

Alle Rechte vorbehalten.

## Neuere Ausführungen von Holzrohrleitungen.

Von Dr.-Ing. Fritz Maier, Karlsruhe-Mittweida.

Der Holzrohrleitungsbau ist in Deutschland eigentlich erst durch die Not der Inflationszeit in Aufnahme gekommen. Vorher fand das Holz als Rohrbaustoff nur in den Ländern Verwendung, die entweder durch Mangel an Eisen (Norwegen), durch Größe der Entfernungen und schlechte Transportmöglichkeiten (Nordamerika) zwangsweise mehr auf die Herstellung von Holzrohren angewiesen waren.

Es darf nicht wundernehmen, daß bei einer so plötzlichen Aufnahme einer neuen Rohrkonstruktion, ohne Erfahrung in der Fabrikation wie auch in der Verlegung, zuerst Fehlschläge eintraten, die aus durchsichtigen Gründen benutzt wurden, um diese neue Rohrbauf orm gleich bei ihrem Aufkommen in schlechten Ruf zu bringen. Tatsächlich jedoch ohne Grund. Mit der zunehmenden größeren Erfahrung und durch systematische Versuche

besitzt als eigentlichen Kraftspeicher ein rd. 130 000 m<sup>3</sup> fassendes Becken, mit einem Gefälle von 113 bis 116 m. Dieses für sächsische Verhältnisse ansehnliche Gefälle konnte nur erreicht werden durch Überwindung einer wagerechten Länge von 2100 m durch eine ungedämpfte Rohrleitung, da die Möglichkeit zur Erstellung eines Wasserschlosses nicht vorhanden war. Die Rohrleitung wurde deshalb nicht nur in hydraulischer, sondern auch in finanzieller Beziehung zum maßgebenden Teil der Anlage, so daß gerade hier, ohne Preisgabe der Sicherheit, die wohlfeilste Konstruktion gewählt werden mußte. Mit Rücksicht auf die bisherigen Erfahrungen wurden bei der Angebots einholung auch solche auf Holzrohre zugelassen, allerdings unter sehr scharfen Bedingungen hinsichtlich der Holzqualität, Bearbeitung und Montage.

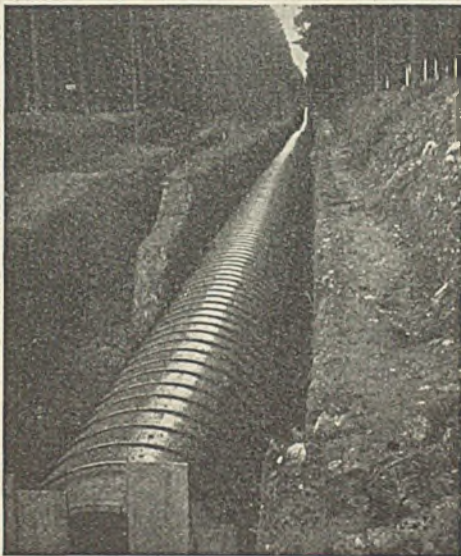


Abb. 1. Holzverkleidung Mittweida, oberer Teil.

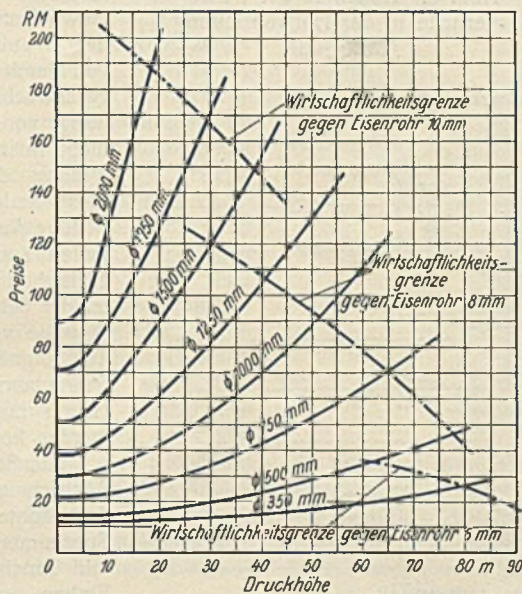


Abb. 3. Kostenkurven für Holzrohre.

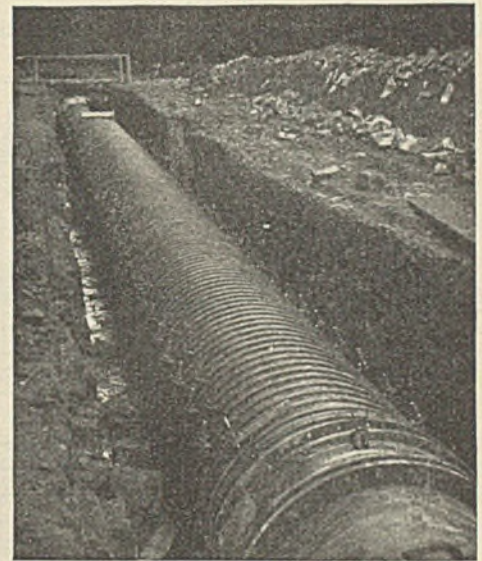


Abb. 2. Holzverkleidung Mittweida, unterer Teil mit Anschluß an die Eisenrohrleitung.

ist man auch bei uns in den Stand gesetzt, wirtschaftliche Rohrleitungen in Holzbauweise herzustellen, die als durchaus einwandfrei zu bezeichnen sind und allen Ansprüchen genügen. Von besonderer Wichtigkeit zur Erreichung dieses Zieles ist eine ausreichende Erfahrung in der Auswahl des Holzes und in dessen Behandlung bei der Montage der Leitungen, von der die einwandfreie Dichtigkeit viel mehr abhängt, als man von vornherein anzunehmen geneigt ist.

In dieser Hinsicht unterscheidet sich der Holzrohrbau in Deutschland vollständig von dem in Amerika. Dort kommen bei dem Reichtum des Landes an harzreichen schweren Nadelhölzern und an Harthölzern fast ausschließlich solche zur Verwendung. Diese Hölzer besitzen, was für die Montage wichtig ist, ein viel geringeres Schwind- und Quellmaß. Bei deutschen Verhältnissen dagegen kommt in der Hauptsache Fichten- oder Weißtannenholz zur Verwendung, das hinsichtlich der Austrocknung vor der Bearbeitung zur fertigen Daube und bei der Montage viel mehr Sorgfalt und Erfahrung erfordert, wenn eine einwandfreie dichte Leitung erzielt werden soll. Im allgemeinen sind, richtige Behandlung vorausgesetzt, die beiden Holzarten für einen weiten Bereich der Verwendung vollkommen ausreichend. Für Sonderfälle, besonders bei hohen Drücken und verhältnismäßig kleinen Durchmessern, stehen auch bei uns in der Lärche, der polnischen Stammkiefer und Eiche Hölzer zur Verfügung, die den Anforderungen hinsichtlich Festigkeit und Dichtigkeit, auch bei hohen äußeren Beanspruchungen, zu genügen imstande sind.

Der Verfasser hat bei seinen Kraftwerkbauten in letzter Zeit eine Anzahl von Holzrohrleitungen vorgesehen, von denen zwei fertiggestellt sind und gerade jetzt in Betrieb genommen werden.

Von Belang dürfte hierbei die beim Bau der Wasserkraftspeicheranlage in Mittweida (Sachsen) verlegte Holzrohrleitung sein. Diese Wasserkraftspeicheranlage, die zur Abfallstromausnutzung eines Laufwerkes an der Zschopau und insbesondere zur Erzeugung von Spitzenstrom dient,

Gelegentlich dieser vergleichenden Untersuchungen über das Preisverhältnis von Holzrohren wurden die Holzrohrpreise kurvenmäßig für die hauptsächlichsten Durchmesser zusammengestellt und der Wirtschaftlichkeitsbereich durch die Feststellung der entsprechenden Eisenrohrpreise, für fertig verlegte Leitungen einschl. der Gründung, von 6, 8, 10 mm Blechstärke ermittelt. Hierbei sind Holzrohre bis 500 mm ausschließlich als maschinengewickelte Rohre vorgesehen, alle größeren Durchmesser als Daubenrohre in kontinuierlicher Bauweise in der weiter unten näher beschriebenen Form. Die Preise entsprechen den im Jahre 1926/27 gültigen Preisen für Holz und Eisen und gelten hinsichtlich der Antransportverhältnisse für Baustellen, die mit schweren Fuhrwerken, bei einer mittleren Transportlänge von 3 km, leicht erreichbar sind. Für schwierigen Antransport, schlechte Straßen und sonstige Erschwernisse verschieben sich die Verhältnisse besonders bei größeren Durchmessern zu Ungunsten der eisernen Rohre. Unberücksichtigt ist weiter die um etwa 10% größere Leistung der Holzrohre infolge ihrer größeren Glätte gegenüber den Eisenrohren.

Hierbei ergibt sich für diese Verhältnisse der Wasserkraftspeicheranlage Mittweida eine Preisgleiche für eine Druckhöhe von rd. 41 m. Beim Preisvergleich spielte außer der reinen kostenmäßigen Gegenüberstellung der Einheitspreise die wirtschaftliche Wertung der Perfiltrationsverluste eine Rolle, die mangels genügender Messungen, als unsicherer Faktor, um so vorsichtiger zu bemessen waren.

Bei den Gefällverhältnissen der Anlage waren unter entsprechenden Wirkungsgraden der maschinellen Anlage der Energieinhalt jedes geförderten m<sup>3</sup> = 0,30 kWh, wobei die kWh nach den Stromgestehungskosten der Anlage mit 5 Pf. in Ansatz zu bringen war. Ein sekundlicher Verlust von 1 l in der Leitung entsprach demnach einem jährlichen Energieabmangel von rd. 9000 kWh = 450 R.-M., was bei 8% Verzinsung einem Kapitalbetrag von 5600 R.-M. entspricht, der beim wirtschaftlichen Vergleich dem Preise der Holzrohrleitung zuzuschlagen war.

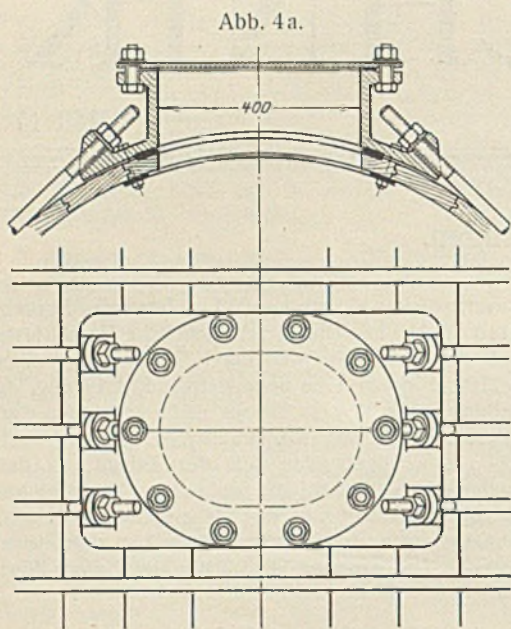


Abb. 4a, b u. c. Ausbildung der Mannlochdeckel.

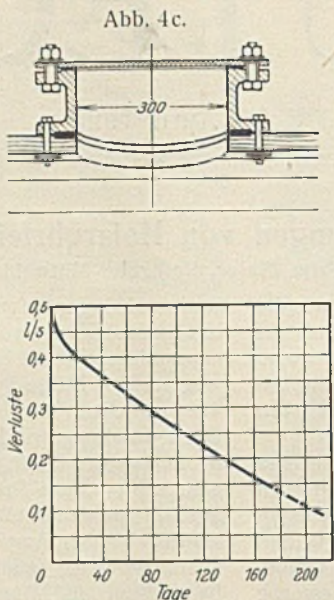


Abb. 6. Abnahme der Wasserverluste in der Holzrohrleitung Mittweida.

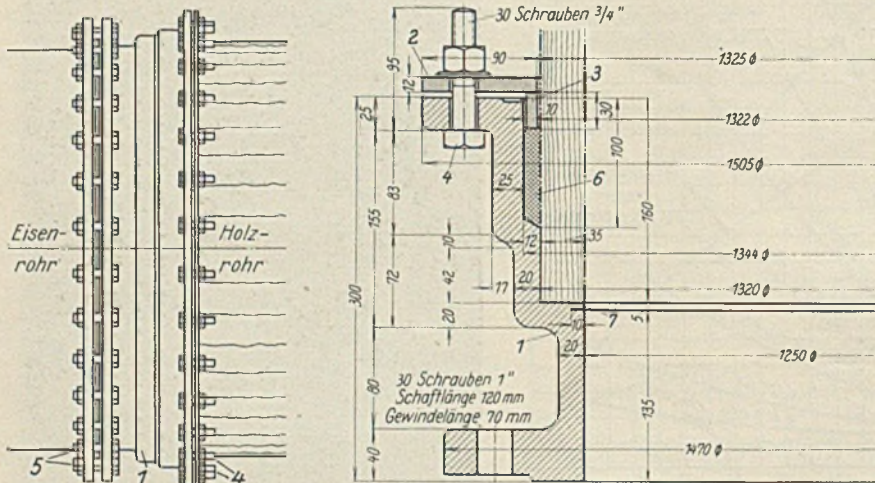


Abb. 5a u. b. Übergangsmuffen zum Anschluß an die Eisenrohrleitung.

Unter der Annahme, daß der Wasserverlust reichlich bemessen 1 l für 1 lfd. km beträgt, wäre demnach für 1 lfd. m Holzrohrleitung, für den rechnermäßigen Energieausfall 5,60 R.-M. lfd. m zuzuschlagen. Mit Rücksicht auf diese Erwägung wie auch auf die Verhältnisse des Längensprofils wurde die Holzrohrleitung nur bis zu einer Druckhöhe von 31,40 m beim Vollausbau, oder 29,40 m bei dem jetzigen Ausbau, vorgesehen und der Firma Steinbeis & Consorten, Rosenheim, zur Herstellung übertragen.

Die Konstruktion dieser Holzrohrleitung ist aus den Abbildungen ersichtlich. Die Holzstärke, die ursprünglich von der ausführenden Firma

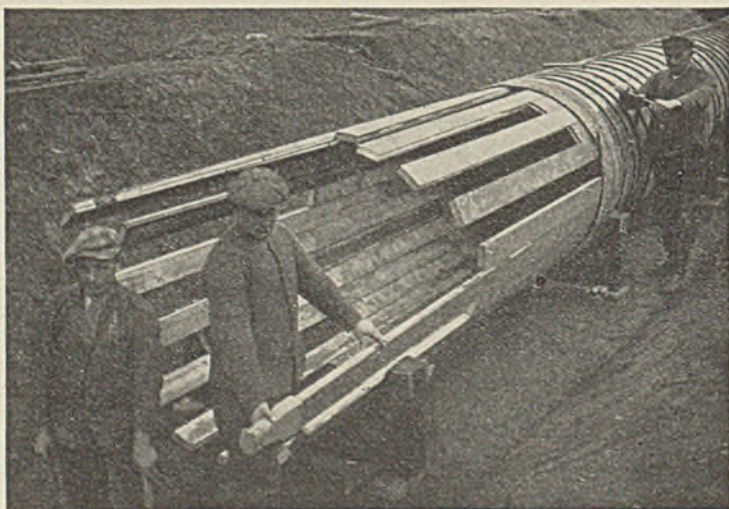


Abb. 7. Vorstrecken des Holzrohres auf Sätteln.

auf 38 mm festgelegt war, wurde auf Veranlassung des Verfassers auf 50 mm erhöht, um die Kreissteifigkeit des Rohres, das unter sehr geringer Überdeckung liegt, zu erhöhen.

Die Fugendichtung der Dauben geschieht nach einer der Firma geschützten Konstruktion mit einer Feder, die an der Grundfläche breiter ist als an der Nut, so daß sie beim Schließen der Spannschlösser ineinandergreift wird, während trotzdem das Montieren der Dauben verhältnismäßig leicht und ohne Rückspringen der Nachbardauben von statten geht.

Die Kopfstoßdichtung, die besonders oft zu Undichtigkeiten Anlaß gab, sieht außer einem verzinkten Blechdübel die Einbringung einer Magnesitdichtungsmasse vor und erhält zum Schutz gegen äußere Einflüsse, die sich an dieser Stelle am ehesten bemerkbar machen, an der Außenseite des Stoßes Kupferstreifen aufgenagelt.

Als Ringbewehrung wurden Rundeisen von 16, 19 und 25 mm Durchm. mit einem größten Abstände an den oberen Rohrpartien von 25 cm verwendet, bei denen einerseits eine Nase angeschellt, andererseits Gewinde aufgeschnitten war.

Obwohl die Ausbildung der Spannrings in dieser Form zu Beanstandungen keinen Anlaß gab, so befriedigt sie in wirtschaftlicher Beziehung doch recht wenig, da durch das Gewindeschneiden der Spannrings gerade an der Stelle, an der er außer Zugbeanspruchung noch Torsionsbeanspruchungen durch das Zuziehen der Schrauben erleidet, am meisten geschwächt wird. Wenn die Unsicherheit in der Verwendung von Anschweißenden auch bisher ihre Benutzung nicht ratsam erscheinen ließ, so dürften durch die Durchbildung der maschinellen elektrischen Stumpfschweißung diese Bedenken gegenstandslos geworden sein. Durch die richtige Ausbildung der Spannrings mit verstärkten Schraubenden kann sicherlich noch an Material gespart und die Sicherheit erhöht werden, ohne daß bei diesem Verfahren an der Schweißstelle eine Schwächung eintritt.

Die verhältnismäßig leichten Spannschlösser waren aus Temperguß hergestellt und so vorgesehen, daß einerseits Schraubenverbindung, auf der anderen Seite angeschellter Haken für die Verbindung mit dem Spannrings verwendet werden konnte.

Als Schutzanstriche wurde für die Holzdauben doppelter Anstrich mit Imprägnieröl auf dem Lieferwerk und nach der Montage doppelter Anstrich der fertigen Leitung mit Spezialinertol verwendet. Sämtliche Eisenteile wurden mit Tauchlack angeliefert. Die Ringe wurden vor dem Einbau nochmals mit Inertol gestrichen, um dann beim Anstrich der gesamten Leitung noch zwei weitere Anstriche zu erhalten.

Die Leitung wurde in 65 Arbeitstagen, in der Zeit vom Oktober bis Dezember 1927, zum Teil bei sehr schlechtem Wetter, montiert.

Um die Leitung, die zeitweise unten und oben dem Durchzug austrocknender Luft ausgesetzt gewesen wäre, im Frühjahr nicht austrocknen zu lassen, wurde sie am unteren Ende abgefianscht und mit Wasser gefüllt, um von dann an, soweit es der Fortschritt des Rohrleitungsbaues erlaubte, dauernd unter Wasser gehalten zu werden. Nach einer einmaligen Entleerung, die durch den Anschluß weiterer Rohrleitungsteile notwendig war, wurden dann die Sickerverluste mittels eines am oberen Ende aufgesetzten Standrohres genau gemessen. Hierbei ergaben sich für die gesamte 735 m lange Holzrohrleitung mit einer Innenfläche von 2900 m<sup>2</sup> folgende Verlustwerte nach 14 tägiger Quelldauer:

|        |                                       |
|--------|---------------------------------------|
| 1 Tag  | 0,495 l/sek. = 0,170 g/m <sup>2</sup> |
| 6 Tage | 0,445 " = 0,155 "                     |
| 28 "   | 0,385 " = 0,130 "                     |
| 133 "  | 0,205 " = 0,069 "                     |

Diese Ergebnisse haben die ursprünglichen Erwartungen weit übertraffen; während mit einem Verlust von 0,73 l/sek. auf eine Holzrohrlänge von 730 m gerechnet worden war, betrug der Verlust nach 4 Monaten nur weniger als den dritten Teil der angenommenen Menge. Verbindet man die gemessenen Punkte miteinander, so erweist sich die Abnahme der Verluste annähernd als eine Gerade. Wenn auch mit einem völlig geradlinigen Weiterverlauf der Verlustabnahme nicht gerechnet werden darf, da ein Teil der Verluste nicht in technischen Undichtigkeiten, sondern in der physikalisch begründeten Perfiltration durch das Holzgewebe begründet ist, so läßt sich doch sagen, daß nach einem einjährigen Betriebe die Verluste nicht mehr als 0,10 bis 0,15 l/sek. betragen werden, die dann langsamer auf Grund zunehmender Verkieselung der Holzfasern ganz verschwinden werden.

Dieses Ergebnis ist unbedingt als ein Erfolg anzusprechen, der nur durch sachgemäße Arbeit, Montage und verständnisvolle Behandlung nach

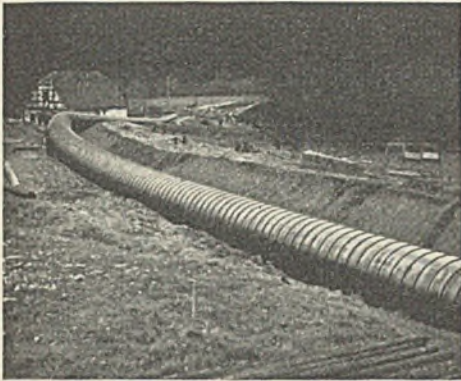


Abb. 8. Holzrohrleitung Mylau i. V. Oberer Teil.

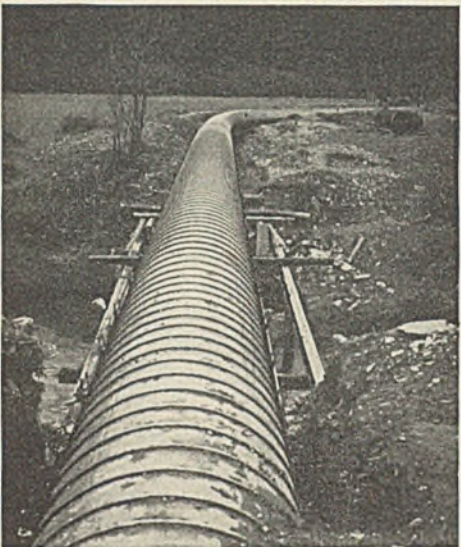


Abb. 9. Holzrohrleitung Mylau i. V. Göltzschüberführung und unterer Teil.

der Montage, wie auch durch geeignete strenge Materialauswahl, erzielt wurde. Bei gut verlegten Leitungen darf also der wirtschaftliche Einfluß des Wasserverlustes schon nach kurzer Betriebszeit vernachlässigt werden.

Eine weitere Holzrohrleitung und ein Gerinne wurden vom Verfasser gelegentlich eines Baues eines kleinen Kraftwerkes für die Stadt Mylau i. V. durchgeführt. Das Kraftwerk ist ein Laufwerk an der Göltzsch mit 12,30 m Gefälle und einer Nutzwassermenge von 1,90 m<sup>3</sup>/Sek., das als erstes Kraftwerk vollständig bedienungslos und auf 5 km Entfernung fernsteuerbar eingerichtet ist.

Im Gegensatz zu der Mittweidaer Rohrleitung ist hier die Rohrleitung oberirdisch auf Rohrsätteln mit Betonfundamenten (vergl. Abb. 7) verlegt. Ihr Durchmesser ist ebenfalls 1,25 m. Bei den verhältnismäßig geringen Druckhöhen war hier aus rein wirtschaftlichen Gründen die Holzrohrleitung jeder anderen Rohrleitungsform sehr stark überlegen. Maßgebend war außerdem die Erfahrung, die man früher mit einer an derselben Anlage

verlegten Eisenrohrleitung gemacht hat. Diese zeigte in ihrem Innern, infolge des starken Eisengehaltes des Göltzschwassers, knollenförmige Verkrustungen, die bis zu 2 cm stark waren und die Leistungsfähigkeit der Rohrleitung erheblich herabminderten.

Die konstruktiven Einzelheiten der Rohrleitung sind dieselben wie bei der ersten Rohrleitung, lediglich die Stärke der Dauben ist mit Rücksicht auf den geringeren Druck und die Möglichkeit der Bildung von Schwindrissen infolge der Sonnenbestrahlung geringer gewählt. Die Einzelheiten der Bewehrung sind ebenfalls gleich mit der einzigen Maßgabe, daß die Spannungsschlösser nicht getempert, sondern aus gewöhnlichem Grauguß hergestellt wurden, was bei der geringen Beanspruchung als genügend erachtet wurde.

Außer der Rohrleitung ergab sich an dem rd. 1,10 km langen Oberkanal der Anlage die Notwendigkeit, einen Seitenbach unter dem Werkkanal hindurchzuführen und das hierfür erforderliche Bauwerk gleichzeitig

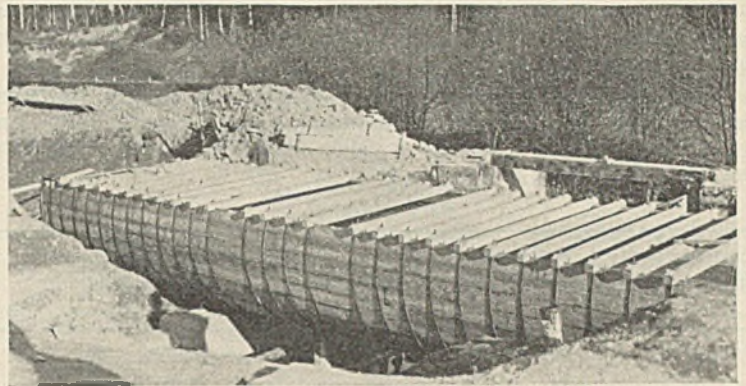


Abb. 10. Holzgerinne im Oberkanal der Wasserkraftanlage Mylau i. V.

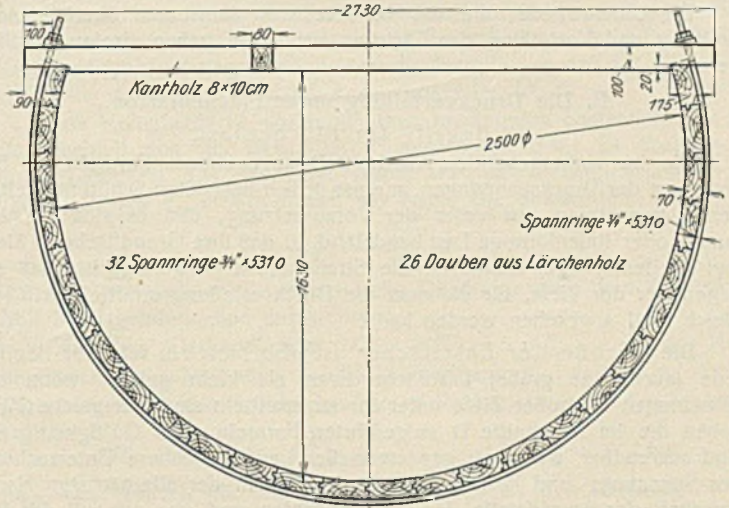


Abb. 11. Querschnitt des Holzgerinnes im Oberkanal der Wasserkraftanlage Mylau i. V.

als Übereich und als Grundablaß für die Entleerung des Kanals zu benutzen. Auch hier konnte durch die Verwendung eines freitragenden Kanalgerinnes in Halbkreisform an Kosten und Konstruktionshöhe erheblich gespart werden, so daß sich der Verfasser auch hier zur Aufstellung einer Holzkonstruktion entschloß (s. Abb. 8 bis 11)

Das Gerinne hat einen Durchmesser von 2,50 m bei einer Höhe von 1,65 m. Es überbrückt bei einer gesamten Länge von 11,40 m den eigentlichen Flußlauf mit einer Spannweite von 4,60 m. Das eigentliche Bauwerk ist auf seiner ganzen Länge als Übereich ausgebildet, so daß es möglich ist, jegliche Schwallung im Kanal mit sehr geringer Überlaufhöhe vollständig zu beseitigen. Ein Entleerungsschieber dient zur Entlastung des Kanals zu Reinigungszwecken.

Die Holzkonstruktion des Kanals besteht aus 7 cm starkem steyrischem Blutlärchenholz, um auch gegenüber den wechselnden Wasserständen eine möglichst hohe Lebensdauer zu erzielen. Sämtliche Eisenteile sind mit Asphaltlack und Inertol, die Spannbalken durch Kyanisierung gegen atmosphärische Einflüsse geschützt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Druckverteilung im Baugrunde.

### II. Rechnerische Verfahren zu ihrer Ermittlung auf Grund neuerer Versuchsergebnisse.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa., und Regierungsbauführer Dr.-Ing. A. Scheidig, Langenhessen, Pl.

(Schluß aus Heft 15).

d) Boussinesq (Melan) oder Strohschneider (Kögler)?

Über die Frage, ob man nach Gl. 1 und 2 oder nach Gl. 4 und 5 zu rechnen hat, ist im vorstehenden schon das Erforderliche gesagt und sind Anhaltspunkte für die Entscheidung gegeben worden. Hier sei nur über die zahlenmäßigen Ergebnisse der Formeln vergleichend noch folgendes gesagt: Die Gl. 1 und 2 ergeben kleinere Mittendrücke als 4, da nach den Annahmen von Boussinesq die Druckverteilung bis ins Unendliche geht. Nach den Gl. 4 und 5 ist die Kurve der Druckverteilung steiler; die Drücke fallen von einem verhältnismäßig großen Mittendruck schnell bis auf Null ab. Will man also bei der Rechnung sicher gehen, so wird man, wenn es sich um die Ermittlung von Mittendrücken handelt, die Gl. 4 und 5, wenn es sich um Drücke in größerer Entfernung von der Mittenachse der Last handelt, die Gl. 1 und 2 verwenden. Natürlich stehen die so berechneten Werte in keinem Zusammenhang, da sie eben nach verschiedenen Gleichungen gefunden

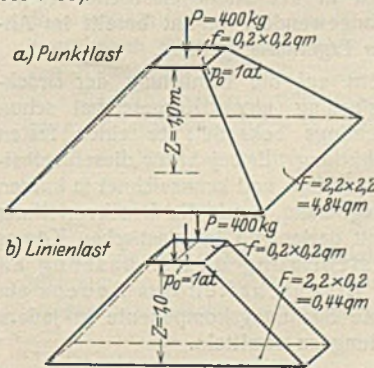


Abb. 31a. Zwei Zahlenbeispiele.

worden sind; die Gesamtsumme der Drücke kann in diesem Falle nicht gleich der Last  $P$  sein. Das ist wohl zu beachten!

e) Zahlenbeispiel. Es ist nicht uninteressant, die Gl. 1 bis 5 auf die in Abb. 31a dargestellten beiden Fälle anzuwenden.

a) Punktlast: Sohlfläche der Last  $0,2 \times 0,2 \text{ m}^2$ , Sohlflächen-druck  $p_0 = 1 \text{ at}$ ,  $P = 400 \text{ kg}$ . Da Punktlast, Ausbreitung und Verteilung des Druckes nach beiden Seiten und nach vorn und hinten.

b) Linienlast: Zahlen wie vor.

Da Linienlast, Ausbreitung und Verteilung des Druckes nur nach beiden Seiten, nicht nach vorn und hinten zu, weil dort der gleiche Belastungs- und Spannungszustand.

Ermittlung der Spannungen in einer Tiefe  $z = 1,0$  m unter Sohlfläche der Last nach der elementaren Rechnung  $p = P:F$ , vergl. Abb. 31a, und nach den Gl. 1 und 2 sowie 4 und 5. Diese Werte in der Mittenachse der Last. Ergebnisse in der

Zahlentafel 2.

| Spannungen in 1 m Tiefe unter $p_0 = 1$ at | Elementar $p = P:F$    |                        | Nach Boussinesq und Melan |      | Nach Strohschneider und Kögler |                        |                        |      |
|--|------------------------|------------------------|---------------------------|------|--------------------------------|------------------------|------------------------|------|
|  | $\varphi_0 = 45^\circ$ | $\varphi_0 = 60^\circ$ |                           |      | $\varphi_0 = 45^\circ$         | $\varphi_0 = 60^\circ$ | $\varphi_0 = 90^\circ$ |      |
| Punktlast. . .                             | 83                     | 30                     | Gl. 1                     | 191  | Gl. 4                          | 652                    | 384                    | 191  |
| Linienlast . .                             | 909                    | 547                    | Gl. 2                     | 1272 | Gl. 5                          | 2550                   | 1920                   | 1272 |
|  | kg/m <sup>2</sup>      |                        | kg/m <sup>2</sup>         |      | kg/m <sup>2</sup>              |                        |                        |      |

Die Unterschiede, die die verschiedenen Annahmen über die Ausbreitung und Verteilung des Druckes zur Folge haben, treten deutlich hervor.

E. Die Druckverteilung unter Flächenlasten.

a) Begriff der Flächenlast.

Die im vorhergehenden Abschnitt D angegebenen Formeln zur Berechnung der Druckspannungen in einer örtlich belasteten Schüttung gelten genau genommen nur unter der Voraussetzung, daß es sich um eine punkt- oder linienförmige Last handelt, d. h. daß ihre Grundfläche so klein (bei streifenförmiger Lastfläche die Streifenbreite so gering) ist, daß sie gegenüber der Tiefe, für die man die Druckverteilung ermitteln will, als gleich Null angesehen werden kann.

Die „Größe der Lastfläche“ ist also stets ein relativer Begriff; jede (auch eine große) Lastfläche kann als klein gelten, wenn die Spannungen in großer Tiefe unter ihr zu ermitteln sind; für solche Fälle haben die im Abschnitte D aufgeführten Formeln stets Gültigkeit. Sie sind anwendbar, wenn wir gewissermaßen „auf die nähere Untersuchung des Spannungs- und Formänderungszustandes in der allernächsten Nachbarschaft der Angriffsstelle der Last verzichten und uns nur mit der Beanspruchung jener Stellen beschäftigen wollen, deren Abstand von der Angriffsstelle erheblich größer ist als die Abmessungen der kleinen Fläche, über die sich die Last  $P$  verteilt.“<sup>28)</sup>

Ein genauer Anhalt darüber, ob man eine Last als „Punktlast“ auffassen darf oder ob man sie als „Flächenlast“ rechnen muß, läßt sich leider nicht geben. Es hängt das natürlich auch stark von der angestrebten Genauigkeit ab. Nach unseren Versuchen und deren Nachrechnung kann man etwa sagen, daß für praktische Zwecke die Tiefe  $t_f$ , von der abwärts man nach den Formeln für Punktlasten rechnen darf, etwa gleich dem 3fachen Durchmesser einer Kreisbelastungsfläche oder gleich der 3fachen Breite eines Streifens ist:

$$t_f > 3d: \text{Punktlast} \quad t_f < 3d: \text{Flächenlast.}$$

Oberhalb der Tiefe  $t_f$  gelten also die Formeln in Abschnitt D nicht mehr; man muß dann, wenn man etwas genauer rechnen will, eines der nachstehend besprochenen Verfahren für „Flächenlasten“ anwenden.

Auch in diesem Falle ist natürlich noch die Entscheidung gemäß Abschnitt D, d zu treffen; alles hierzu Erforderliche ist dort gesagt.

b) Verfahren der Superposition.

Der grundlegende Gedankengang zur Entwicklung eines Verfahrens, um den Einfluß einer „Flächenlast“ auf die Druckverteilung in einer Schüttung rechnerisch zu erfassen, ist derjenige der Zerlegung der Flächenlast in eine Anzahl von „Punktlasten“, Ermittlung der Spannungen infolge dieser und Summation der Spannungen unter der Annahme, daß die Spannungen sich superponieren, d. h. sich algebraisch addieren. Dieser Gedankengang wird in der Statik elastischer Körper und in der Festigkeitslehre überall angewendet, er hat bereits im Abschnitt B mehrfach zur Herleitung der Ergebnisse gedient.

Die Anwendung dieses Verfahrens auf die Ermittlung der Druckspannungen unter der örtlichen Belastung eines Körpers hat schon A. Föppl<sup>29)</sup> ins Auge gefaßt; allerdings behandelt er einen festen elastischen Körper, nicht aber eine Schüttung. Er bejaht für diesen selbstverständlich die Zulässigkeit der Superposition und kennzeichnet in kurzen Strichen den Rechnungsgang. Es liegt nahe, auch die Druckverteilung unter Flächenlasten in Schüttungen mit derjenigen im elastischen Körper zu vergleichen und durch Berücksichtigung und Anpassung an die besonderen physikalischen Eigenschaften des Bodens ein Verfahren abzuleiten, um die lotrechte Spannungskomponente in jedem Punkte einer örtlich belasteten Schüttung zu ermitteln.

c) Anwendbarkeit der Superposition auf Schüttungen.

Das von A. Föppl angegebene Superpositionsverfahren gilt streng natürlich nur für elastische Körper, die dem Hookeschen Gesetze gehorchen. Diesem unterliegen aber Schüttungen nicht; oder höchstens in größerer Entfernung von der Last, wo die Berücksichtigung der Flächenlast meistens nicht mehr erforderlich sein wird. In der Strohschneider-Formel und in der unsrigen ist jedoch das abweichende Verhalten einer Schüttung gegenüber einem homogenen Körper berücksichtigt (Grenzwinkel der Druckverteilung infolge Bildung eines Tragkörpers unter der örtlichen Last, den Versuchsergebnissen angepaßte Größe der Mittendrucke usw.), so daß hierdurch der Unterschied zwischen der Wirklichkeit und der rechnerischen Summation auf der Grundlage der Formel 4 geringer sein wird als bei der Annahme rein elastischer Druckverteilung. Außerdem ist auch durch die Versuche der Amerikaner<sup>29)</sup> schon einigermaßen bewiesen, daß die Superposition sich auch im Störungsbereich in Wirklichkeit vollzieht. Im homogenen Bereich steht der Anwendung des Superpositionsgesetzes überhaupt kein Bedenken entgegen. Die Gültigkeit der näherungsweise Annahme der geradlinigen Summation der nach den Formeln 1, 2 oder 4,5 berechneten Spannungsteile wird daher im folgenden als zu Recht bestehend vorausgesetzt. Man muß diese Annahme machen, um überhaupt rechnen zu können.

Aber auch dann sind die Schwierigkeiten noch groß. Sie liegen zu einem Teile auf rein mathematischem Gebiete: Eine Integration sowohl der Last- wie auch der Winkeldifferentiale bietet große Schwierigkeiten. Schon A. Föppl weist in der angeführten Stelle darauf hin, daß selbst unter der Annahme einer gleichförmigen Bodenreaktion die „Ausführung der Integration zu umständlich“ ist. Eine weitere, noch viel größere Schwierigkeit liegt aber darin, daß die Annahme eines gleichmäßig verteilten Sohldruckes unter einer örtlichen Last auf einer Schüttung sich nicht halten läßt. Dadurch stellt sich die Aufgabe in Wirklichkeit noch viel verwickelter dar, so daß die Integrationen unmöglich werden und wir uns mit einer mechanischen Quadratur begnügen müssen, die jedoch in allen praktischen Fällen hinreichend genau sein wird.

d) Die Ermittlung der Spannungsverteilung unter streifenförmigen Flächenlasten nach Terzaghi.

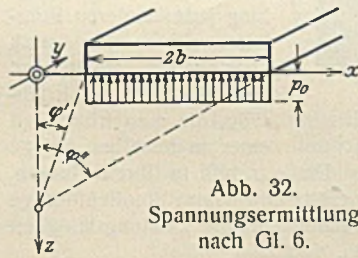


Abb. 32. Spannungsermittlung nach Gl. 6.

Nach dem vorstehenden Gedankengange der Superposition liegt bereits eine Sonderlösung Terzaghis<sup>22)</sup> für Streifenlasten vor. Er trifft die Annahme, daß die Verteilung des Bodendruckes an der Sohlfläche gleichförmig sei. Dann ergeben sich die senkrechten Druckkomponenten mit den Bezeichnungen der Abb. 32 zu

$$(6) \quad \sigma_z = 0,319 p_0 (\sin \varphi' \cos \varphi' + \varphi'') \frac{z}{r} = c_z p_0,$$

wobei  $p_0$  der mittlere Einheitsdruck an der Sohlfläche ist und  $c_z$  nur noch von  $\varphi'$  und  $\varphi''$  abhängt. Die Koeffizienten  $c_z$  sind in der angegebenen Quelle in einer Tabelle für verschiedene Stellen der Schüttung zusammengestellt.

Die Ermittlung der Spannungsverteilung wird auf diese Weise verhältnismäßig einfach. Aber einmal rechnet sie rein elastisch nach Boussinesq, gilt also nicht für den oberen heterogenen Bereich der Schüttung; andererseits stimmt die Annahme der Verteilung des Sohldruckes nicht, wodurch sich weitere erhebliche Abweichungen von der Wirklichkeit ergeben. Für die Tiefen aber, wo diese beiden vereinfachten Annahmen zulässig sind, kann man auch nach Gl. 2 für die Linienlast rechnen, die noch einfacher ist. Großen praktischen Wert dürfte daher die interessante Ableitung Terzaghis nicht besitzen.

e) Die Druckverteilung in der Schüttung unter beliebig begrenzten Flächenlasten bei beliebig verteiltem Sohldrucke unter der Lastfläche.

Im folgenden wird das Verfahren zur Ermittlung des lotrechten Druckes in irgend einem Punkte einer durch eine Flächenlast örtlich beanspruchten Schüttung dargestellt; und zwar kommt dem Gedankengange nach der allgemeinste Fall beliebig begrenzter Flächenlasten und beliebig verteilten Sohldruckes zur Behandlung.

Das Superpositionsverfahren für den allgemeinsten Fall einer beliebig begrenzten Flächenlast ist in Abb. 33 wiedergegeben. Die Berechnung des senkrechten Druckes in einem beliebigen Punkte A oder B einer Schüttung gestaltet sich demnach wie folgt:

1. Zuerst ist festzustellen, ob sich die zu untersuchenden Punkte A und B so nahe an der Last befinden, daß diese nicht mehr als Einzellast

<sup>28)</sup> A. Föppl, Vorlesungen Bd. V, S. 229 bis 235, Leipzig 1907.

<sup>29)</sup> „Die Bautechnik“ 1927, Heft 29, S. 420. Versuche des Am. Track Comm.

betrachtet werden darf (vergl. Abschn. E, a); die zu den Punkten A und B gehörigen Tiefen  $h_A$  und  $h_B$  sind beide kleiner als  $\approx 3d$ , also gelten im Falle des Beispiels der Abb. 33 die Gesetze für Flächenlasten.

2. Sodann ist für die betreffende Bodenart die Grenze zwischen heterogenem und homogenem Bereich (Abschn. A, b und D, c und d) zu wählen (in Abb. 33 strichpunktiert gezeichnet) und außerdem die

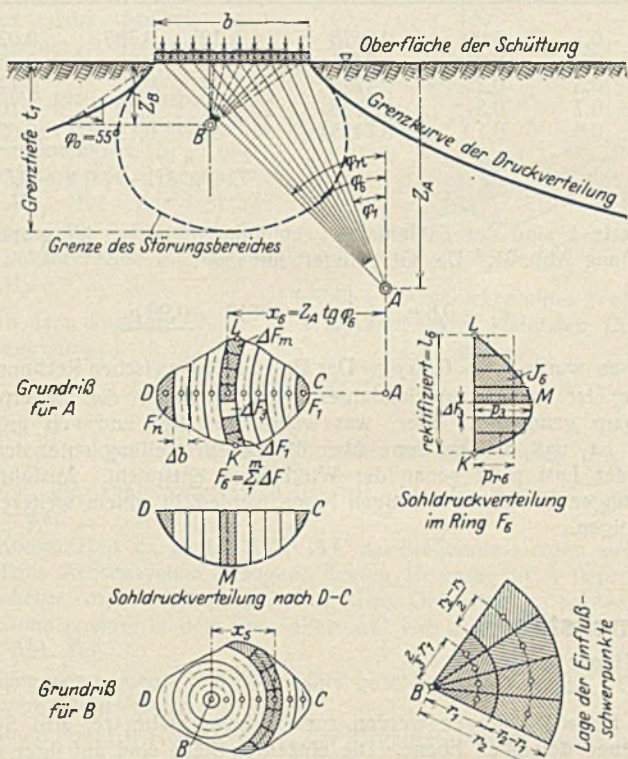


Abb. 33. Schema für die Berechnung der Druckverteilung in Schüttungen unter Flächenlasten.

Gestalt der Grenzcurve der Druckverteilung (Nulldrucklinie, Abschn. D, c) festzulegen; beides ist nach dem in den vorigen Abschnitten Gesagten einfach durchzuführen. Es gelten auf Grund der bisherigen Versuche etwa folgende Werte:

| Lagerungsart <sup>30)</sup> | Grenztiefe $l_1$<br>etwa     | Ausgangsgrenzwinkel<br>an der Oberfläche etwa |
|-----------------------------|------------------------------|---|
| Lockere Lagerung . .        | 2,0 bis 1,2 m                | 35 bis 45°                                    |
| Mitteldichte Lagerung . .   | 1,2 bis 0,9 m                | 45 bis 55°                                    |
| Dichte Lagerung . .         | 0,9 bis 0,5 m<br>und weniger | 55 bis 65°<br>und mehr                        |

Im Falle des gewählten Beispiels (Abb. 33) ist wie bei den Versuchen  $l_1 = 110$  cm,  $\varphi_0 = 40^\circ$  und die weitere Abwandlung nach der Zahlentafel auf S. 447 des ersten Aufsatzes<sup>19)</sup> gewählt worden.

3. Damit ist der zu den Tiefen  $h_A$  und  $h_B$  gehörige Grenzwinkel  $\varphi_0$  der Druckverteilung (des Nulldruckes) festgelegt. In Abb. 33 liegt Punkt B im heterogenen Bereich. Der zugehörige Grenzwinkel beträgt im gewählten Beispiel  $\varphi_0 = 55^\circ$ . Die zum Grenzwinkel  $\varphi_0 = 55^\circ$  gehörigen Werte von  $k$  in der Gl. 4 können aus der Zahlentafel 1 oder aus Abb. 31 unmittelbar für die verschiedenen Winkel  $\varphi = 0$  bis  $\varphi = \varphi_0$  entnommen werden.

Punkt A hat eine Tiefe  $h_A > l_1$ , sein Grenzwinkel ist  $\varphi_0 = 90^\circ$ , für ihn gilt die Formel 1 als Grundlage der Superposition. Die Werte  $k$  der Formel 1 ergeben sich wieder aus der Zahlentafel 1 oder Abb. 31 für  $\varphi_0 = 90^\circ$ . Selbst wenn A sehr weit von der örtlichen Belastung entfernt liegt, erhält er durch sie noch Spannungen; ein Blick auf die Kurve  $\varphi_0 = 90^\circ$  in Abb. 31 lehrt jedoch, daß die Drücke sehr klein werden, wenn  $\varphi$  größer als  $\approx 60^\circ$  wird (praktische Grenze der Druckverteilung).

4. Des weiteren ist die Druckverteilung unter der Sohlfläche der Last festzulegen; hierdurch werden erst die Kräfte bekannt, die in die Schüttung überhaupt eingehen. Auf die Verteilung des Sohldruckes soll in einem folgenden Aufsatz ausführlich eingegangen werden;<sup>31)</sup> sei sei hier als bekannt vorausgesetzt und durch Kurven wie DMC und LMK gegeben.

5. Nach diesen vier Vorarbeiten können wir mit der Spannungs-ermittlung beginnen. Sie stellt eine zweifache Integration bzw. Summation der Lastanteile  $p$  dar; und zwar (Abb. 33) erstens über den Einflußwinkel  $\varphi$  zwischen den Grenzen  $\varphi_1$  und  $\varphi_n$ , zweitens über die zu dem Winkel  $\varphi_0$  gehörige Teilfläche  $F_5$  (z. B. zwischen L und K). Sie kann geschrieben werden etwa in der Form

$$\sigma_z = k \int_{\varphi_1}^{\varphi_n} \int_{F_1} f(\varphi, p) d\varphi dF.$$

Praktisch ist die Lösung folgendermaßen: Man schlage im Grundriß um A oder B konzentrische Kreise, die gleichen Abstand  $\Delta b$  voneinander (z. B. den der Einheit) haben. Dadurch wird die Lastfläche  $F$  in  $n$  Teilflächen (Kreisringstücke)

$$F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n = F$$

geteilt. Die einzelnen Teile  $\Delta F$  einer solchen Kreisringfläche stehen zwar unter verschiedenem Sohlflächendruck  $p$ , aber alle haben zum Punkte A (oder B) die gleiche Lage, nämlich gleiche lotrechte und wagerechte Entfernung, also auch den gleichen Fahrstrahlwinkel  $\varphi$ . Infolgedessen ist auch der druckübertragende Einfluß jedes Teiles  $\Delta F$  dieser Kreisringfläche auf den Punkt A (oder B) derselbe, so daß für alle in der Gl. 1 oder 4 derselbe Festwert  $k$  zu verwenden ist.

Jede Kreisringfläche überträgt einen bestimmten Lastanteil, der sich als Bruchteil von der Gesamtlast  $P$  ausdrücken läßt. Es übertrage  $F_1$  einen Lastanteil  $\Delta P_1$ ,  $F_2$  einen Anteil  $\Delta P_2$  usw. Die Lastanteile der Flächen  $F_1$  bis  $F_n$  ermitteln sich wie folgt: Die Summation

$$\Delta P = \sum_1^m p \Delta F$$

läßt sich praktisch durch mechanische Quadratur nach dem Schema der Abb. 33 folgendermaßen durchführen:

Zu jedem Flächenelement  $\Delta F_1, \Delta F_2, \dots, \Delta F_m$ , z. B. der Kreisringfläche  $F_5$ , gehört eine Sohlflächenspannung  $p_1, p_2, \dots, p_m$  in der Verteilungskurve des Sohldruckes, deren Produktensumme den Lastanteil ergibt:

$$\Delta P_5 = \Delta F_5 p_1 + \Delta F_5 p_2 + \dots + \Delta F_5 p_m = \sum \Delta F p.$$

Man kann einfach die mittlere Spannung  $p_{r_5}$  für den Kreisring  $F_5$  einführen und erhält dann:

$$\Delta P_5 = F_5 p_{r_5} = l_5 \Delta b p_{r_5} = J_5 \Delta b.$$

Hierin bedeutet:  $F_5$  die Kreisringfläche 5,  $p_{r_5}$  den Mittelwert des Sohlflächendrucks in ihr,  $l_5$  die Bogenlänge der Kreisringfläche,  $\Delta b$  ihre Breite,  $J_5$  den Inhalt eines Schnittes durch den Sohlflächen-Spannungshaufen nach der Bogenlänge  $l_5$ .

Da in der Annahme über die Verteilung des Sohldruckes stets eine ziemlich große Unsicherheit steckt, hat es keinen Zweck, für die Ermittlung dieser Lastanteile allzu große Genauigkeit anzustreben; nur gilt allgemein, daß Fehler in der Nachbarschaft der Punkte A bzw. besonders B wegen der kleinen Einflußwinkel  $\varphi$  größeres Gewicht haben als bei Flächen mit großem Abstände  $x$ .

Man hat sich nun die Lasten  $\Delta P_1$  bis  $\Delta P_n$  in den Schwerpunktlinien der Kreisringflächen  $F_1$  bis  $F_n$  angreifend und unter dem dazugehörigen Einflußwinkel  $\varphi_1$  bis  $\varphi_n$  auf A oder B wirkend zu denken. Die Spannungsanteile  $\sigma_1$  bis  $\sigma_n$  errechnen sich dann nach der Gl. 1 oder 4 mit Hilfe der Beiwerte  $k$  aus der Zahlentafel 1 oder Abb. 31 für die Grenzwinkel  $\varphi_{0A} = 90^\circ$  bzw.  $\varphi_{0B} = 55^\circ$  zu

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\Delta P_1}{h^2}, \sigma_2 = k_2 \cdot \frac{\Delta P_2}{h^2}, \dots, \sigma_n = k_n \cdot \frac{\Delta P_n}{h^2}$$

$$(7) \quad \sigma_z = \sum_1^n \sigma = \frac{\Delta b}{h^2} \cdot \sum_1^n J k = \frac{\Delta b}{h^2} \cdot \sum_1^n l p_r k.$$

Die Schwerpunktlinien der Kreisringflächen werden im allgemeinen genau genug in der halben Breite der Ringflächen angenommen, solange diese nicht zu groß gewählt ist. Eine genauere Ermittlung wird höchstens dann erforderlich, wenn, wie in Abb. 33, der Punkt B unter der Lastfläche liegt; dann hat die Schwerpunktlinie des innersten (vollen) Kreises  $r_1$  von B den Abstand  $\frac{2}{3} r_1$ , vergl. Abb. 33 rechts unten.

Die wagerechten Entfernungen  $x$  der Schwerpunktlinien vom Punkte A bzw. B ergeben, durch  $h_A$  bzw.  $h_B$  dividiert, sofort die  $\tan \varphi$  und damit die Werte  $\varphi$  selbst. Es wird z. B. für Punkt A

$$\tan \varphi_0 = \frac{x_0}{h_A} \text{ usw.}$$

Zu der nach Gl. 5 ermittelten, von der Flächenlast herrührenden Spannung  $\sigma_z$  tritt noch die Eigenspannung der Schüttung  $g_v = \gamma_m h_A$ , so daß der gesamte senkrechte Einheitsdruck  $\sigma$  im Punkte A

$$\sigma = \sigma_z + g_v$$

beträgt. Damit ist die Aufgabe vollständig gelöst.

<sup>30)</sup> In der Bezeichnung und Definition von Terzaghi, „Erdbau-mechanik“, Leipzig 1925, S. 12.

<sup>31)</sup> Vergl. die bereits mitgeteilten Versuchsergebnisse des I. Aufsatzes.

f) Anwendungsbeispiel.

Aufgabe: Eine starre, kreisrunde Platte von  $d = 99$  cm Durchm.,  $r = 49,5$  cm, Fläche  $F = 7700$  cm<sup>2</sup> wird mit einer Last  $P = 3850$  kg belastet, so daß  $p_0 = 0,5$  at ist. Sie ruht auf einem gleichmäßigen Sandboden auf; es soll der Druck in der Lastmittelachse in 60 cm Tiefe unter der Lastsohle berechnet werden. Zum Vergleich liegen für diesen Fall Messungen vor.

Annahmen: 1. Die Verteilung des Sohlflächendrucks wird so angenommen, daß der Meridianschnitt eine quadratische Parabel ergibt:

$$p_x = 2 p_0 [1 - (x : r)^2].$$

Über die Berechtigung dieser Annahme siehe am Schluß der Nachrechnung.

2. Der Grenzwinkel der Druckverteilung betrage für 60 cm Tiefe  $\varphi_0 = 65^\circ$ .

Lösung: Da hier ein kreissymmetrischer Fall vorliegt, so wird die Anwendung der Gl. 7 besonders einfach: Wir haben es hier mit geschlossenen Kreisringflächen zu tun, deren Länge sich aus ihrem mittleren Halbmesser einfach berechnet; auf dem ganzen Umfang jedes Kreisringes ist der Druck überall derselbe.

Die Fläche wird in fünf Kreisringe geteilt, deren innerster ein voller Kreis ist, aber auch als Kreisring behandelt wird.

$$l_b = l_r = 0,2 r, \quad l = U_x = 2 \pi x.$$

Die Gl. 7 nimmt nun folgende Form an:

$$(8) \begin{cases} d_z = \frac{l_r}{h^2} \cdot \sum_1^n U_x p_x k = \frac{0,2 r}{h^2} \cdot \sum_1^n 2 \pi x \cdot 2 p_0 \left[ 1 - \left( \frac{x}{r} \right)^2 \right] k \\ = 0,8 p_0 \pi \cdot \frac{r^2}{h^2} \cdot \sum_1^n \frac{x}{r} \left[ 1 - \left( \frac{x}{r} \right)^2 \right] k = 0,8 p_0 \pi \cdot \frac{r^2}{h^2} \cdot \sum_1^n \xi (1 - \xi^2) k. \end{cases}$$

Alle Rechte vorbehalten.

### Abstützungen von Druckstäben.

Von Dipl.-Ing. L. Kulka, Hannover.

Oft ergibt sich im Eisenbau die Notwendigkeit oder die Möglichkeit, die freie Knicklänge von Druckstäben zu verringern, indem diese in Zwischenpunkten gegen Punkte des Bauwerkes abgestützt sind, die als fest angesehen werden dürfen. Abb. 1 zeigt die sehr häufige Abstützung eines Fachwerkobergurtstabes mittels des Pfostens  $V$  gegen den Untergurtnoten  $u$ . Liegt der in Abb. 2 dargestellte Fall eines Fachwerkes mit Unterteilung durch Zwischenpfosten vor, so können diese bei entsprechend starker Ausbildung auch zur Stützung der Hauptdiagonalen  $D$  gegen deren Ausknicken aus der Fachwerkebene dienen. Dabei kann sich der Pfosten (wie in Abb. 2) seitlich gegen den oberen und unteren Windverband stützen, oder er kann (wie in Abb. 3 anzunehmen ist) mit dem Querträger biegesteif zu einem Halbrahmen verbunden sein.

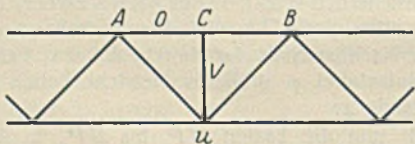


Abb. 1. Abstützung eines Obergurtstabes durch einen Pfosten.

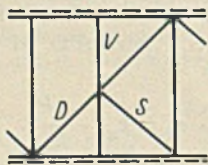


Abb. 2. Abstützung einer Druckstrebe durch einen Zwischenpfosten bei oberem u. unterem Windverband.

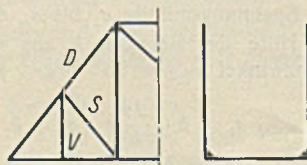


Abb. 3. Abstützung einer Druckstrebe durch einen Zwischenpfosten bei oben offener Brücke.

Aus ähnlichen Gründen, wie sie in meinem Aufsatz „Zur Berechnung elastisch gestützter Druckgurte“ in der „Bautechnik“ 1926, Heft 42, näher ausgeführt sind, kann sich auch bei den vorhin erwähnten Arten der Stützung von Druckstäben eine eingehendere Nachrechnung empfehlen als auf Grund des  $\frac{S}{100}$ -Verfahrens, abgesehen von dem zuerst erwähnten Fall.

Die theoretische Grundlage zu einer genaueren Untersuchung und die Lösung einzelner, praktisch wichtiger Fälle ist in der Fachliteratur zu finden. Die hier angestrebte, in sich abgeschlossene und möglichst allgemeine Darstellung, die eine kurze Ableitung der Grundformeln und deren Anwendung auf die wichtigsten Einzelfälle enthält, soll jedoch einen Behelf für den praktisch tätigen Ingenieur bilden und ihn der Mühe eines umfangreichen Studiums entheben. Bei der Auswahl und Durchrechnung der Beispiele war mir Herr Dipl.-Ing. K. Siedenburg in dankenswerter Weise behilflich.

Da die  $k$  nicht formelmäßig ausgedrückt werden können, so ist die Integration nur zahlenmäßig möglich. Sie wird in der Zahlentafel 3 durchgeführt.

Zahlentafel 3.

| $n$ | $\xi = x : r$ | $1 - \xi^2$ | $\text{tg } \varphi = x : h$ | $\varphi$ | $k$   | $\xi (1 - \xi^2) k$                   |
|-----|---------------|-------------|------------------------------|-----------|-------|---------------------------------------|
| 1   | 0,1           | 0,99        | 0,0825                       | 4° 12'    | 0,785 | 0,0777                                |
| 3   | 0,3           | 0,91        | 0,2475                       | 13° 55'   | 0,63  | 0,1720                                |
| 5   | 0,5           | 0,75        | 0,4725                       | 22° 24'   | 0,46  | 0,1724                                |
| 7   | 0,7           | 0,51        | 0,5775                       | 30° 01'   | 0,30  | 0,1071                                |
| 9   | 0,9           | 0,19        | 0,7425                       | 36° 36'   | 0,19  | 0,0325                                |
|     |               |             |                              |           |       | $\sum_1^n \xi (1 - \xi^2) k = 0,5617$ |

Die Werte  $k$  sind der Zahlentafel 1 entnommen bzw. der graphischen Darstellung Abb. 31. Die Gl. 8 liefert nun:

$$d_z = 0,8 p_0 \pi \left( \frac{49,5}{60} \right)^2 0,5617 = 0,96 p_0.$$

Gemessen wurde  $d_z = 0,86 p_0$ . Der Unterschied zwischen Rechnung und Messung ist darauf zurückzuführen, daß entweder die Superposition nicht ganz genau gilt, oder, was wahrscheinlicher und von größerem Einfluß ist, daß die Annahme über die Druckverteilung unter der Sohlfläche der Last nicht genau der Wirklichkeit entspricht. Ausführlichere Erörterungen zu dieser wichtigen Frage werden in einem weiteren Aufsatz folgen.

#### I.

In Betracht gezogen werden zuerst ebene Stabnetze, also Systeme von Stäben derselben Ebene. Die einzelnen Stäbe sind auf ihrer ganzen Länge (also auch im Kreuzungspunkte) biegesteif. Die Verbindung untereinander ist aber gelenkig. Im Kreuzungspunkte kann auch der eine oder der andere Stab endigen. Die durch den Kreuzungspunkt einerseits und durch die festen Endgelenke andererseits begrenzten Stabteile können, abgesehen von den zu stützenden Druckstäben, auch Zugkräfte aufweisen oder auch, wie bei bloßen Stützstäben, frei von Normalkräften sein. Bei  $v$ -fach gesteigerter Gebrauchslast soll als Folge der in dem System wirkenden Druckkräfte eine Ausweichung des Kreuzungspunktes aus der Ebene des Stabnetzes eintreten. Es handelt sich nun um die Aufstellung der Bedingungen für dieses seitliche Ausweichen der Stabverbindung.

Nach Erreichung der Knickgrenze möge das System im Kreuzungspunkte um das Maß  $c$  normal zu seiner Ebene ausgewichen sein. Dieses Maß soll weiterhin mit  $c = 1$  cm angenommen werden. Die Berechtigung zu dieser besonderen Annahme folgt daraus, daß das Maß  $c$  der Ausweichung ohnehin aus der Knickbedingung herausfällt. Bei dem durch die Verschiebung  $c = 1$  cm gekennzeichneten Zustande möge nun ein beliebiger Stab  $m$  der Verbindung auf die übrigen Stäbe im Kreuzungspunkte eine Kraft  $A_m$  normal zur Systemebene übertragen. Werden diese Kräfte  $A_m$  dann positiv gezählt, wenn sie die angenommene Verschiebung  $c$  zu vergrößern suchen, so liefert die Nullsetzung der über alle Stäbe der Verbindung erstreckten Summe der  $A_m$ , also die Beziehung:

$$(1) \quad \sum_1^n A_m = 0$$

die Gleichgewichtsbedingung.

Diese einfache Beziehung kann aber auch schon als die Bedingung für die Möglichkeit des seitlichen Ausknickens, also kurz als die Knickbedingung angesehen werden. Denn die Knickgrenze ist dann erreicht, wenn die Summe der in Richtung einer angenommenen kleinen Ausbiegung  $c$  wirkenden Kräfte  $A_+$  gerade ebenso groß ist wie die Summe  $\sum A_-$  der entgegenwirkenden Kräfte.<sup>1)</sup>

Es handelt sich nun um die Aufstellung der Grundformeln für die den wichtigsten Fällen entsprechenden Werte  $A$  der Seitenkräfte.

a) Der in Abb. 4a dargestellte Stab wird durch den Kreuzungspunkt  $C$  in die Längen  $AC = s_1$  und  $BC = s_2$  unterteilt, deren Querschnittsflächen, maßgebende Trägheitsmomente und Druckkräfte mit  $F_1, J_1, S_1$  bzw. für den Stabteil  $s_2$  mit  $F_2, J_2, S_2$  bezeichnet werden. Bei der gedachten Verschiebung  $c = 1$  cm des Punktes  $C$  nimmt der Stab unter der Ein-

<sup>1)</sup> Ist überhaupt nur ein einziger Druckstab vorhanden, so kann ein beliebiger Zwischenpunkt als Kreuzungspunkt mit einem gedachten Stützstabe vom Widerstand Null angenommen werden und die Knickbedingung in der Form  $A = 0$  angeschrieben werden. Dieser Vorgang wird später noch erläutert werden.

wirkung der bis an die Knickgrenze der Stabverbindung gesteigerten Druckkräfte  $S_1$  und  $S_2$  und der von den übrigen Stäben an ihn abgegebenen Stützkraft  $A_s$ , etwa die in Abbild. 4b angedeutete Form an. Wird nun jeder Stabteil für sich betrachtet, so kann die Wirkung der Außenkräfte ersetzt werden für den Stabteil  $s_1$  durch die in der Sehne  $AC$  wirkende Druckkraft  $S_1$  und das rechtsdrehende Biegemoment  $M_c$ , für den Stabteil  $s_2$  durch die Sehnenkraft  $S_2$  und das linksdrehende Biegemoment  $M_c$ .

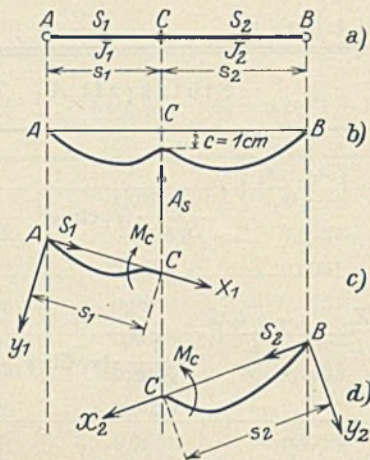


Abb. 4. Ausknicken eines in einem Zwischenpunkte gestützten Druckstabes.

Es gilt dann folgende Gleichgewichtsbedingung:

$$(2) \quad A_s = \frac{S_1}{s_1} + \frac{S_2}{s_2} + M_c \cdot \frac{s_1 + s_2}{s_1 s_2}$$

In dem Ausdruck  $\frac{S_1}{s_1}$  bzw.  $\frac{S_2}{s_2}$  steht im Zähler noch die Verschiebung  $c$ , die aber fortgelassen ist, da ihre Größe zu 1 cm angenommen war.

Die Koordinaten  $x_1, y_1$  des Teiles  $AC$  der Biegelinie werden auf ein rechtwinkliges Achsensystem bezogen, dessen Ursprung in  $A$  liegt und dessen  $x$ -Achse die Richtung  $AC$  hat. Die Ordinaten  $y_1$  zählen im gleichen Sinne positiv, in dem die Sehne  $AC$  von der Geraden  $AB$  abweicht (s. Abb. 4c).

Die Biegemomente werden positiv gezählt, wenn sie die  $y$ -Ordinaten zu vergrößern suchen.

Für einen Punkt dieses Astes  $AC$  der Biegelinie beträgt demnach das Biegemoment:

$$(3) \quad M_x = S_1 y_1 - \frac{M_c}{s_1} \cdot x_1$$

Somit lautet die Differentialgleichung dieses Teiles der elastischen Linie:

$$(4) \quad S_1 y_1 - \frac{M_c}{s_1} \cdot x_1 = -E J_1 \cdot \frac{d^2 y_1}{d x_1^2}$$

Mit Berücksichtigung der Grenzbedingungen, daß für  $x_1 = 0$  und für  $x_1 = s_1$   $y_1 = 0$  ist, erhält man als Integral der Differentialgleichung:

$$(5) \quad y_1 = \frac{M_c}{S_1} \cdot \left( \frac{x_1}{s_1} - \frac{\sin k_1 x_1}{\sin k_1 s_1} \right),$$

wobei

$$k_1 = \sqrt{\frac{S_1}{E J_1}}$$

Für die Tangentenrichtungen der elastischen Linie gegen die  $x$ -Achse ergibt sich:

$$(6) \quad \frac{d y_1}{d x_1} = \frac{M_c}{S_1 s_1} \cdot \left( 1 - k_1 s_1 \cdot \frac{\cos k_1 x_1}{\cos k_1 s_1} \right)$$

und insbesondere im Punkte  $C$

$$(7) \quad \left. \frac{d y_1}{d x_1} \right|_{x_1=s_1} = \frac{M_c}{S_1 s_1} \cdot (1 - \varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1),$$

wobei

$$\varphi_1 = k_1 s_1 = s_1 \sqrt{\frac{S_1}{E J_1}}$$

Wählt man das rechtwinklige Koordinatensystem für den Ast  $BC$  der Biegelinie in entsprechender Weise, also mit dem Ursprung in  $B$ , der  $x$ -Achse in  $BC$  und zählt wieder die Ordinaten  $y_2$  nach der von der Geraden  $AB$  abgekehrten Seite der Biegelinie hin positiv (Abb. 4d), so erhält man die mit den früheren gleichgebauten Ausdrücke:

$$(8) \quad y_2 = \frac{M_c}{S_2} \cdot \left( \frac{x_2}{s_2} - \frac{\sin k_2 x_2}{\sin k_2 s_2} \right),$$

wobei

$$k_2 = \sqrt{\frac{S_2}{E J_2}}$$

und für die Tangentenrichtung in  $C$  gegen die neue  $x$ -Achse:

$$(9) \quad \left. \frac{d y_2}{d x_2} \right|_{x_2=s_2} = \frac{M_c}{S_2 s_2} \cdot (1 - \varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2),$$

wobei

$$\varphi_2 = k_2 s_2 = s_2 \sqrt{\frac{S_2}{E J_2}}$$

Die Bedingung dafür, daß die beiden Äste der elastischen Linie in  $C$  eine gemeinsame Tangente haben, lautet:

$$\left. \frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} + \frac{d y_1}{d x_1} \right|_{x_1=s_1} + \left. \frac{d y_2}{d x_2} \right|_{x_2=s_2} = 0,$$

wobei für die kleinen Winkel, um die es sich hier handelt,

$$\alpha = \sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha$$

gesetzt ist.

$$(10) \quad \frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} + M_c \left[ \frac{1}{S_1 s_1} \cdot (1 - \varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (1 - \varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2) \right] = 0.$$

Daraus folgt  $M_c$  mit

$$(11) \quad M_c = \frac{1}{\frac{1}{S_1 s_1} \cdot (\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1)} \cdot \frac{s_1 + s_2}{s_1 s_2}$$

Obwohl das Moment  $M_c$  nur als Hilfswert zu betrachten ist, sei hier der Vollständigkeit wegen bemerkt, daß sich der Zahlenwert für  $M_c$  aus Gl. 11 dann positiv ergibt, wenn  $M_c$  im angenommenen Sinne auf die beiden Stabteile wirkt, also in ihnen negativ zählende Biegemomente erzeugt.

Nach Einsetzung dieses Wertes für  $M_c$  in die Beziehung 2 ergibt sich für den in verschiedenen Längen  $s_1$  und  $s_2$  mit Druckkräften  $S_1$  und  $S_2$  belasteten Stab der verlangte Wert  $A_s$  mit

$$(12) \quad A_s = \frac{S_1}{s_1} + \frac{S_2}{s_2} + \left( \frac{s_1 + s_2}{s_1 s_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{S_1 s_1} \cdot (\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1)}$$

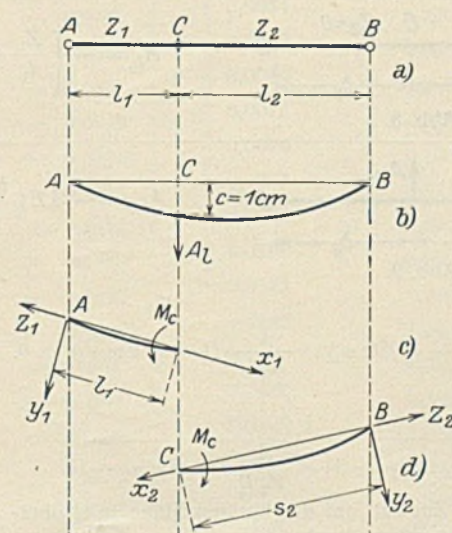


Abb. 5. Ausknicken eines in einem Zwischenpunkte gestützten Zugstabes.

Für den Sonderfall, daß  $s_1 = s_2 = s$ ;  $S_1 = S_2 = S$ ;  $J_1 = J_2 = J$ , erhält man die einfachere Formel

$$(12a) \quad A_s = \frac{2S}{s} \cdot \frac{1}{1 - \operatorname{tg} \varphi};$$

$$\varphi = s \sqrt{\frac{S}{E J}}$$

(Vergl. Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, S. 181.)

b) Für den durch Abbild. 5a u. b veranschaulichten Fall von Zugkräften  $Z_1$  und  $Z_2$  in den Stabteilen  $l_1$  und  $l_2$  und bei gleicher Wahl der Achsensysteme wie vorhin gilt, wenn auch hier die Verschiebung des Punktes  $C$  mit  $c = 1$  cm vorausgesetzt wird, für den Ast  $AC$  der Biegelinie:

$$(13) \quad M_{x_1} = M_c \cdot \frac{x_1}{l_1} - Z_1 y_1,$$

somit die Differentialgleichung der elastischen Linie für den Bereich  $AC$  (vergl. Abb. 5c)

$$(14) \quad M_c \cdot \frac{x_1}{l_1} - Z_1 y_1 = -E J_1 \cdot \frac{d^2 y_1}{d x_1^2}$$

Bei Beachtung der Grenzbedingungen lautet das Integral, also die Gleichung des betrachteten Kurventeiles:

$$(15) \quad y_1 = \frac{M_c}{Z_1} \cdot \left( \frac{x_1}{l_1} - \frac{\sin k_1 x_1}{\sin k_1 l_1} \right),$$

wobei

$$k_1 = l_1 \sqrt{\frac{Z_1}{E J_1}}$$

Die Tangentenrichtung gegen die Achse  $AC$  im Punkte  $C$  beträgt:

$$(16) \quad \left. \frac{d y_1}{d x_1} \right|_{x_1=l_1} = \frac{M_c}{Z_1 l_1} \cdot (1 - k_1 l_1 \operatorname{ctg} k_1 l_1) = \frac{M_c}{Z_1 l_1} \cdot (1 - \varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1).$$

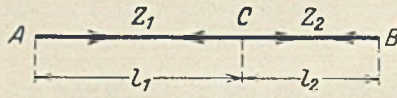
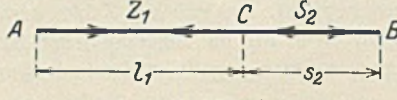
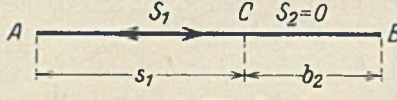
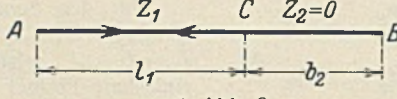
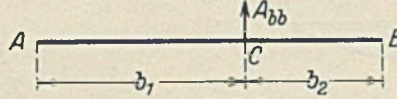
Entsprechend ergibt sich für den Ast  $BC$  der Biegelinie, bezogen auf das in Abb. 5d eingetragene Koordinatensystem, die Tangentenrichtung im Punkte  $C$  gegen die bezügliche  $x$ -Achse  $BC$ :

$$(17) \quad \left. \frac{d y_2}{d x_2} \right|_{x_2=l_2} = \frac{M_c}{Z_2 l_2} \cdot (1 - k_2 l_2 \operatorname{ctg} k_2 l_2) = \frac{M_c}{Z_2 l_2} \cdot (1 - \varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2).$$

Infolge der angenommenen Biegesteifigkeit des Stabes, die ja auch im Kreuzungspunkte  $C$  vorhanden sein soll, haben beide Äste der Biegelinie in  $C$  eine gemeinschaftliche Tangente, weshalb:

$$\left. \frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} + \frac{d y_1}{d x_1} \right|_{x_1=l_1} + \left. \frac{d y_2}{d x_2} \right|_{x_2=l_2} = 0$$

Tafel I.

| Kraftangriff  | Stützkraft A  |
|---|---|
|  <p>vergl. Abb. 4.</p>   | $A_s = \frac{S_1}{s_1} + \frac{S_2}{s_2} + \left( \frac{s_1 + s_2}{s_1 s_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{S_1 s_1} \cdot (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\gamma_2 \operatorname{ctg} \gamma_2 - 1)}$                    |
|  <p>vergl. Abb. 5.</p>   | $A_l = - \left\{ \frac{Z_1}{l_1} + \frac{Z_2}{l_2} + \left( \frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1} \cdot (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) + \frac{1}{Z_2 l_2} \cdot (\gamma_2 \operatorname{ctg} \gamma_2 - 1)} \right\}$ |
|  <p>vergl. Abb. 6.</p>   | $A_{l_s} = - \frac{Z_1}{l_1} + \frac{S_2}{s_2} + \left( \frac{l_1 + s_2}{l_1 s_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1} \cdot (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\gamma_2 \operatorname{ctg} \gamma_2 - 1)}$              |
|  <p>vergl. Abb. 7.</p>   | $A_{S_b} = \frac{S_1}{s_1} + \left( \frac{s_1 + b_2}{s_1 b_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{S_1 s_1} \cdot (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) - \frac{b_2}{3 E J_2}}$   |
|  <p>vergl. Abb. 8.</p>  | $A_{l_b} = - \left\{ \frac{Z_1}{l_1} + \left( \frac{l_1 + b_2}{l_1 b_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1} \cdot (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) + \frac{b_2}{3 E J_2}} \right\}$  |
|  <p>vergl. Abb. 9.</p> | $A_{b_b} = - 3 E \left( \frac{b_1 + b_2}{b_1 b_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{b_1}{J_1} + \frac{b_2}{J_2}}$  |

oder

$$(18) \frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} + M_c \left[ \frac{1}{Z_1 l_1} \cdot (1 - \gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1) + \frac{1}{Z_2 l_2} \cdot (1 - \gamma_2 \operatorname{ctg} \gamma_2) \right] = 0.$$

Hieraus folgt  $M_c$  mit

$$(19) M_c = \frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2} \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1} \cdot (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) + \frac{1}{Z_2 l_2} \cdot (\gamma_2 \operatorname{ctg} \gamma_2 - 1)}$$

Die von dem betrachteten Zugstab auf die übrigen Stäbe in C übertragene Kraft für  $c = 1 \text{ cm}$  ist gegeben durch:

$$(20) A_l = - \left\{ \frac{Z_1}{l_1} + \frac{Z_2}{l_2} + \left( \frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1} \cdot (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) + \frac{1}{Z_2 l_2} \cdot (\gamma_2 \operatorname{ctg} \gamma_2 - 1)} \right\}$$

Sind in einem besonderen Falle  $l_1 = l_2 = l$  und  $Z_1 = Z_2 = Z$ , so ergibt sich für  $A_l$  der einfachere Ausdruck:

$$A_l = - \frac{2 Z}{l} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\gamma_1 \gamma_2}{\gamma_1 + \gamma_2}}$$

c) Der in Abb. 6 dargestellte Stab der Verbindung sei im Bereich  $AC = l_1$  mit der Zugkraft  $Z_1$ , im Teile  $CB = s_2$  mit der Druckkraft  $S_2$  belastet. Eine dem früheren ähnliche Ableitung liefert für die von dem hier betrachteten Stabe auf die übrigen Stäbe im Sinne der angenommenen Verschiebung  $c = 1 \text{ cm}$  übertragene Kraft den Wert:

$$(21) \left\{ \begin{aligned} A_{l_s} &= - \frac{Z_1}{l_1} + \frac{S_2}{s_2} - \frac{l_1 + s_2}{l_1 s_2} \cdot M_c \\ &= - \frac{Z_1}{l_1} + \frac{S_2}{s_2} + \left( \frac{l_1 + s_2}{l_1 s_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1} \cdot (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\gamma_2 \operatorname{ctg} \gamma_2 - 1)} \end{aligned} \right.$$

Die in a) bis c) abgeleiteten und noch einige weitere Fälle sind in der obenstehenden Übersicht (Tafel I) zusammengestellt.

Bei Ableitung der Formeln in den Fällen a) bis c) wurde bisher stillschweigend angenommen, daß die Spannungen

$$\sigma = \frac{S}{F} \text{ bzw. } \sigma = \frac{Z}{F}$$

in sämtlichen Stäben der Verbindung bei deren Belastung an die Knickgrenze unter der Proportionalitätsgrenze bleiben, weshalb im Ausdruck für  $\gamma$  das konstante Elastizitätsmaß  $E$  geschrieben wurde. Unter  $S$  und  $Z$  waren dabei, dem Wesen der Ableitung entsprechend, immer die mit dem Sicherheitsgrade  $\eta$  gegen Ausweichen multiplizierten Werte der Gebrauchslasten zu verstehen.

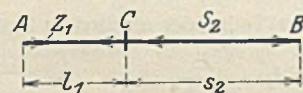


Abb. 6. Ausknicken eines teils auf Druck, teils auf Zug beanspruchten Stabes, der in einem Zwischenpunkte gestützt ist.

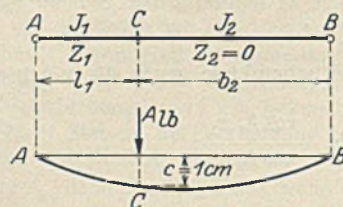


Abb. 8. Ausknicken eines in einem Zwischenpunkte gestützten Stabes, dessen einer Teil unbelastet, dessen anderer Teil auf Zug beansprucht ist.

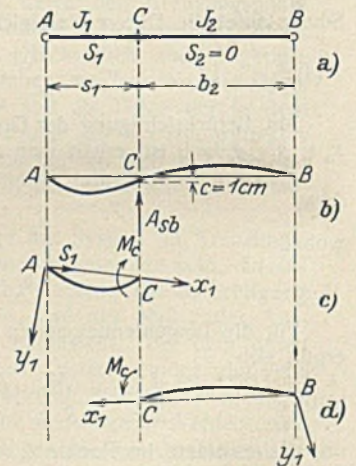


Abb. 7. Ausknicken eines in einem Zwischenpunkte gestützten Stabes, dessen einer Teil unbelastet, dessen anderer Teil auf Druck beansprucht ist.

Wird entgegen der bisherigen Voraussetzung in einem Druckstabe  $s$  beim Erreichen der für die ganze Verbindung gültigen Knickgrenze die Proportionalitätsgrenze überschritten, ist also für diesen Stabteil

$$\sigma_k = \frac{S}{F} > \sigma_{p,prop}$$

so ist für den ihm entsprechenden Wert  $\gamma$  zu setzen:

$$\gamma_s = \pi \cdot \frac{\lambda_s}{\lambda_k}$$

Dabei bedeutet  $\lambda_s$  den gewöhnlichen Schlankheitsgrad  $\lambda_s = \frac{s}{i}$  für das Ausknicken des betreffenden Stabteiles; hingegen  $\lambda_k$  jenen Schlankheitsgrad, der in der Knickspannungslinie des verwendeten Baustoffes derjenigen Spannung  $\sigma_k$  entspricht, die der Stabteil beim Ausweichen der Verbindung aufweist.

Die nähere Begründung findet sich in meinem zu Beginn erwähnten Aufsatz in der „Bautechnik“ 1927, Heft 42.



Tafel 2.  $\phi_1 = \varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1$ .

| $\frac{\varphi}{\pi}$ | $\varphi$     | $\operatorname{ctg} \varphi$ | $\varphi \operatorname{ctg} \varphi$ | $\phi_1 = \varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1$ | $\int \phi_1$ | $\int_2 \phi_1$ | $\frac{\int \phi_1}{\int \frac{\varphi}{\pi}}$ | $\frac{\int_2 \phi_1}{2 \int^2 \left(\frac{\varphi}{\pi}\right)}$ | $\varphi^0$ |
|-----------------------|---------------|------------------------------|--------------------------------------|---|---------------|-----------------|--|---|-------------|
| 0                     | 0             | $\infty$                     | 1,0000                               | 0   | — 0,0082      | — 0,0167        | — 0,164  | —   | 0           |
| 0,05                  | 0,1571        | 6,3138                       | 0,9918                               | — 0,0082  | — 0,0249      | — 0,0171        | — 0,498  | —   | 9,0         |
| 0,10                  | 0,3142        | 3,0777                       | 0,9669                               | — 0,0331  | — 0,0420      | — 0,0181        | — 0,840  | —   | 18,0        |
| 0,15                  | 0,4712        | 1,9626                       | 0,9249                               | — 0,0751  | — 0,0601      | —               | — 1,202  | —   | 27,0        |
| 0,20                  | 0,6283        | 1,3764                       | 0,8648                               | — 0,1352  | — 0,0293      | —               | — 1,465  | —   | 36,0        |
| 0,22                  | 0,6912        | 1,2088                       | 0,8355                               | — 0,1645  | — 0,0326      | — 0,0033        | — 1,630  | —   | 39,6        |
| 0,24                  | 0,7540        | 1,0649                       | 0,8029                               | — 0,1971  | — 0,0358      | — 0,0032        | — 1,780  | —   | 43,2        |
| 0,26                  | 0,8168        | 0,9391                       | 0,7671                               | — 0,2329  | — 0,0395      | — 0,0037        | — 1,975  | —   | 46,8        |
| 0,28                  | 0,8796        | 0,8272                       | 0,7276                               | — 0,2724  | — 0,0429      | — 0,0034        | — 2,145  | —   | 50,4        |
| 0,30                  | 0,9425        | 0,7265                       | 0,6847                               | — 0,3153  | — 0,0467      | — 0,0038        | — 2,335  | —   | 54,0        |
| 0,32                  | 1,0053        | 0,6346                       | 0,6380                               | — 0,3620  | — 0,0509      | — 0,0042        | — 2,545  | —   | 57,6        |
| 0,34                  | 1,0681        | 0,5497                       | 0,5871                               | — 0,4129  | — 0,0549      | — 0,0040        | — 2,745  | —   | 61,2        |
| 0,36                  | 1,1310        | 0,4706                       | 0,5322                               | — 0,4678  | — 0,0595      | — 0,0046        | — 2,975  | —   | 64,8        |
| 0,38                  | 1,1938        | 0,3960                       | 0,4727                               | — 0,5273  | — 0,0644      | — 0,0049        | — 3,220  | —   | 68,4        |
| 0,40                  | 1,2566        | 0,3249                       | 0,4083                               | — 0,5917  | — 0,0696      | — 0,0052        | — 3,480  | —   | 72,0        |
| 0,42                  | 1,3195        | 0,2567                       | 0,3387                               | — 0,6613  | — 0,0750      | — 0,0054        | — 3,750  | —   | 75,6        |
| 0,44                  | 1,3823        | 0,1908                       | 0,2637                               | — 0,7363  | — 0,0812      | — 0,0062        | — 4,060  | —   | 79,2        |
| 0,46                  | 1,4451        | 0,1263                       | 0,1825                               | — 0,8175  | — 0,0876      | — 0,0064        | — 4,380  | —   | 82,8        |
| 0,48                  | 1,5080        | 0,0629                       | 0,0949                               | — 0,9051  | — 0,0949      | — 0,0073        | — 4,745  | —   | 86,4        |
| 0,50                  | 1,5708        | 0,0000                       | 0,0000                               | — 1,0000  | — 0,1028      | — 0,0079        | — 5,140  | —   | 90,0        |
| 0,52                  | 1,6336        | — 0,0629                     | — 0,1028                             | — 1,1028  | — 0,1115      | — 0,0087        | — 5,575  | — 10,875  | 93,6        |
| 0,54                  | 1,6965        | — 0,1263                     | — 0,2143                             | — 1,2143  | — 0,1214      | — 0,0099        | — 6,070  | — 12,375  | 97,2        |
| 0,56                  | 1,7593        | — 0,1908                     | — 0,3357                             | — 1,3357  | — 0,1320      | — 0,0106        | — 6,600  | — 13,250  | 100,8       |
| 0,58                  | 1,8221        | — 0,2567                     | — 0,4677                             | — 1,4677  | — 0,1447      | — 0,0127        | — 7,230  | — 15,875  | 104,4       |
| 0,60                  | 1,8850        | — 0,3249                     | — 0,6124                             | — 1,6124  | — 0,1589      | — 0,0142        | — 7,945  | — 17,750  | 108,0       |
| 0,62                  | 1,9478        | — 0,3960                     | — 0,7713                             | — 1,7713  | — 0,1749      | — 0,0160        | — 8,745  | — 20,000  | 111,6       |
| 0,64                  | 2,0106        | — 0,4706                     | — 0,9462                             | — 1,9462  | — 0,1936      | — 0,0187        | — 9,680  | — 23,375  | 115,2       |
| 0,66                  | 2,0735        | — 0,5497                     | — 1,1398                             | — 2,1398  | — 0,2159      | — 0,0223        | — 10,795                                       | — 27,875  | 118,8       |
| 0,68                  | 2,1363        | — 0,6346                     | — 1,3557                             | — 2,3557  | — 0,2419      | — 0,0260        | — 12,095                                       | — 32,500  | 122,4       |
| <b>0,70</b>           | <b>2,1991</b> | — <b>0,7265</b>              | — <b>1,5976</b>                      | — <b>2,5976</b>                                   | — 0,2735      | — 0,0316        | — 13,675                                       | — 39,500  | 126,0       |
| 0,72                  | 2,2630        | — 0,8272                     | — 1,8711                             | — 2,8711  | — 0,3121      | — 0,0386        | — 15,605                                       | — 48,250  | 129,6       |
| 0,74                  | 2,3248        | — 0,9391                     | — 2,1832                             | — 3,1832  | — 0,3594      | — 0,0473        | — 17,970                                       | — 59,125  | 133,2       |
| 0,76                  | 2,3876        | — 1,0649                     | — 2,5426                             | — 3,5426  | — 0,4194      | — 0,0600        | — 20,970                                       | — 75,000  | 136,8       |
| 0,78                  | 2,4504        | — 1,2088                     | — 2,9620                             | — 3,9620  | — 0,4973      | — 0,0779        | — 24,865                                       | — 97,375  | 140,4       |
| 0,80                  | 2,5133        | — 1,3764                     | — 3,4593                             | — 4,4593  | — 0,6001      | — 0,1028        | — 30,005                                       | — 128,500   | 144,0       |
| 0,82                  | 2,5761        | — 1,5758                     | — 4,0594                             | — 5,0594  | — 0,7408      | — 0,1407        | — 37,040                                       | — 155,875   | 147,6       |
| <b>0,84</b>           | <b>2,6389</b> | — <b>1,8190</b>              | — <b>4,8002</b>                      | — <b>5,8002</b>                                   | — 0,9414      | — 0,2006        | — 47,070                                       | — 250,750   | 151,2       |
| 0,86                  | 2,7018        | — 2,1251                     | — 5,7416                             | — 6,7416  | — 1,2412      | — 0,2998        | — 62,060                                       | — 374,750   | 154,8       |
| 0,88                  | 2,7646        | — 2,5258                     | — 6,9828                             | — 7,9828  | — 1,7191      | — 0,4779        | — 85,955                                       | — 597,375   | 158,4       |
| 0,90                  | 2,8274        | — 3,0777                     | — 8,7019                             | — 9,7019  | — 2,5552      | — 0,8361        | — 127,760                                      | — 1045,125  | 162,0       |
| 0,92                  | 2,8903        | — 3,8948                     | — 11,2571                            | — 12,2571   | — 4,6233      | — 2,0681        | — 231,165                                      | — 2585,125  | 165,6       |
| 0,94                  | 2,9531        | — 5,2421                     | — 15,4804                            | — 16,4804   | — 8,2522      | — 3,6289        | — 412,610                                      | — 4536,125  | 169,2       |
| 0,96                  | 3,0159        | — 7,9158                     | — 23,7326                            | — 24,7326   | — 25,2049     | — 16,9527       | — 1260,245                                     | — 21190,875   | 172,8       |
| 0,98                  | 3,0788        | — 15,8950                    | — 48,9375                            | — 49,9375   |               |                 |  |   | 176,4       |
| 1,00                  | 3,1416        | $\infty$                     | $\infty$                             | $\infty$  | $\infty$      |                 |  |   | 180,0       |

Wo Anfangskrümmungen zu erwarten sind, wie in dem an Hand der Abb. 3 besprochenen Fall einer biegungssteifen Verbindung des Stützpfostens mit dem Querträger, durch dessen Belastung eben diese Ausbiegung erzeugt wird, wird sich die Wahl eines höheren Sicherheitsgrades bei der Berechnung empfehlen.<sup>2)</sup>

Für einen gezogenen Stabteil gelten hinsichtlich des Wertes  $\varphi_1$  die folgenden Festsetzungen: Für

<sup>2)</sup> Der zuletzt angeschriebene Wert des Labilitätsmaßes  $\varphi_s$  beruht auf der Berechnung eines Knickmoduls unter Voraussetzung eines unendlich kleinen Biegungsmaßes im Augenblick des Ausknickens. Wo also diese Voraussetzung nicht zutrifft, also bereits vor Erreichung der Knickgrenze ein endlicher Biegungsmaß vorhanden ist, mußte diesem Umstande durch Einsetzung eines entsprechend kleineren Betrages für den

$$\sigma_z = \frac{Z}{F} < \sigma_{prop} \quad \text{wird} \quad \varphi_1 = l \sqrt{\frac{Z}{EJ}}$$

Falls jedoch

$$\sigma_z = \frac{Z}{F} > \sigma_{prop}$$

so wäre  $E$  zu ersetzen durch ein Elastizitätsmaß  $E'$ , das außer von der Spannung  $\sigma_z$  und der Dehnungskurve des Baustoffes auch noch von der

Knickmodul Rechnung getragen werden. Tatsächlich verlieren auch gedrungene Druckstäbe infolge einer anfänglichen Krümmung oder eines exzentrischen Lastangriffes ihre Tragfähigkeit schon vor Erreichung der unter Annahme achsrechter Belastung errechneten Knicklast, worauf in Fachschriften wiederholt hingewiesen wurde. Vergl. u. a. Krohn, Die Knickfestigkeit. „Die Bautechnik“ 1923, S. 233.

Tafel 3.  $\phi_2 = \varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1$ .  $\Delta \varphi = 0,15$ .

| $\Delta \varphi$ | $\varphi \operatorname{ctg} \varphi$ | $\phi_2 = \varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1$ | $\Delta \phi_2$ | $\frac{\Delta \phi_2}{\Delta \varphi}$ | $\varphi$ |
|------------------|--------------------------------------|---|-----------------|--|-----------|
| 0                | 1,000 00                             | 0,000 00  | 0,007 52        | 0,0501                                 | 0         |
| 0,148 88         | 1,007 52                             | 0,007 52  | 0,022 31        | 0,1487                                 | 0,15      |
| 0,291 31         | 1,029 83                             | 0,029 83  | 0,036 78        | 0,245                                  | 0,30      |
| 0,421 90         | 1,066 61                             | 0,066 61  | 0,050 63        | 0,338                                  | 0,45      |
| 0,537 04         | 1,117 24                             | 0,117 24  | 0,063 56        | 0,424                                  | 0,60      |
| 0,635 16         | 1,180 80                             | 0,180 80  | 0,075 67        | 0,504                                  | 0,75      |
| 0,716 29         | 1,256 47                             | 0,256 47  | 0,086 56        | 0,577                                  | 0,90      |
| 0,781 81         | 1,343 03                             | 0,343 03  | 0,096 48        | 0,643                                  | 1,05      |
| 0,833 65         | 1,439 45                             | 0,439 45  | 0,105 08        | 0,701                                  | 1,20      |
| 0,874 05         | 1,544 53                             | 0,544 53  | 0,112 65        | 0,750                                  | 1,35      |
| 0,905 15         | 1,657 18                             | 0,657 18  | 0,119 19        | 0,795                                  | 1,50      |
| 0,928 86         | 1,776 37                             | 0,776 37  | 0,124 75        | 0,830                                  | 1,65      |
| 0,946 81         | 1,901 12                             | 0,901 12  | 0,129 45        | 0,863                                  | 1,80      |
| 0,960 32         | 2,030 57                             | 1,030 57  | 0,133 37        | 0,890                                  | 1,95      |
| 0,970 45         | 2,163 94                             | 1,163 94  | 0,136 53        | 0,910                                  | 2,10      |
| 0,978 02         | 2,300 57                             | 1,300 57  | 0,139 27        | 0,929                                  | 2,25      |
| 0,983 67         | 2,439 84                             | 1,439 84  | 0,141 45        | 0,944                                  | 2,40      |
| 0,987 88         | 2,581 29                             | 1,581 29  | 0,143 20        | 0,955                                  | 2,55      |
| 0,991 01         | 2,724 49                             | 1,724 49  | 0,144 65        | 0,964                                  | 2,70      |
| 0,993 33         | 2,869 14                             | 1,869 14  | 0,145 78        | 0,970                                  | 2,85      |
| 0,995 05         | 3,014 92                             | 2,014 92  | 0,146 68        | 0,977                                  | 3,00      |
| 0,996 33         | 3,161 60                             | 2,161 60  | 0,147 40        | 0,984                                  | 3,15      |
| 0,997 28         | 3,309 00                             | 2,309 00  | 0,147 98        | 0,986                                  | 3,30      |
| 0,997 98         | 3,456 98                             | 2,456 98  | 0,148 39        | 0,990                                  | 3,45      |
| 0,998 51         | 3,605 37                             | 2,605 37  | 0,148 76        | 0,991                                  | 3,60      |
| 0,998 90         | 3,754 13                             | 2,754 13  | 0,149 07        | 0,994                                  | 3,75      |
| 0,999 18         | 3,903 20                             | 2,903 20  | 0,149 27        | 0,995                                  | 3,90      |
| 0,999 39         | 4,052 47                             | 3,052 47  | 0,149 42        | 0,996                                  | 4,05      |
| 0,999 55         | 4,201 89                             | 3,201 89  | 0,149 55        | 0,997                                  | 4,20      |
| 0,999 67         | 4,351 44                             | 3,351 44  | 0,149 69        | 0,997                                  | 4,35      |
| 0,999 75         | 4,501 13                             | 3,501 13  | 0,149 71        | 0,997                                  | 4,50      |
| 0,999 82         | 4,650 84                             | 3,650 84  | 0,149 83        | 0,998                                  | 4,65      |
| 0,999 86         | 4,800 67                             | 3,800 67  | 0,149 83        | 0,998                                  | 4,80      |
| 0,999 90         | 4,950 50                             | 3,950 50  | 0,149 91        | 0,999                                  | 4,95      |
| 0,999 92         | 5,100 41                             | 4,100 41  | 0,149 91        | 0,999                                  | 5,10      |
| 0,999 94         | 5,250 32                             | 4,250 32  | 0,149 90        | 0,999                                  | 5,25      |
| 0,999 96         | 5,400 22                             | 4,400 22  | 0,149 95        | 1,000                                  | 5,40      |
| 0,999 97         | 5,550 17                             | 4,550 17  | 0,149 94        | 1,000                                  | 5,55      |
| 0,999 98         | 5,700 12                             | 4,700 12  | 0,150 00        | 1,000                                  | 5,70      |
| 0,999 98         | 5,850 11                             | 4,850 11  | 0,150 00        | 1,000                                  | 5,85      |
| 0,999 99         | 6,000 06                             | 5,000 06  | 0,150 00        | 1,000                                  | 6,00      |
| 1,000 00         | 6,150 00                             | 5,150 00  |                 |  | 6,15      |
| 1,000 00         | 6,283 19                             | 5,283 19  |                 |  | 6,283 19  |

= 2  $\pi$

Genauigkeit überall bei lin. Zwischenschaltung 3 Dezimalen, nur bei den Werten  $0 < \varphi < 0,90$  ist die Genauigkeit auf 2 Dezimalen beschränkt.

Querschnittsform des Stabes abhängt, wie dies auch für den Knickmodul eines gedungenen Druckstabes strenggenommen gilt. Um diesen, sehr umständlichen Rechnungsvorgang zu vermeiden, wird hier für das Elastizitätsmaß  $E$  eines gezogenen Stabteiles der gleiche Betrag eingesetzt, wie er sich aus der Knickspannungslinie für den Knickmodul  $P$  dann ergäbe, wenn  $\sigma_z$  eine Druckspannung wäre. Dadurch nimmt  $\varphi_1$  (freilich nur für den praktischen Rechnungsvorgang) den Wert an:

$$\varphi_1 = \pi \cdot \frac{\lambda_1}{\lambda_2}$$

worin

$$\lambda_1 = \frac{l}{i}$$

der Schlankheitsgrad des gezogenen Stabteiles und  $\lambda_2$  jener rechnerische Schlankheitsgrad ist, der in der Knickspannungslinie einer gedachten Knickspannung im Betrage von  $\sigma_z$  entspricht.

Endlich ist noch zu bemerken, daß in die Formeln für  $A$  sämtliche Stabkräfte mit ihrem Absolutbetrage, also positiv, einzusetzen sind, da in der Ableitung auf den Wirkungssinn schon Rücksicht genommen wurde.

Zur einfacheren Anwendung der in a) bis c) abgeleiteten Formeln sind die Werte

$$\phi_1 = \varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1$$

$$\phi_2 = \varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1$$

in den Tafeln 2 u. 3 zusammengestellt.

Die Werte

$$\phi_3 = \frac{1}{1 - \operatorname{tg} \varphi}$$

und

$$\phi_4 = \frac{1}{1 - \Delta \varphi}$$

ergeben sich aus den Tafelwerten wie folgt:

$$\phi_3 = \frac{\varphi \operatorname{ctg} \varphi}{\varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1} = \frac{\phi_1 + 1}{\phi_1}$$

$$\phi_4 = \frac{\varphi \operatorname{ctg} \varphi}{\varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1} = \frac{\phi_2 + 1}{\phi_2}$$

Die Zahl  $\varphi$  kann, wenigstens bei Druckstäben, nicht jeden beliebigen Wert annehmen.

Für einen nach Gl. 12a zu stützenden Druckstab mit gleichen und gleichbelasteten Teilen  $s$  bewegt sich  $\varphi_s$  zwischen  $\varphi_s = 1/2 \pi$ , in welchem Falle eine Stützung überflüssig wird, und dem Werte  $\varphi_s = \pi$ , wenn die freie Knicklänge durch entsprechend starke Stützung auf den Betrag  $s$  abgemindert werden soll.

$\varphi > \pi$  ist das Zeichen einer ungenügenden Bemessung des Druckstabes selbst, der dann für die freie Knicklänge  $s$  nicht ausreicht.

Im Falle  $\varphi < 1/2 \pi$  kann der Stab, dessen Querschnitt noch für freie Knicklängen  $> 2s$  hinreichen würde, zur Stützung anderer ihn kreuzender Druckstäbe beitragen, was sich auch darin äußert, daß  $A_s$  nach Gl. 12a negativ wird.

Sieht man von dem eben betrachteten einfachsten Fall ab, auf den sich Gl. 12a bezieht, so kann für den gedrückten Teil  $s_1$  eines Stabes auch  $\varphi_1 > \pi$  werden, wenn der andere Stabteil 2 im Verhältnis zu seiner Druckbelastung einen Querschnittüberschuß aufweist oder wenn der Stabteil 2 gezogen oder frei von Normalkräften ist. In allen diesen Fällen übt nämlich der Stabteil 2 auf 1 eine einspannende Wirkung aus, so daß dessen Knicklänge  $s_k < s_1$  und damit  $\varphi > \pi$  werden kann, vorausgesetzt, daß der Kreuzungspunkt hinreichend gestützt ist.

Geschieht jedoch die Querschnittsbemessung des Stabteiles  $s_1$ , wie üblich, für eine freie Knicklänge, die mindestens gleich  $s_1$  ist, so kann auch hier  $\varphi_s = \pi$  als obere Grenze gelten.

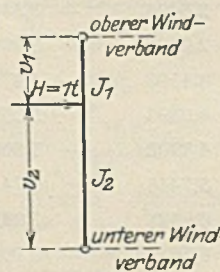


Abb. 9a. Biegungswiderstand eines Stützpfostens bei Vorhandensein eines oberen und unteren Windverbandes.

$$A_s = -3E \left( \frac{v_1 + v_2}{v_1 v_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{v_1}{J_1} + \frac{v_2}{J_2}}$$

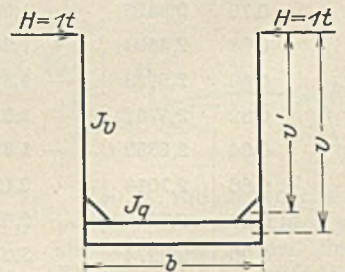


Abb. 9b. Biegungswiderstand eines Stützpfostens einer oben offenen Brücke.

$$A_r = -\frac{1}{\delta};$$

$$\delta = \frac{b v^2}{2 E J_q} + \frac{v^{1,3}}{3 E J_v}$$

Für gezogene Stabteile ist hingegen  $\varphi_1$  an diese obere Grenze nicht gebunden.

Für Stäbe, die im Kreuzungspunkte  $C$  mit einem Gelenke endigen, gelten die folgenden Sätze:

d) Für einen Druckstab mit der Länge  $s$  und der der Knickgrenze des Systems entsprechenden Druckkraft  $S$ :

$$A = + \frac{S}{s}$$

e) Für einen Zugstab mit der Länge  $l$  und der betreffenden Zugkraft  $Z$ :

$$A = - \frac{Z}{l}$$

f) Wird der Kreuzungspunkt durch ein biegungssteifes Bauglied gehalten, das frei von Normalkräften ist, so ist für dieses Bauglied als  $A_b$  der negative Wert des Biegungswiderstandes (Rahmenwiderstand) einzusetzen, also der reziproke Wert jener Verschiebung, die an den einander gegenüberliegenden Kreuzungspunkten beider Tragwände entsteht, wenn

dortselbst die Seitenkräfte von je  $H = -1 t$  angreifen und das betrachtete Bauglied im Kreuzungspunkte von den übrigen Stäben gelöst ist. In Abb. 9 sind die Werte  $A_b$  eingeschrieben für einen Pfosten, der sich seitlich gegen den oberen und unteren Windverband stützt, und für einen oben offenen Halbrahmen. (Schluß folgt.)

### Vermischtes.

Die 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, die am 27., 28. und 29. März 1928 in München stattfand und 575 Besucher aufwies, war wie ihre Vorgängerinnen ein sinnfälliger Ausdruck der Hingabe seiner Mitglieder, insbesondere der deutschen Betonindustrie, an ein Werk, das ein wesentlicher Faktor in der Wiedererstarkung unserer Volkswirtschaft ist. Auf keiner Veranstaltung technischer Fachkreise habe ich jemals so stark die Richtigkeit des Satzes empfunden, daß Deutschsein eine Sache um ihrer selbst willen zu tun bedeute, wie auf den Tagungen des Deutschen Beton-Vereins. So zeugte auch die diesjährige Hauptversammlung von der Opferbereitschaft und der Hochwertigkeit der Arbeiten der deutschen Bauindustrie.

Am Vormittag des ersten Tages fand zur Erledigung innerer Angelegenheiten des Vereins eine Mitgliederversammlung statt, an die sich ein Vortrag von Regierungsbaumeister Kosfeld über Schlackenverwertung anschloß. Der Nachmittag des ersten und der zweite Tag waren wissenschaftlichen Vorträgen gewidmet. Nach der Begrüßung durch den Vorsitzenden, Herrn Dr.-Ing. chr. Hüser, Oberkassel, überbrachten die Vertreter der Reichs-, Landes- und städtischen Behörden ihre Grüße, worauf dann die Vorträge begannen.

1. Stadtoberbaurat Schwaab, Heidelberg, behandelte in seinem Vortrage den

„Bau der dritten Neckarbrücke in Heidelberg“, der auf Grund eines engeren Wettbewerbes der Fa. Wayss & Freytag, Stuttgart, übertragen wurde. Nach der Forderung der Strombauverwaltung durften nur zwei Pfeiler im Flußbett erstellt werden, was zu der Anordnung einer aus Dreigelenkbogen bestehenden Eisenbetonbrücke mit drei Öffnungen führte. Die Mittelöffnung hatte 59 m Spannweite und 6,10 m Pfeilhöhe, während die beiden Seitenöffnungen je 57 m Spannweite bei 5,56 m Pfeilhöhe erhielten, deren rechtseitige während des Baues mit einem Schiffdurchlaß von 21,5 m Weite versehen wurde. Zur Überbrückung der tiefer gelegenen Uferstraße schließt sich am rechten Ufer eine Landöffnung von 22 m l.W. und 4,50 m Pfeilhöhe an. An beiden Ufern führen 4 m breite Treppen zum Ufergelände hinab. Die mit einer zweigleisigen Straßenbahn versehene Fahrbahn ist 12 m breit, während auf die Gehwege je 4 m entfallen. Die Gehwege wurden indes mit je 2 m Auskragung angeordnet und erhielten der leichteren Wirkung wegen eiserne Geländer. Die je 6 m breiten Flußpfeiler wurden zwischen Larssen-spundwänden in offener Baugrube bis auf 4,76 m unter die Flußsohle gegründet, wobei die innere Absteifung der Baugrube zur Erzielung eines freien Arbeitsraumes an obere, quergelegte, Breit-Flanschträger aufgehängt wurde. Da auf der für die linke Widerlagersohle vorgesehenen Tiefe Nester von Triebssand angetroffen wurden, so hat man nach dem Vorschlage von Prof. Dr. Mörsch den ursprünglich vorgesehenen massiven Aufbau der Brücke aufgegeben und einen leichten Eisenbetonaufbau gewählt und führte für das 22,23 m große Widerlager (M.-V. 1:12) eine Eisenbeton-pfahlgründung aus, für die insgesamt 2500 lfd. m im Grundriß gegeneinander versetzte Pfähle gerammt werden mußten. Die 433 Druckpfähle erhielten zur wirksamen Druckübertragung einen nach unten sich verjüngenden Querschnitt: oben 35/35 cm, unten 30/30 cm, während die 268 Zugpfähle umgekehrt oben 30/30 cm, unten 35/35 cm stark ausgeführt wurden. Für die Druckpfähle wurde eine Höchstlast von 50 t, für die Zugpfähle eine solche von 15 t zugelassen; doch wäre für letztere 20 t unbedenklich gewesen. Anerkennenswerterweise wurden mit den Zugpfählen Zugversuche gemacht. An Hand weiterer Lichtbilder wurde dann die Baustelleneinrichtung, die Aufstellung des Lehrgerüsts, der Betonierungsvorgang, der Aufbau der Gewölbe, die Einzelheiten der Entwässerung, der Bogen- und Gelenkbewehrung und die Sichtflächenbearbeitung gezeigt. Besondere Erwähnung verdient die erstmalige Verwendung ortsfester Förderbänder neben fahrbaren, die sowohl bei der Förderung der Aushubmassen aus der Baugrube, als auch bei der Förderung des Kiessandes von

den Silos zur Mischanlage und des Betons von da zur Einbaustelle Verwendung fanden. Der zur Herstellung des Betons verwendete Rheinkies und -Sand (25 000 m<sup>3</sup>) wurde mit Schiff an die Baustelle geliefert und mittels Greifer in die Silos entladen. Ein etwa 8 Tage vor der Ausrüstung eintretendes Hochwasser verursachte einige Schäden am Lehrgerüstunterbau. Die von Prof. Dr. Bonatz stammende Architektur fügt sich vortrefflich in die Landschaft ein, wenn auch die mit 2 m hier etwas weit getriebene Auskragung der Gehwege infolge der hierdurch verursachten starken Schattenwirkung die Scheitelstärke im Fernbild etwas gering erscheinen läßt und sicherlich nicht allgemein befriedigen dürfte.

2. Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel, Darmstadt, sprach sodann über „Bau und Berechnung von Eisenbetonschornsteinen“<sup>1)</sup>

3. Prof. Dr. Graf, Stuttgart, teilte an Hand zahlreicher Lichtbilder wichtige Versuchsergebnisse mit über „Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen, Abnutzungswiderstand, Wasserdurchlässigkeit und Widerstand gegen chemischen Angriff von Zementmörtel und Beton, namentlich bei verschiedener Kornzusammensetzung der Mörtel“<sup>2)</sup> (Fortsetzung folgt.)

Reparationsbauten in Frankreich. Am 2. April d. J. hat das Transferkomitee, das die Überwachung der Vorschriften über die Ausführung von Sachleistungen aus dem Dawes-Plan regelt, nachdem die Reparationskommission am 22. März die Genehmigung des Bauvertrages zwischen der Société Hydro-Électrique du Verdon und einer Arbeitsgemeinschaft deutscher Baufirmen zum Ausbau der Wasserkraft am Verdon, im Département des Basses-Alpes erteilte, auch seine Zustimmung hierzu gegeben.

Der Vertrag schließt ein die Ausführung und Inbetriebsetzung von drei Talsperren mit Kraftwerken, außerdem rd. 13 km Straßenbauten sowie die dazugehörigen Brückenbauten.

Die einzelnen Bauwerke werden bei Castillon, Chaudanne und Castellane errichtet. Die erste Mauer wird 106 m über Fundamentsohle hoch und sperrt ein Becken von rd. 148 Mill. m<sup>3</sup> Wasser, das gleichzeitig hierzu zu erbauende Kraftwerk besteht aus drei Turbinen, die eine Gesamtleistung von rd. 35 000 PS entwickeln. Die zweite Mauer von 76 m faßt 48 Mill. m<sup>3</sup> Wasser, das nutzbare ausgebaute Gefälle entwickelt mittels zwei Turbinen rd. 23 000 PS, und die dritte Staustufe von 14 m über Fundamentsohle staut das Wasser für die Speisung einer Turbine von rd. 11 000 PS.

Das Gesamtobjekt in vorläufiger Höhe von rd. 17 Mill. R.-M., wovon rd. 11,8 Mill. über Reparationskonto gebucht werden, während der übrige Anteil durch die Bauherren aufgebracht wird, wird sich bis auf etwa 20 Mill. R.-M. erhöhen durch eine Reihe erforderlicher Nebenarbeiten wie Ausbau der Fernleitung usw.

Es handelt sich bei diesem Auftrag um den ersten großen Bauauftrag in Frankreich, der über Reparationskonto verrechnet wird und gleichzeitig rd. 1000 deutschen Arbeitern Beschäftigungsgellegenheit verschafft. Die vorgesehene Bauzeit beträgt für diese drei Lose 28 bzw. 32 Monate.

Die Deutsche Verdon-Baugesellschaft, die zur Ausführung dieser Arbeit gegründet worden ist, schließt in einer Arbeitsgemeinschaft unter Führung der Firma Peter Fix Söhne G. m. b. H. in Duisburg, die in den Industriekreisen als Großbaufirma bekannt ist, noch die Becker-Fiebig-Bauunion A.-G. in Berlin, auch eine unserer namhaftesten deutschen Bauunternehmungen, sowie die Firmen D. Liesenhoff G. m. b. H. in Dortmund, Rausch & Balensiefen G. m. b. H. in Köln und H. Klöpfig in Krefeld ein.

Mit der Ausführung der Vorarbeiten soll zurzeit schon begonnen sein, und man hofft, diese Baustellen bald einrichten zu können. Der Plan geht nunmehr nach jahrelangen Verhandlungen seiner Verwirklichung entgegen und wird ohne Zweifel der deutschen Wirtschaft neue Möglichkeiten für produktive Arbeiten geben. J. A. S.

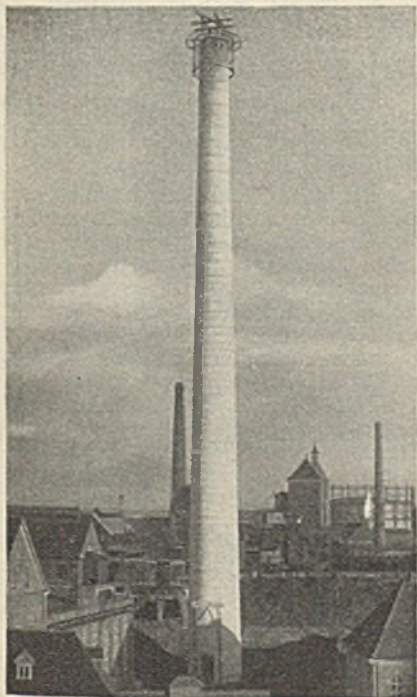
Die 67. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure findet statt vom 9. bis 11. Juni 1928 in Essen. Für Bauingenieure von Interesse sind die beiden folgenden Fachsitzungen:

Sonnabend, den 9. Juni, vorm. 9 Uhr, Kl. Saal im Börsengebäude: Vorträge von Oberregierungs- u. Baurat H. Bock über „Die Wasserwirtschaft im rheinisch-westfälischen Industriegebiet“, und von Baudirektor v. Stegmann über „Ingenieurbauten im Bergbau über und unter Tage“;

Sonntag, den 10. Juni, vorm. 9 Uhr, Vortragssaal Kaupenhöhe: Vorträge (Anstrichtechnik) von Oberbaurat Luther über „Technische Vorbereitung für Anstriche“, Oberbaurat König über „Beobachtungen über die Beanspruchung von Schutzanstrichen an Fahrzeugen“, und Dr. Droste über „Seifenbildung in Anstrichen, ihr Nachweis und ihre Bedeutung für die Haltbarkeit der Anstriche“.

<sup>1)</sup> Vergl. „Beton u. Eisen“ 1928, Heft 2, S. 38 sowie die in Kürze daselbst erscheinende ausführliche Abhandlung.

<sup>2)</sup> Vergl. die demnächst in „Beton u. Eisen“ erscheinende ausführliche Abhandlung.



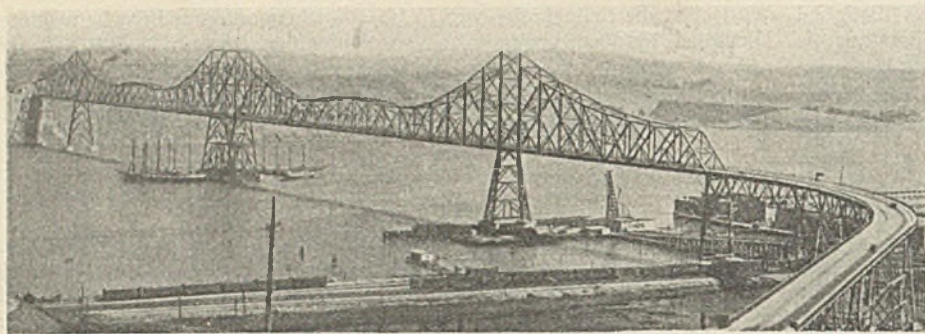


Abb. 1.

**Schutz des Hauptstrompfeilers der Carquinez-Brücke.** Die für den Straßenverkehr bestimmte Zoll-, d. h. von Brückengeldeinnahmen gebaute und unterhaltene Brücke über die Meerenge von Carquinez hat zwei Stromöffnungen von je 314 m l. W., die einen starken Schiffsverkehr aufweisen. Der diese beiden Stromöffnungen tragende Mittelpfeiler ist der Gefahr, daß durch Nebel, Wind und Strömung Schiffe gegen ihn abgetrieben werden, naturgemäß recht stark ausgesetzt, war also gegen Zusammenstöße besonders gut zu sichern.

Die Ausführung der zu diesem Zweck errichteten Fenderanlage gestaltete sich überaus schwierig wegen der großen Wassertiefe von etwa 26 m und sei im folgenden nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 17. November 1927 kurz beschrieben. Das Fundament der eisernen Fachwerkpfiler besteht nach Abb. 3 aus vier Betonzylindern von 12,19 m Durchmesser und 41,10 m Höhe, die Gesamthöhe von Gründung und Fachwerkpfiler beträgt 134,20 m. Es war unter diesen Umständen nicht ganz einfach, technische Notwendigkeiten mit den Forderungen des Verkehrs zu vereinigen, und nach Fertigstellung und Inbetriebnahme der Brücke begnügte man sich zunächst mit einem vorläufigen Schutz in Gestalt von vier Schiffen (Abb. 1), die an den vier Ecken des Pfeilers verankert wurden. Eine weitere Versteifung bildeten die schweren stählernen Kastenträger, die die vier Betonzylinder der Gründung miteinander verbinden und als Unterbau für die unteren Rahmen des Pfeilerfachwerks dienen. Ein weiterer Schutz wurde durch starke Balkenlagen an der Nord- und Südseite des Pfeilerfundaments gebildet.

Nach Abb. 2 wird die endgültige Schutzanlage zunächst aus einer rund um das Fundament geschütteten Steinschüttung bestehen, in die Eisenbetonpfähle von 50 x 50 cm Querschnitt teils senkrecht, teils schräg gerammt werden, die ihrerseits eine Eisenbetonplatte — den eigentlichen Fender — tragen. Diese Eisenbetonplatte ist sehr schwer, mit Trägern

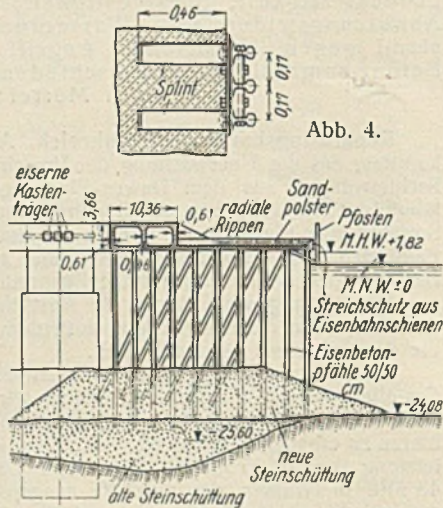


Abb. 2.

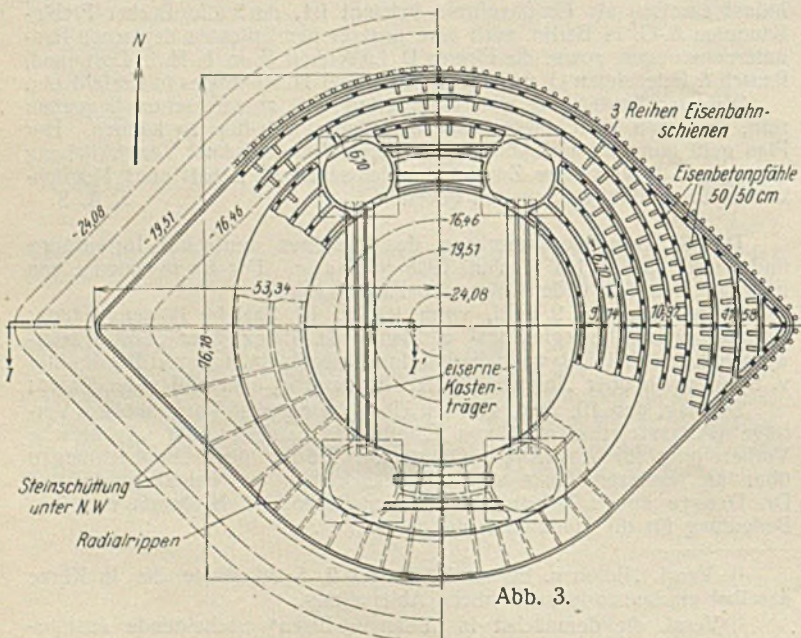


Abb. 3.

und Rippen nach Abb. 2 u. 3 konzentrisch und radial stark versteift und hat im Grundriß ungefähr die Form einer Ellipse. Die etwas zugespitzten Enden dieser Ellipse liegen in der Stromrichtung vor den Breitseiten der Pfeiler, um durch ihre Form anführende Schiffe möglichst abzulenken, was durch die in Abb. 4 dargestellten starken Streichleisten aus alten Eisenbahnschienen noch unterstützt wird.

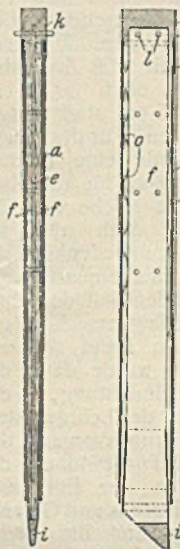
Der Fender bildet mit den in sich verankerten vier Fundamentzylindern ein fest verbundenes, einheitliches Ganzes, das der Gewalt eines rammdenen Schiffes eine sehr erhebliche Masse entgegenstellt und — falls die vorher erwähnte Form der Eisenbetonplatte zu einer Ablenkung des Stoßes nicht ausreicht — das Schiff jedenfalls von dem Pfeiler abzuhalten vermag. Ki.

**Eine schwimmende Bandförderanlage für Baggergut.** Zur Beschleunigung von Baggerarbeiten auf der Donau in der Nähe von Donauwörth wurde nach einem Berichte der VDI-Nachrichten vom 21. März 1928 eine Förderanlage geschaffen, bei der das Fördergut, das aus größerem und feinerem Geröll besteht und zuweilen mit Bruchsteinen und Lehmbrocken durchsetzt ist, durch einen Bagger aus dem Flußbett herausgehoben und über das am Heck des Baggers aufgehängte Förderband von 10 m Länge auf ein quer zur Flußrichtung angeordnetes Förderband gebracht wird. Das am Bagger aufgehängte Förderband kann in der Höhe verstellt und um 180° geschwenkt werden. Das Querförderband ist 60 m lang und auf einer hölzernen Brückenkonstruktion gelagert, die auf drei einfachen und einem Doppelponton ruht. Auf zwei an beiden Seiten des Förderbandes verlegten Schienen kann ein Aufgabetrichter über die ganze Brücke verfahren werden, durch den das Querförderband beim Fortschreiten des Baggers im Flußbett an jeder beliebigen Stelle einwandfrei beladen werden kann. Das uferseitige Ende des Querförderbandes liegt auf einem Ausleger, der an einem kippbaren Stützmast aufgehängt ist. Durch Spannvorrichtungen kann der Ausleger mit dem Förderband und dem an seinem vorderen Ende befindlichen Abgabebunker in der Höhe verstellt werden, was für die Verladung des Fördergutes in Muldenkipper auf dem Ufer erforderlich ist.

Die Anlage kann 100 m<sup>3</sup> Baggergut in 1 Std. fördern. Die Bänder sind 800 mm breit. Das am Bagger befindliche Förderband wird durch einen 6-PS-Motor, das Querförderband durch einen 15-PS-Motor angetrieben. Die Anlage ist von den Wolf Netter & Jacobi-Werken, Berlin, eingerichtet worden und hat sich bei den äußerst rauen Betriebsverhältnissen gut bewährt. Zur Bedienung der Anlage ist nur ein Mann nötig. Die Förderbänder laufen oben auf muldenförmig angeordneten Tragrollensätzen, die seitlich zum Schutze der Lagerflächen der Rollen gegen eindringendes Fördergut oder Schmutz mit Kappen verschlossen sind. Die Rollen werden durch nachstellbare eiserne Abstreicher sauber gehalten. Die Bänder haben Einlagen aus besonders schwerem Riementuch und starke Para-Gummiunterlagen auf der Lauf- und Tragseite. Sie haben sich gegen Witterungseinflüsse und gegen Beanspruchung durch scharfes, schweres Fördergut als recht widerstandsfähig erwiesen. Die Bänder werden durch eine nachstellbare, umlaufende Bürstvorrichtung, die von der Abwurftrammel betätigt wird, gereinigt.

**Patentschau.**

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



**Vortreiber und Vorrichtung zum Herstellen von Betonwänden im Erdreich.** (Kl. 84 c, Nr. 439 201 vom 11. 10. 1924 von Roger Daubin und Georges Boutet in Argenteuil, Frankreich.) — Um zu vermeiden, daß bei dem Einfüllen des Betons der Kasten durch den Druck des Erdreichs gegen die Kastenwände gedrückt und das Eindringen von Beton verhindert wird, wird im Vortreibkasten *a* eine Öffnung *d* vorgesehen, die durch eine von Blattfedern *o* gehaltene Feder *o'* abschließbar ist. Im Vortreibkasten *a* liegt der Kern, der aus einer mit Hartholz *f* bekleideten Metallplatte *e* besteht, die an einem mit dem Kern lösbar verbundenen Kopf *k* befestigt ist. Der Kern ist durch die Blattfedern *o* an den Innenwänden des Kastens geführt. Ist der Kasten *a* vollkommen eingeführt, so werden Kopf, Kern und Vortreibspitze *i* hochgezogen und in die Öffnung *d* mittels eines Trichters Beton in den Kasten eingefüllt und durch ein Gewicht festgestampft.

**INHALT:** Neuere Ausführungen von Holzrohrleitungen. — Druckverteilung im Baugrunde. — Abstützungen von Druckstößen. — Vermischtes: 31. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. — Reparationsbauten in Frankreich. — 67. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure. — Schutz des Hauptstrompfeilers der Carquinez-Brücke. — Schwimmende Bandförderanlage für Baggergut. — Patentschau.

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