende des 65-m-Überbaues mußte unter Verwendung eines Hubportales mit hydraulischen Pressen um etwa 25 m gehoben werden, während das andere Ende nur wenig abgerutscht und infolgedessen einfach zu heben war. Die Ausbesserung des 118-m-Überbaues in seiner ursprünglichen Form mußte aus Stahlmangel unterbleiben. Als Ersatz wurden zwei andernorts ungenutzt vorhandene Brücken von 72 und 46,3 m Stützweiten gewählt. Der hierfür neu zu bauende Strompfeiler wurde mit stählernem Senkkasten

unter Druckluft gegründet. Während der Einbau der 46-m-Brücke auf fester Rüstung erfolgte, wurde der 72-m-Überbau, der lediglich verschraubt wurde, von der anschließenden 65-m-Brücke aus mit Zuhilfenahme eines Montage-Pfahljoches in der Öffnung frei vorgebaut. Die nur einspurige Brücke wurde im Dezember 1946 freigegeben.

System und Abmessungen der 1902 erbauten Theiß-Brücke bei Algyő zeigt Abb. 2; die Brücke war 1912 und 1935 verstärkt worden. Die Überbauten waren teilweise zerstört, die Pfeiler dagegen unbeschädigt. Vom Stromüberbau war ein 75 m langes Stück einseitig um etwa 20 m abgestürzt, das Reststück lag im Strom. Die zu 85 % erhalten gebliebenen Vorland-Überbauten im Gesamtgewicht von fast 10 000 t wurden von Mitte 1945 bis Herbst 1946 gehoben und vervollständigt. Zur Hubeinrichtung für den Stromüberbau fehlten Holz und Stahl. So wurde ein Hubgerüst aus Stahlbeton hergestellt, gebildet aus je drei Pfeilern von 2 m Durchmesser an jeder Seite des Überbaues mit stählernen Traversen zur Aufnahme der Hubgeräte. Nach Ergänzung des fehlenden Brückenstückes war das Bauwerk Ende 1947 vollendet.

Die Theiß-Brücke bei Záhony im Zuge der einzigen direkten Bahnlinie Ungarn—UdSSR, war durch eine Behelfsbrücke ersetzt, die im Winter 1945/46 durch Eisgang zerstört wurde. Die endgültige Brücke ist im Bau und steht vor der Vollendung.

Die alte Theiß-Brücke bei Tiszafüred war eingleisig gewesen, wurde im Kriege zur Straßenbrücke umgebaut und sollte als Eisenbahnbrücke zweigleisig ersetzt werden. Die Bauteile für drei Überbauten von 70 m und zwei Überbauten von 30 m lagen im Herbst 1944 in einer ungarischen Stahlbauanstalt bereit. Die von den Russen zunächst gebaute Behelfsbrücke erwies sich bald als unzulänglich; sie diente dann als Rüstung für den Einbau der neuen Brücke, die im Sommer 1946 fertig war.

Die weiteren Brücken über die Theiß bei Kiskörös, Tokaj und Szeged sind noch nicht wiederhergestellt. [Nach Le Génie Civil 125 (1948), S. 461.]

Dr.-Ing. H o p p e, Frankfurt/Main.

Buchbesprechungen.

Sauter, Leopold, Reg.-Baumeister: Wärmeschutz und Feuchtigkeitsschutz im Hochbau. Berlin: Verlagsgesellschaft Max Lipfert, 1948. 279 Seiten mit 191 Abb. Preis kart. DMark 18,—.

Das Buch des bekannten Fachmannes behandelt u. a. die Grundlagen der Bewertung und Berechnung des Wärmeschutzes und seiner Beziehungen zum Feuchtigkeitsschutz, gibt Regeln für die Ausführung des Wärme- und Feuchtigkeitsschutzes, bringt Berechnungsbeispiele und erläutert die Wärmebedarfsberechnung nach DIN 4701 Ausgabe 1929 und 1944. Ferner werden die wichtigsten Leichtbaustoffe, Wärmedämmstoffe und Feuchtigkeitssperrstoffe betrachtet. Dankenswert ist eine Zusammenstellung und Definition der für das behandelte Gebiet wichtigen physikalischen Begriffe wie Wärmedurchgangszahl, Wärmeübergangszahl, Wärmestrahlung, Wärmebedarfszahl, Taupunkt u. v. a., sowie ein reiches Schrifttum- und Namenverzeichnis.

Welche volkswirtschaftliche Bedeutung die Fragen des Wärmeschutzes haben, möge an dieser Stelle mit einer von dem Verfasser genannten Zahl beleuchtet werden: bis 1939 betragen die jährlichen Ausgaben für Hausbrand in Deutschland etwa 1,8 Milliarden RM und erreichten damit die Höhe der jährlichen Ausgaben für den Wohnungsneubau.

Hervorzuheben ist die Güte von Papier und Ausstattung. Das Buch kann jedem interessierten Fachmann gelegentlich empfohlen werden.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Dr.-Ing. Heinrich Müller-Breslau †, Geh. Regierungsrat, Professor an der Techn. Hochschule in Berlin: Erddruck auf Stützmauern. VI u. 160 Seiten. Mit 108 Abb. im Text und 4 Tafeln. Alfred Kröner Verlag Stuttgart. 1947. Preis broschiert DMark 11,—.

Das 1906 erschienene Buch Müller-Breslaus ist eines der grundlegenden Darstellungen über die Theorie des Drucks von kohäsionslosem Boden auf stützende Wandflächen. Es enthält im ersten Abschnitt die Coulombsche Erddruck-Theorie, den Rebhannschen Satz und die bekannten Zusammenhänge für den Fall ebener Gleitflächen (die Müller-Breslau im Vorwort selbst als Notbehelf bezeichnet), aber auch schon die Ermittlung des Erddruckes auf eine krumme Gleitfläche, während der zweite Teil des Buches eine Beschreibung der Erddruckversuche Müller-Breslaus gibt.

Es ist zu begrüßen, daß das schon seit Jahrzehnten sehr selten gewordene klassische Buch der Fachwelt ohne jegliche Bearbeitung und in unverändertem Neudruck wieder zugänglich gemacht wurde. Die einzige Hinzufügung betrifft „eine kurze Zusammenstellung der neueren Literatur“ mit sechs ziemlich willkürlich herausgegriffenen neueren Arbeiten. Ferd. Schleicher, Berlin.

Stahlbau-Handbuch 1948 (Stahlbau-Kalender) herausgegeben vom Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, Bad Pyrmont. 520 Seiten.

Gr. 10,5 × 16 cm. Bremen-Horn: Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn G. m. b. H. Preis geb. halblein: 18,— DMark.

Nach vier Kriegsausgaben des Stahlbau-Kalenders erschien eine erweiterte Ausgabe als Stahlbau-Handbuch 1948. Bedeutet diese Neuerscheinung einerseits ein Zeichen unermüdligen Aufbauwillens des herausgebenden Fachverbands Stahlbau, so schließt sie andererseits eine empfindliche Lücke in dem Bestand wissenschaftlicher Hilfsmittel vieler Fachgenossen. Die Fachwelt wird daher für das neue Handbuch besonderen Dank wissen, zumal der erweiterte Umfang fast alle in den früheren Ausgaben des Stahlbaukalenders wechselweise erschienenen Abschnitte enthält. Nur die Abschnitte Grundlagen und Baustatik konnten nicht mit aufgenommen werden und sollen 1949 nachgeholt werden. Die in den Stahlbaukalendern früher erforderlichen Hinweise auf vorher erschienene Ausgaben konnten infolgedessen fast ganz entfallen und der Wert des neuen Handbuches wird besonders durch die miterfaßten bedeutsamen Untersuchungen und Darlegungen von Prof. Dr.-Ing. Klöppel über das Gebiet des Schweißens in willkommener Form erhöht. Die einzelnen Kapitel sind zeitgemäß ergänzt bzw. überholt. U. a. sind die Richtlinien für Aufarbeitung und Verwendung von Altstahl im Hochbau aufgenommen.

Infolge der verzögerten Herausgabe von Normenblättern mußte durch Berücksichtigung der neuen metrischen Nietdurchmesser bei der Behandlung der Verbindungsmittel und der späteren Wiedergabe der bisherigen Normen für Nieten und Schrauben mit den alten Nietdurchmessern leider ein gewisser Widerspruch in Kauf genommen werden. Auch in anderen Fällen wirkt sich das Fehlen gültiger, umgearbeiteter oder neuer Normen in ähnlicher Weise aus. Doch wird dieser Mangel durch geschickte Hinweise vielfach überbrückt. Unter den „Vorschriften des Stahlbaus“ wurde verständlicher Weise auch den neuen, durch weitgehende Anforderungen über Schmelzschweißbarkeit erforderlich gewordenen Bestimmungen und Vorschriften der Werkstoffgütewerte Raum gegeben. Gar manchen Fachgenossen wird das Stahlbauhandbuch über angebaute aber unvollendet gebliebene Entwicklungen sowohl auf baulichem wie baustofftechnischem Gebiet unterrichten. Sind dadurch auch unerfreuliche Schwebestände gekennzeichnet, so befriedigt aber die daraus gewonnene Erkenntnis des unaufhaltsamen Fortschritts des Stahlbaus in hohem Maße, und aus den Ergebnissen neuester Arbeiten ist zu ersehen, welche bedeutsamen Weiterentwicklungen zu verzeichnen sind.

Dieser Entwicklung ist das neue Taschenbuch ein treuer Begleiter und es wird Bauverwaltungen, Fachgenossen und auch Studierenden, der Theorie wie der Praxis die wertvollsten Hilfsmittel und Erleichterungen zu bieten vermögen.

Nach dem Ableben des verdienten langjährigen Mitarbeiters Prof. Dr.-Ing. Unold, Chemnitz, wird das Werk durch Dipl.-Ing. Kleinberg, Bad Pyrmont, weitergeführt. Hervorzuheben ist der infolge Kleindruckes und zweckdienlicher, aber erträglicher Knappheit sehr handliche Umfang des Taschenbuches. Das neue Handbuch wird wohl allseitig Anerkennung finden und sich einen großen Kreis von Freunden erwerben.

W. Rein, Reutlingen.

Konstruktion, Zeitschrift für das Berechnen und Konstruieren von Maschinen, Apparaten und Geräten. Herausgeber Prof. Dr.-Ing. F. S a s s, Hauptschriftleiter Dr.-Ing. F. z u r N e d d e n. DIN A 4, monatl. 32 Seiten. Preis halbjährlich 18,— D-Mark. Springer-Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg.

Die vom Springer-Verlag herausgebrachte Zeitschrift „Konstruktion“ liegt mit ihren beiden ersten Heften vor. Die Namen des Herausgebers und des Schriftleiters bedeuten für weite Leserkreise ein Programm. Auch der Bauingenieur wird an den hier gebrachten Erfahrungen nicht vorübergehen können, obwohl die Zeitschrift sich im

Untertitel auf Maschinen, Apparate und Geräte beschränkt. Besonders der Baubetrieb hat alles Interesse daran, daß auch bei seinen Geräten all die Methoden der Rationalisierung von Gestaltung und Fertigung angewendet werden, denen der klassische Maschinenbau seinen Hochstand verdankt. Unsere Bagger, Mischer, Zerkleinerungsmaschinen, Hebezeuge u. a. mehr müssen sich in noch viel stärkerem Maße des Leichtbaues, der Normung, der höchsten Material- und Energieausnutzung, verschleißfester Baustoffe usw. bedienen, um leicht und billig zu werden. Sie müssen aber auch in Bauelemente so zerlegbar hergestellt werden, daß sie leicht transportabel und montierbar sind. Viele Konstruktionselemente und -Gedanken, ebenso wie manche Erfahrungen mit den Baustoffen sind mit gutem Erfolg nicht nur auf die Baumaschinen, sondern auch auf den Hoch- und Ingenieurbau übertragbar. Schon zeigen ja die Stahlbauhäuser der MAN und die Montagehäuser von Messerschmidt, wie sich scheinbar fremde Gebiete gerade im Wohnungsbau mit Erfolg berühren. Wenn hier ein Forum zum Gedankenaustausch der durch die Fakultäten-Gliederung der Hochschulen getrennten Schaffensrichtungen entstehen würde, so könnte sich das für den Wiederaufbau nur fruchtbringend auswirken.

Dr. G. Garbotz, Berlin.

Risch, Curt, Dr.-Ing., o. Prof. an der Techn. Hochschule Hannover, Erdbau Teil I. (Bücher der Technik, Herausgeber: Dr.-Ing. A. Kuhlenkamp), 2. Auflage, 79 Seiten, DIN A 5 mit 77 Abb. Wolfenbüttel, Wissenschaftl. Verlagsanstalt K. G. Hannover in Gemeinschaft mit Wolfenbütteler Verlagsanstalt G. m. b. H., 1949, Preis geh. DMark 3,60.

Im Vorwort wird ausgesprochen, daß es darauf ankommt, dem Studierenden die wissenschaftliche Durchdringung des Erfahrungsstoffes nahezubringen und ihn im übrigen auf einschlägige Taschen- und Handbücher zu verweisen. Die Arbeit enthält gleichwohl so mannigfaltige in übersichtlichen Tafeln dargestellte Zahlenwerte, daß man im allgemeinen kaum zu jenen Quellen wird greifen müssen.

Im ersten Hauptteil werden — dem Arbeitsprozeß entsprechend — die vorbereitenden Arbeiten, die Bodengewinnung, die Bodenförderung und der Arbeitsbetrieb am Abladeort behandelt, während der zweite Teil der Kostenberechnung gewidmet ist. Die Bodenuntersuchung nach geologischen und gewinnungstechnischen Gesichtspunkten geht der Gewinnung voran, die nach Hand- und Maschinenarbeit — letztere durch Skizzen erläutert — unterschieden wird. Ausführliche Tafeln mit Abmessungen, Leistungswerten, Gewichten, Energiebedarf, Unterhaltungssätzen sowie Preisen dienen der späteren Veranschlagung. Durch Abbildungen wird der Arbeitsbetrieb am Gewinnungsort veranschaulicht. — Die Bodenförderung wird als fahrdynamische und fahrplantechnische Aufgabe entwickelt. Die Förderarten werden einzeln abgehandelt: Schubkarren, Pferdekippkarren und Gleisfahrzeuge mit menschlicher und maschineller Antriebskraft, neuzeitliche geländegängige Fahrzeuge. Es folgt die Darstellung der verschiedenen Arten der Dammschüttung.

Besonders wertvoll ist die Ableitung der Kostenberechnung mit der aus dem Arbeitsgang hervorgehenden Zerlegung in die Kostenanteile. Hier werden ausführliche Tafeln, u. a. für die Verzinsung und Abschreibung der Geräte, für den Bedarf an menschlicher und maschineller Arbeit und sonstigen Stoffbedarf vermittelt. Auch die allgemeinen Baukosten und die Geschäftskosten sowie das Wagnis werden berücksichtigt, so daß der Leser hier vorzüglich in die Kalkulation eingeführt wird und auch Verständnis gewinnt für eine sinnvolle Gliederung der Preisangebote.

Die knapp und klar gehaltene Arbeit mit Schrifttum- und Sachverzeichnis ist ein vorzügliches Werkzeug für den Studierenden, überdies auch für den schaffenden Bauingenieur aller Grade.

E. Reuleaux, Darmstadt.

Bautagung aller vier Zonen in Karlsruhe

Die in Heft 4 dieser Zeitschrift angekündigte Bautagung, verbunden mit der Bauausstellung „Neues Bauen“ muß auf Wunsch vieler Aussteller auf den 15.—17. August 1949 verlegt werden. Eröffnungstermin: 15. August 1949.

Der Leiter des Instituts für Wiederaufbautechnik
an der Technischen Hochschule Karlsruhe

Die Statik im Stahlbetonbau. Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik. Von Dr.-Ing. Kurt Beyer, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite, vollständig neubearbeitete Auflage. Berichtigter Neudruck. Mit 1372 Abbildungen im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. XII. 804 Seiten, 1948. Gebunden DMark 66.—

Statik der Tragwerke. Von Dr.-Ing. habil. Walther Kaufmann, o. Professor an der Technischen Hochschule zu München. Dritte, ergänzte und verbesserte Auflage. (Handbibliothek für Bauingenieure. Begründet von Robert Otzen. IV. Teil, 1. Band). Mit 364 Abbildungen. VIII, 314 Seiten. 1949. DMark 25.50

Das Cross-Verfahren. Die Berechnung biege-fester Tragwerke nach der Methode des Momentenausgleichs. Von Dr.-Ing. Johannes Johansson. Mit 18 Zahlenbeispielen und 137 Abbildungen. VI, 123 Seiten. 1948. DMark 14.40

Die Methoden der Rahmenstatik. Aufbau, Zusammenfassung und Kritik. Von Dr.-Ing. habil. Otto Luetkens. Mit 38 Abbildungen und 9 Zahlentafeln. VII, 281 Seiten. 1949. DMark 33.—; Ganzleinen DMark 36.—

Stabilitätsprobleme der Elastostatik. Von Professor Dr. A. Pflüger, Hannover. Mit etwa 205 Abbildungen. Etwa 380 Seiten. Erscheint im Herbst 1949. Etwa DMark 40.—; gebunden etwa DMark 43.—

Technische Statik. Ein Lehrbuch zur Einführung ins technische Denken. Von Dipl.-Ing. D. Dr. phil. Wilhelm Schlink, Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt. Unter Mitarbeit von Dr.-Ing. habil. Heinrich Dietz, Dozent an der Technischen Hochschule Darmstadt. Vierte und fünfte Auflage. Mit 511 Abbildungen im Text. X, 431 Seiten. 1948. DMark 27.60

Einführung in die Technische Mechanik. Nach Vorlesungen von Dr.-Ing. habil. Walther Kaufmann, ord. Professor der Mechanik an der Technischen Hochschule zu München. Erster Band: Statik starrer Körper. Mit 211 Abbildungen. Etwa 200 Seiten. Etwa DMark 18.—

SPRINGER-VERLAG / BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

Lichtpausanlagen und Reparaturen,
Ersatzteile

Zeichentische, Zeichenmaschinen und
Zeichenschränke

Vermessungs-Instrumente und Bedarf

zum Teil ab Lager liefern wieder

P. Schmidt & Co. Nachf.

Berlin-Pankow, Berliner Straße 92 Telegrammwort: Smikompa



DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(1) Berlin-Nikolassee, Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9;
Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule

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

Schriftleitung
„DER BAUINGENIEUR“,
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(1) Berlin-Nikolassee,
Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt jede Buchhandlung entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

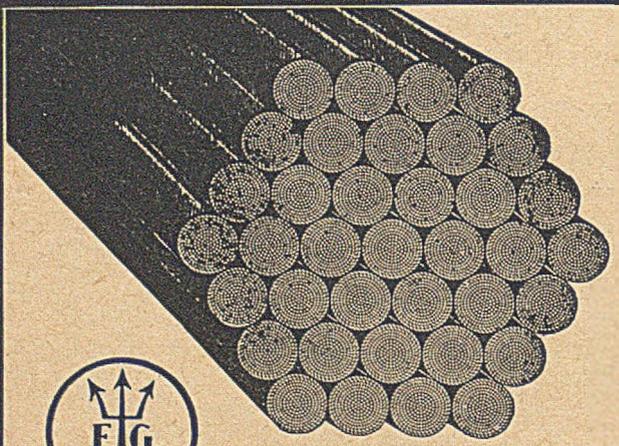
Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Fernsprecher: 91 29 37) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

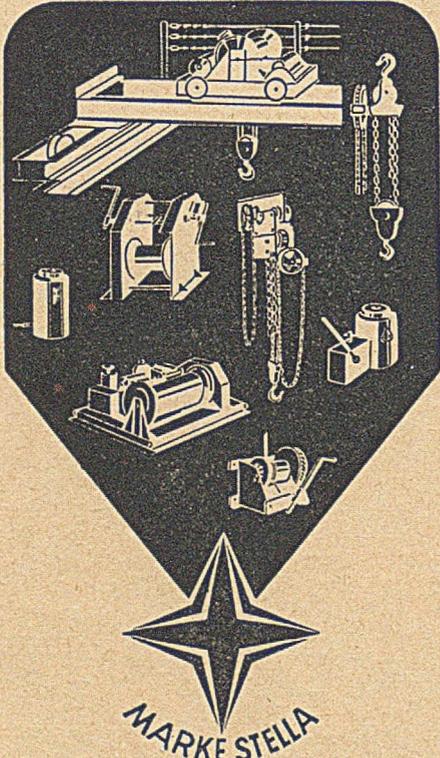
Heidelberg
Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

Berlin-Charlottenburg 2
Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.



TRAGSEILE FÜR HÄNGEBRÜCKEN
SEILE FÜR SPANNBETON
(bisher bis 104^m/m Ø geliefert)
flache, tordierte NEPTUN-
Stahlsaitenbeton-Drähte
mit höchster Haftfähigkeit (DRGM.)
Gerüstketten / Baustifte

FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN UND STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM



HEBEZEUGE UND FÖRDERMITTEL
G.M.B.H.
DUSSELDORF-OBERKASSEL-HANSA ALLEE 255

1012