

# DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 7. Juli 1933

Heft 29

## Ausbildung der Flußquerschnitte und Streichlinienabstände in kanalisiertem, geschiebeführenden Flüssen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Artur Albrecht, Oppeln O.-Schles.

Bei kanalisiertem Flußstrecken, die im allgemeinen ja vorher durch Strombauwerke reguliert sein werden, tritt die Frage auf, ob und in welcher Form die Buhnen und sonstige Stromregulierungsbauten zu unterhalten sind.

Da die für die Schifffahrt erforderliche Wassertiefe bei einer Flußkanalisierung ja im wesentlichen durch den Stau der errichteten Wehre geschaffen und erhalten wird, so könnte man zunächst glauben, daß die Stromregulierungswerke nach Herstellung der Schleusen und Wehre überflüssig seien und daher nicht weiter unterhalten zu werden brauchten.

Wie jedoch die Erfahrung lehrt, ist die dauernde Unterhaltung der Regulierungswerke bei Flüssen mit lebhafter Geschiebeführung auch in den kanalisiertem Flußstrecken sowohl im Interesse der Vorflut und des Uferschutzes als auch im Interesse der Schifffahrt unbedingt erforderlich. Die am einbuchtenden Ufer scharfer Flußkrümmungen befindlichen Buhnen werden durch Eisgang und Hochwasser stark abgenutzt und würden im Laufe der Jahrzehnte vollständig verschwinden. Auch kann man beobachten, daß einzelne Buhnen infolge Uferabbruchs die Verbindung mit dem Ufer verlieren, indem sie an der Bühnenwurzel durchreißen. An solchen Stellen, wo die Buhnen (z. B. aus Geldmangel während des Weltkrieges) nicht ordnungsmäßig unterhalten werden konnten und daher im Laufe der Jahre verfallen sind, beginnt der Fluß je länger je mehr zu verwildern, und es bilden sich hier Sandablagerungen, die die Schifffahrt stören oder sogar zum Stillstande bringen können.

Derartige Sandablagerungen in einem Fluß mit lebhafter Geschiebeführung etwa durch Baggern zu beseitigen, kann wohl in dringenden Ausnahmefällen in Frage kommen, würde aber auf die Dauer nicht zweckmäßig sein; denn die Versandungen würden sich notwendig an den Stellen mit zu großen, unregelmäßigen Durchflußprofilen bei jedem größeren Hochwasser wiederholen und sich bei einem weiteren Verfallen der Buhnen und Vergrößern der Stromquerschnitte immer unangenehmer bemerkbar machen, indem die aufzuwendenden Baggerkosten und die Störungen der Schifffahrt immer größer werden würden.

Bei einem Fluß mit genügender Schleppkraft läßt man diese Räumungsarbeit zweckmäßig vom Strom selbst verrichten, sofern das Gefälle und die Strömungsgeschwindigkeit hierzu ausreichen, indem die Schleppkraft des Stromes durch Ausbildung und Erhaltung regelmäßiger Abflußquerschnitte gesichert wird. Da ein Fluß mit lebhafter Geschiebeführung einer kanalisiertem Strecke ständig von oben her Geschiebe (Sand und Kies usw.) zuführt, muß dafür gesorgt werden, daß sich das Geschiebe in der kanalisiertem Flußstrecke nicht etwa unregelmäßig abgelagert, sondern daß es auch hier unschädlich für die Schifffahrt und Vorflut möglichst glatt weiter abgefördert wird. Wenn es hiernach also auch grundsätzlich erwiesen ist, daß Buhnen und sonstige Regulierungswerke auch nach ausgeführter Kanalisierung in einer Stromstrecke mit lebhafter Geschiebeführung notwendig sind und der ständigen Unterhaltung bedürfen, so tritt nun die Frage auf, ob hierfür die alten Normalprofile der vor der Kanalisierung im allgemeinen ausgeführten Regulierung als maßgebend anzusehen sind, oder nach welchen andern Normalprofilen bei der Instandsetzung der Buhnen am kanalisiertem Fluß gearbeitet werden soll. Die für Flußregulierungen geltenden bekannten Grundsätze sind für den kanalisiertem Fluß wegen der durch den Einbau der Wehre veränderten Verhältnisse nicht ohne weiteres anwendbar. Im folgenden werden daher die Gesichtspunkte dargelegt, nach denen die Normalquerschnitte, die Streichlinienabstände und der Längsschnitt einer kanalisiertem, geschiebeführenden Flußstrecke ausgebildet werden können.

### 1. Vorhandene Flußsohle nach Errichtung der Staustufen.

Beim Aufstellen der neuen Flußquerschnitte wird zweckmäßig auf die natürlichen Veränderungen im Flußlauf infolge des Einbaues der Staustufen Rücksicht zu nehmen sein. Der Abflußvorgang und die stetige Geschiebeführung des freien Flusses wird durch eine Kanalisierung erheblich beeinflusst; denn solange die Wehre stehen und der Fluß gestaut ist, nehmen die Durchflußquerschnitte in den einzelnen Stauhaltungen von oben nach unten zu, die Strömungsgeschwindigkeit nimmt demgemäß in den einzelnen Haltungen von oben nach unten zu ab. Infolgedessen

lagern sich in den unteren Teilen der einzelnen Haltungen, wie die tatsächlichen Beobachtungen auch zeigen, im Laufe der Jahre mehr und mehr Geschiebe ab. Unterhalb der Wehre, wo die Strömungsgeschwindigkeit durch die Staustufen weniger verringert wird, vertieft sich dagegen die Flußsohle gegenüber der ursprünglichen Sohle des regulierten Flusses, indem der Fluß sich hier als Ersatz für seine oberhalb der Wehre niedergelegten Geschiebe entsprechend seiner Schleppkraft wieder mit Geschieben anreichert. Diese Verlagerung der Geschiebe innerhalb der einzelnen Stauhaltungen tritt grundsätzlich ein unabhängig davon, ob der feste Rücken der beweglichen Wehre in Höhe der ursprünglichen Flußsohle darunter oder auch darüber angelegt worden ist, da ja in allen Fällen die Wassergeschwindigkeit und damit die Geschiebeführung in den unteren Teilen der Haltungen, solange die Wehre aufgerichtet sind, verringert wird. Naturgemäß sind die Geschiebeablagerungen in den unteren Teilen der einzelnen Stauhaltungen um so größer und entstehen um so schneller, je höher der feste Rücken der beweglichen Wehre im Vergleich zur ursprünglichen Flußsohle liegt. Diese Verlagerung der Geschiebe in den einzelnen Haltungen wird sich solange fortsetzen, bis im Laufe der Jahre ein gewisser Beharrungszustand eingetreten ist.

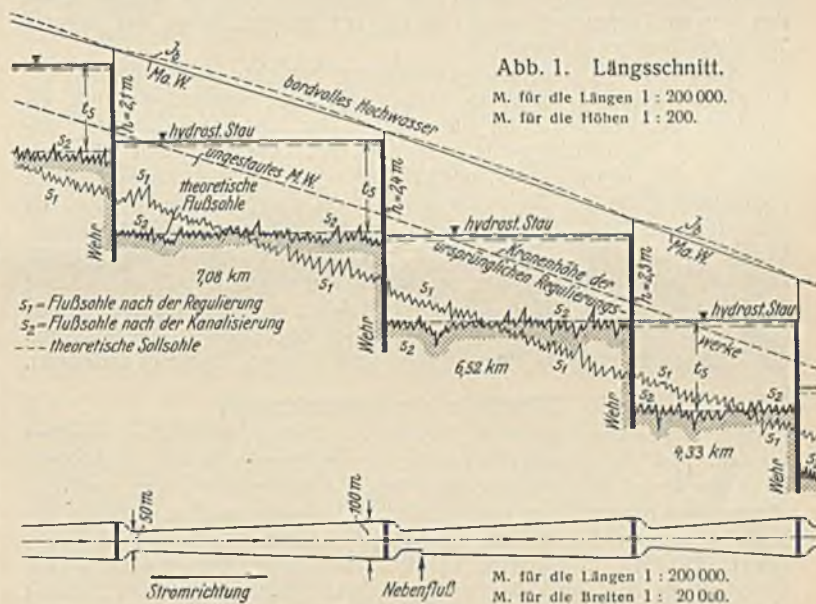


Abb. 1. Längsschnitt.  
M. für die Längen 1:200.000.  
M. für die Höhen 1:200.

Abb. 2.  
Schematischer Lageplan der neuen Streichlinien.

Während die Flußsohle im regulierten Strom — abgesehen von Unregelmäßigkeiten — nahezu gleichlaufend zu dem allgemeinen Stromgefälle verläuft, wird sich also nach Herstellung einer Flußkanalisierung nach und nach eine Form der Flußsohle ausbilden, die im großen und ganzen treppenähnlich verläuft, wie die Beobachtungen z. B. an der oberen kanalisiertem Oder und dem unteren kanalisiertem Main beweisen; an den einzelnen Staustufen zeigen sich in der Flußsohle bei einem mit genügender Verzerrung aufgetragenen Längsschnitt Absätze, innerhalb der einzelnen Haltungen dagegen zeigt die Flußsohle, nachdem sich ein Beharrungszustand eingestellt hat — abgesehen von Unregelmäßigkeiten — einen nahezu waagerechten oder doch nur schwach geneigten Verlauf derart, daß das durchschnittliche Sohlengefälle innerhalb der einzelnen Haltungen erheblich flacher ist als das mittlere Wasserspiegelgefälle bei Hochwasser. Die durch eine Regulierung geschaffene Sohle mit gleichmäßigem Gefälle läßt sich nach Ausführung einer Kanalisierung also nicht mehr aufrecht erhalten (Abb. 1).

(Das Spiegelgefälle des Flusses im ungestauten Zustande paßt sich naturgemäß der veränderten Sohlenlage an und weicht, je geringer die Wasserführung, um so mehr von dem früheren gleichmäßigen Gefälle ab.)

2. Höhe der Sollsohle.

Zweckmäßig wird die Sollsohle der kanalisierten Flußstrecke bei Ermittlung der Normalprofile und Streichlinienabstände nun der beschriebenen treppenförmigen Sohle angepaßt, die dem Beharrungszustand entspricht. Erscheint es zunächst auch richtiger und für den Abfluvvorgang bei Hochwasser natürlicher, die Sollsohle gleichlaufend mit dem Hochwassergefälle zu wählen, wie es bei einer Stromregulierung ja selbstverständlich ist, so entspricht doch eine treppenförmige Sohle (mit Stufen an den einzelnen Wehren) durchaus den durch eine Flußkanalisierung geschaffenen veränderten Verhältnissen, und vermag auch die in Rücksicht auf die Schifffahrt, die Geschiebeführung und den Hochwasserabfluß zu stellenden Anforderungen zu erfüllen, wie die folgenden Ausführungen zeigen, so schwierig dies auf den ersten Blick auch zu sein scheint.

Die Höhenlage der Sollsohle bzw. die Wahl der Stauzeile bei einer kanalisierten Flußstrecke ist in erster Linie von der erforderlichen Schifffahrtstiefe  $t_s$  abhängig, und zwar muß diese bei dem kleinsten gestauten Wasserstand noch vorhanden sein; dies ist näherungsweise im allgemeinen der hydrostatische Stau des betreffenden Wehres (s. Abb. 1). Den Bedürfnissen der Schifffahrt würde also eine innerhalb der einzelnen Haltungen waagerechte theoretische Flußsohle durchaus genügen.

Bei Bemessung der Schifffahrtstiefe unter dem hydrostatischen Stau sind zu der zulässigen Tauchtiefe der Fahrzeuge noch Zuschläge in Rücksicht auf die gelegentlichen Stauschwankungen unterhalb des Normalstaus sowie auf die Unebenheiten der Flußsohle namentlich an Übergängen und in Kurven zu machen, um die erforderliche Schifffahrtstiefe unter dem gestauten NNW mit Sicherheit zu erreichen. Außerdem muß unter dem Kahnboden noch ein genügender Spielraum über der Flußsohle verbleiben.

Die erwähnte treppenförmige theoretische Flußsohle und die Absätze an den Wehren treten selbstverständlich nur in einem stark verzerrten Längsschnitt in Erscheinung, tatsächlich müssen die Flußsohle und im Einklang damit auch die Querprofile mit allmählichen Übergängen ausgebildet werden. Hierzu bietet die Flußstrecke von der oberen Spitze des oberen Trennungsdammes an bis zur unteren Spitze des unteren Trennungsdammes Gelegenheit.

Beim Entwurf einer Flußkanalisierung brauchen die Stauhöhen der einzelnen Haltungen nicht so hoch gewählt zu werden, daß die gewünschte Schifffahrtstiefe im Unterwasser der Schleusen über der vorgefundenen Regulierungssohle vorhanden ist. Vielmehr darf die Sollsohle in den oberen Teilen der Haltungen gleich beim Entwurf in die vorhandene Flußsohle der Regulierung etwas eingeschnitten werden, da sich die Sohle hier ohnedies unter der Einwirkung der Kanalisierungsbauten im Laufe der Zeit austieft. Allerdings muß dann durch Baggern zunächst nachgeholfen werden, da sich die Austiefung sonst erst im Laufe der Jahre von selbst bildet. Einen Anhalt dafür, wie hoch die theoretische Sohle anzuordnen ist, gibt ein Vergleich der Baggerkosten einerseits und der Mehrkosten bei Wahl eines entsprechend höheren Stauzeiles andererseits.

3. Höhenlage der Bühnenkronen.

Im allgemeinen ist eine kanalisierte Flußstrecke vorher reguliert worden, und die Regulierungswerke, deren Kronen (in der Streichlinie) ja in der Regel in Höhe des ungestauten Mittelwassers liegen und dem allgemeinen Stromgefälle folgen (Abb. 1), werden nach Ausführung der Kanalisierung in den unteren Teilen der einzelnen Stauhaltungen überstaut. Dies ist in doppelter Hinsicht nachteilig. Einmal wird so die Unterhaltung der unter Wasser befindlichen Bühnen erschwert, zumal wenn es Packwerkbauten sind. Falls die Stau im Winter, wenn die Schifffahrt ohnedies durch Frost und Eis gesperrt ist, abgelassen und die Wehre niedergelegt werden, wie z. B. die Nadelwehre der kanalisierten oberen Oder, könnten die Bühnen zwar im Winter unterhalten werden, doch ist dies bei Frost mit Schwierigkeiten und erheblichen Mehrkosten verknüpft, selbst wenn man die erforderlichen Baustoffe bereits vorher auf dem Wasserwege an Ort und Stelle befördert und dort gelagert hat. Zudem läßt sich vorher nicht übersehen, ob und wann die Wehre im Winter infolge von Frost überhaupt gelegt werden müssen; auch wird die Zeit, während deren die Wehre im Winter bei Schifffahrtssperre umgelegt sind, in vielen Fällen zur Unterhaltung der Strombauwerke nicht ausreichen. Falls die Wehre eisicher gebaut sind (z. B. als Walzenwehre) und die Wasserkraft an den Staustufen ausgenutzt wird, müssen die Wehre gerade im Winter stehen bleiben, da dann der gewonnene elektrische Strom am wertvollsten ist. Eine Unterhaltung der überstauten Bühnen wird also auf alle Fälle erschwert und verteuert.

Außerdem sind die unter Wasser liegenden Bühnen aber auch der Schifffahrt hinderlich, zumal da sie sich bei der schwachen Strömung im kanalisierten Fluß an der Wasseroberfläche nicht kenntlich machen. Es besteht zwar die Möglichkeit, das Fahrwasser an den Stellen, an denen die Kronen der alten nunmehr überstauten Regulierungswerke der Schifffahrt gefährlich werden, durch Schifffahrtzeichen kenntlich zu machen; jedoch erfordern die Schifffahrtzeichen — schwimmende Bojen od. dgl. —

eine dauernde Aufsicht, auch können sie durch Schiffe, Eis u. dgl. verschleppt werden; bei Querwind geraten die Kähne trotz der Schifffahrtzeichen leicht auf die Bühnen, wenn sich diese unter Wasser befinden. Im allgemeinen führen also sowohl die angeführten Gesichtspunkte der besseren Unterhaltung der Bühnen als auch die Rücksicht auf die Schifffahrt zu dem Gedanken, die Regulierungswerke in einer solchen Form zu unterhalten, daß sie bei gestautem Niedrigwasser über den Wasserspiegel hinausragen (es sei gleich bemerkt, daß die Bühnen dann naturgemäß entsprechend weniger weit in den Strom hinein vorgebaut werden dürfen). Es wird sich daher in vielen Fällen bei den zu treffenden Unterhaltungsmaßnahmen empfehlen, die Höhenlage der Bühnenkronen etwas über dem hydrostatischen Stau anzuordnen. Die Bühnen lassen sich dann auch bei gestautem Mittel- und Kleinwasser, d. h. den größten Teil des Jahres über, vor allem auch in der guten Jahreszeit bequem unterhalten, sind für die Schifffahrt bei NW und MW ohne weiteres sichtbar und zeichnen sich, wenn sie bei größerer Wasserführung überströmt werden, auch an der Wasseroberfläche besser ab, als wenn sie tief unter Wasser liegen.



Abb. 3a. Schematischer Querschnitt im oberen Teil einer Haltung.

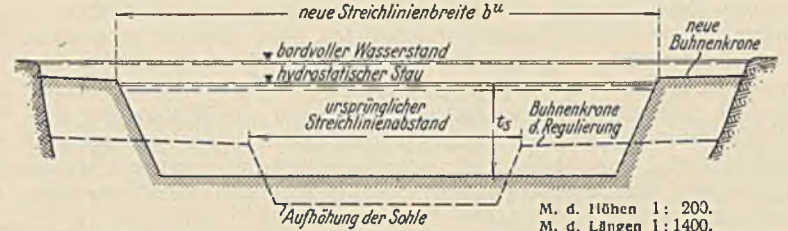


Abb. 3b. Schematischer Querschnitt im unteren Teil einer Haltung.

Hierbei würden also die Bühnenkronen einer Stauhaltung in einer waagerechten Ebene liegen, und an den Staustufen ergäben sich in der Höhenlage der Bühnenkronen dann Absätze gleich der Gefällhöhe. In Wirklichkeit dürfen natürlich keine Absätze und Unstetigkeiten ausgeführt werden, sondern es wird auf einer gewissen Länge eine Übergangsstrecke hergestellt, auf der der Flußquerschnitt der oberen Haltung in den der unteren Haltung stetig übergeführt wird.

4. Ableitung der Normalquerschnitte.

Während bei einem regulierten Strom für die Ermittlung der Normalprofile eine Wasserführung bei MW und bei Nachregulierungen bei MNW zugrunde gelegt wird, haben diese Wasserstände am kanalisierten Fluß nicht die gleiche Bedeutung. Denn die für die Schifffahrt erforderliche Wassertiefe wird bei Mittel- und Niedrigwasser durch die Wehre erzeugt, und die Geschiebeführung ist bei Mittel- und Niedrigwasser wie oben ausgeführt, stark gehemmt. Erst wenn die beweglichen Verschlusskörper der Wehre aus dem Durchflußprofil ganz entfernt worden sind, wirkt der Fluß, nunmehr seiner Fesseln entledigt, bezüglich der Wasserführung und der Geschiebebewegung wie ein freier Fluß oder doch ähnlich einem solchen.

Für die Bemessung der Normalprofile, die der Unterhaltung einer kanalisierten geschiebeführenden Flußstrecke zugrunde zu legen sind, dürfte es daher genügen, die Wasserführung zugrunde zu legen, bei der die Wehröffnungen bei steigendem Wasser eben vollkommen frei gemacht worden sind. Diese Wasserführung, bei der das durchgehende Flußgefälle doch wenigstens annähernd wiederhergestellt worden und wieder eine stetige Geschiebebewegung anzustreben ist, darf also hier als die maßgebende Wasserführung angenommen werden. Dieser Wasserstand wird in vielen Fällen nicht viel von dem bordvollen Wasserstand abweichen. In dem schematischen Längsschnitt (s. Abb. 1) ist der „maßgebende Wasserstand“ mit „MaW“ bezeichnet worden. Abgesehen von diesem Wasserstand kann die nachstehend beschriebene Profilberechnung selbstverständlich noch an Hand anderer Wasserstände durchgeführt bzw. geprüft werden.

Die hiernach zu ermittelnden Normalquerschnitte müssen naturgemäß vor allem die Bedingung erfüllen, daß sie für die maßgebende Wasserführung die gleiche hydraulische Leistungsfähigkeit auf einer sonst gleichen Verhältnisse zeigenden Strecke aufweisen, d. h. auf einer Strecke zwischen den Mündungen zweier Nebenflüsse. Handelt es sich um eine ältere Kanalisierung, bei der die Sohle bereits einen Beharrungszustand an-

genommen hat, so braucht man keine Wassermengenmessungen zu machen, sondern kann aus einer Zahl auszusuchender, brauchbarer Querschnitte die übrigen durch hydraulische Umwandlung errechnen. (Welche hydraulischen Formeln benutzt werden, ist hierbei unerheblich.) Legt man der Profilberechnung innerhalb der einzelnen Kanalhaltungen, je nach dem tatsächlichen Befund im Beharrungszustand, eine theoretische waagerechte Flußsohle mit Absätzen an den Staustufen zugrunde oder doch eine solche, die alles in allem ein flacheres Gefälle als das Spiegelgefälle bei Hochwasser zeigt, und ordnet man die Bühnenkronen innerhalb der einzelnen Stauhaltungen auf einer Waagerechten (etwa 0,2 m über dem hydrostatischen Stau) an, so ergeben sich bei gleicher hydraulischer Leistungsfähigkeit bei etwa bordvollem Wasserstand (d. h. bei kleinem Hochwasser) Profilbreiten, die in den einzelnen Haltungen von oben nach unten allmählich zunehmen. Dies ist erklärlich, da die mittleren Profiltiefen bei dem maßgebenden Wasserstande in jeder Haltung von oben nach unten zu abnehmen (s. Abb. 1), die Bühnenkronenhöhen aber relativ zum Flußgefälle zunehmen. Da die Bühnen so in den einzelnen Haltungen je weiter nach unten zu um so höher über dem ungestauten MaW angelegt werden würden, dürften sie hier dafür naturgemäß zur Erhaltung eines gleichbleibenden Abführvermögens entsprechend weniger weit in den Fluß hineingebaut werden. Es ergibt sich so ein Streichlinienabstand, der innerhalb der einzelnen Haltungen trichter- oder trompetenförmig von oben nach unten zu anwächst, wie in dem verzerrten, schematischen Lageplan (Abb. 2) dargestellt ist.

Der Absatz in der Profiltiefe, der sich in Abb. 2 infolge der Verzerrung der Breiten zeigt, ist bei der Ausführung selbstverständlich nicht vorhanden; vielmehr muß für einen allmählichen und stetigen Übergang der oberen Querschnitte zum lichten Durchflußquerschnitt des Wehres und von diesem zu den Flußquerschnitten unterhalb gesorgt werden.

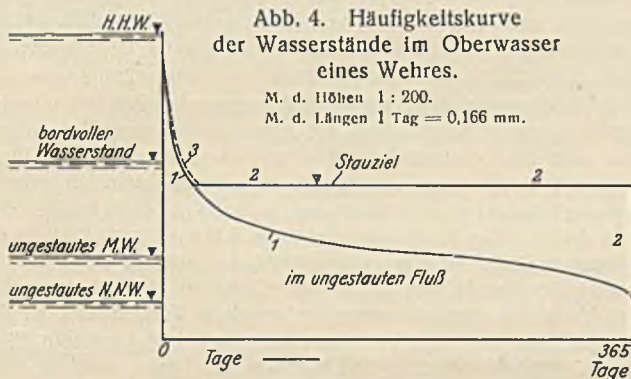


Abb. 4. Häufigkeitskurve der Wasserstände im Oberwasser eines Wehres.

M. d. Höhen 1 : 200.  
M. d. Längen 1 Tag = 0,166 mm.

### 5. Geschiebeführung und Schleppkraft.

Legt man der vorstehenden Querschnittberechnung nun das wirkliche Flußgefälle bei dem „maßgebenden Wasserstand“ zugrunde, das ja im allgemeinen ziemlich geradlinig verlaufen wird, oder ersetzt man das tatsächliche Gefälle mit seinen kleinen Unregelmäßigkeiten durch ein streckenweise ausgeglichenes geradliniges Gefälle, so würde sich für die ermittelten Profile von gleichem Wasserabführvermögen ergeben, daß die Schleppkraft beim maßgebenden Wasserstand nicht für alle Querschnitte einer Haltung die gleiche ist. Denn nach der bekannten Formel ist das Maß für die Schleppkraft  $S = 1000 t J$  in  $\text{kg/m}^2$ , wobei  $t$  die durchschnittliche Profiltiefe in m und  $J$  das relative Stromgefälle bedeutet. Da die durchschnittliche Tiefe  $t = F : B$  nun in den einzelnen Haltungen von oben nach unten zu bei dem maßgebenden Wasserstand abnimmt (s. Abb. 1), das Stromgefälle aber annähernd konstant ist, so würde sich eine Schleppkraft ergeben, die innerhalb jeder Haltung ebenfalls von oben nach unten zu abnimmt.

Dies ist aber nicht angängig. Vielmehr muß selbstverständlich gefordert werden, daß die herzuleitenden Flußquerschnitte für den maßgebenden Wasserstand (und die höheren Wasserstände) nicht nur ein gleichbleibendes Wasserabführvermögen, sondern auch eine möglichst gleichbleibende Schleppkraft auf den einzelnen Stromstrecken aufweisen. Dies läßt sich dadurch erreichen, daß man den Faktor  $J$  in vorstehender Formel verändert, da der Faktor  $t$  ja in den einzelnen Querschnitten im großen und ganzen festliegt und nicht in dem erforderlichen Umfange künstlich verändert werden kann. Das Stromgefälle im oberen Teil einer Haltung wird ein wenig ermäßigt und dafür im unteren Teile der Haltung gegenüber dem Durchschnittgefälle etwas erhöht, so daß statt des geradlinigen Gefalles ein zwischen den einzelnen Staustufen schwach bogenförmig verlaufendes Gefälle  $J_b$  entsteht, wie in Abb. 1 eingetragen. Durch Versuchsrechnung lassen sich nun die Flußquerschnitte so ermitteln, daß sie bei dem maßgebenden Wasserstande sowohl die gleiche

Wasserabführfähigkeit als auch die gleiche Schleppkraft haben, indem das Wasserspiegelgefälle und die Abflußquerschnitte miteinander in Einklang gebracht werden. Dieses Verfahren bedeutet allerdings, daß die Abführfähigkeit durch Wahl eines schwach gekrümmten Gefalles  $J_b$  an Stelle des geradlinigen Gefalles bei dem gleichen Wasserstande ein wenig verringert wird, bzw. daß die Wasserstände etwas angehoben werden. Dies wirkt sich lediglich dahin aus, daß die Zeitdauer, während der die einzelnen Wasserstände überschritten werden, etwas verlängert wird. Die in Abb. 4 mit 1 bezeichnete Kurve möge die Häufigkeitskurve der Wasserstände eines regulierten Flusses an einem bestimmten Pegel darstellen; diese Kurve wird sich bereits infolge der bei einer Kanalisierung errichteten Staue ändern, z. B. am Oberpegel eines Wehres nach Kurve 2.

Werden nun bei der Unterhaltung der Stromregelungswerke die Streichlinienabstände und Flußprofile nach den vorstehend entwickelten Gesichtspunkten zugrunde gelegt, so ändert sich die Häufigkeitskurve lediglich noch in ihrem oberen Teil ein wenig, wie durch Kurve 3 in Abb. 4 angedeutet ist. Da die Änderung aber nur gering ist und bei größeren Hochwässern kleiner und kleiner wird, so wird sie gewöhnlich in Kauf genommen werden können.

Sollte sich bei der hydraulischen Berechnung in einem bestimmten Falle auf Grund des vorstehend Gesagten im untersten Teil einer Stauhaltung der Streichlinienabstand größer ergeben als der vorhandene Abstand der Stromufer, so zeigt dies, daß in diesem Falle eine Höhenlage der Bühnenkronen durchweg etwa 0,2 m über dem hydrostatischen Stau nicht durchführbar ist; in einem solchen Falle bleibt nichts anderes übrig, als die Bühnenkronen im unteren Teile der Haltung allmählich zu senken.

### 6. Beispiel.

Nach den obigen Gesichtspunkten sind mehrere Stauhaltungen eines kanalisiertes Flusses durchgerechnet worden, unter anderen eine 7,1 km lange Haltung. Das Gefälle bei bordvollem Strom (bei gelegten Wehren) betrug im Durchschnitt 0,000 316 d. h. 1 : 3170, das absolute Gefälle bei gestautem NNW am unteren Wehr 2,40 m, die Wassermenge rd. 400  $\text{m}^3/\text{sek}$ ; die mittlere Profildurchwindigkeit war hierbei im Stromschlauch selbst rd. 1,6 m/sek. Indem im oberen Teil der Haltung der bei der früheren Regulierung gewählte Streichlinienabstand von 50 m beibehalten wurde, ergab sich nach obigen Gesichtspunkten durch Versuchsrechnungen eine trompetenförmige Vergrößerung der Streichlinienabstände 6,1 km unterhalb auf 100 m; die neuen Streichlinien zeigen also eine Divergenz von durchschnittlich  $(100 - 50) : 6,1 = 8,2 \text{ m/km}$ . Wenn hiernach der Unterschied der Streichlinienbreiten im obersten und im untersten Teil der Haltung auch sehr erheblich ist, so laufen die Streichlinien doch verhältnismäßig nur langsam auseinander. Auf einer Stromstrecke gleich dem Bühnenabstand von i. M. 70 m vergrößert sich die Streichlinienbreite nur um durchschnittlich  $8,2 \cdot 0,07 = 0,53 \text{ m}$ . Der Winkel, den die Streichlinien des linken Ufers mit der des rechten Ufers bei gerader Flußachse bildet, ist in dem durchgerechneten Beispiel also nur im Durchschnitt  $\text{tg } \alpha = (100 - 50) : 6100 = \text{rd. } 1 : 122$ , ist also nur sehr klein. Man darf demnach erwarten, daß der Fluß den ungleichförmigen Abflußzustand, der ihm so vorgeschrieben wird, ohne weiteres tatsächlich auch annimmt, da der Übergang der Abflußprofile, d. h. die Verbreiterung der Streichlinienabstände, ja nur ganz allmählich stattfindet; zumal ja der ursprünglich gleichförmige Abflußvorgang des Flusses durch die Kanalisierungsbauten bei mittlerer und geringer Wasserführung bereits in einen ungleichförmigen Abflußvorgang umgewandelt worden ist. Als Schleppkraft ergab sich in dem Beispiel bei bordvoller Wasserführung  $S = 1000 \cdot J t$ , im Stromschlauch rd. 1,2  $\text{kg/m}^2$ .

Der Umstand, daß die neuen Streichlinien nicht wie sonst parallel zueinander, sondern in den einzelnen Haltungen trompetenartig verlaufen, bedeutet nicht etwa eine Erschwernis oder Mehrarbeiten bei der Absteckung der Streichlinien, da ja auch bei gleichlaufenden Streichlinien die Bühnen mittels der auf beiden Flußufern vorhandenen oder anzulegenden Standlinien genau nach einem zu entwerfenden Lageplan abgesteckt werden müssen.

Die vorstehend entwickelten Gesichtspunkte sollen nicht etwa als Grundlage für die Durchführung neuer umfangreicher Regulierungspläne bei bereits kanalisiertes Flußstrecken dienen, sondern sie sind lediglich als Richtlinien und Normen für die gewöhnliche regelmäßige Unterhaltung der Strombauwerke kanalisierter Flußstrecken gedacht und werden weniger dort, wo ganz massive Bühnen aus Steinen u. dgl. verwendet werden, als hauptsächlich dort von Bedeutung sein, wo die Bühnen aus Faschinenpackwerk gebaut werden und daher nur eine verhältnismäßig kurze Lebensdauer haben, wo also die Flußquerschnitte innerhalb kurzer Zeiträume Änderungen unterworfen sind.

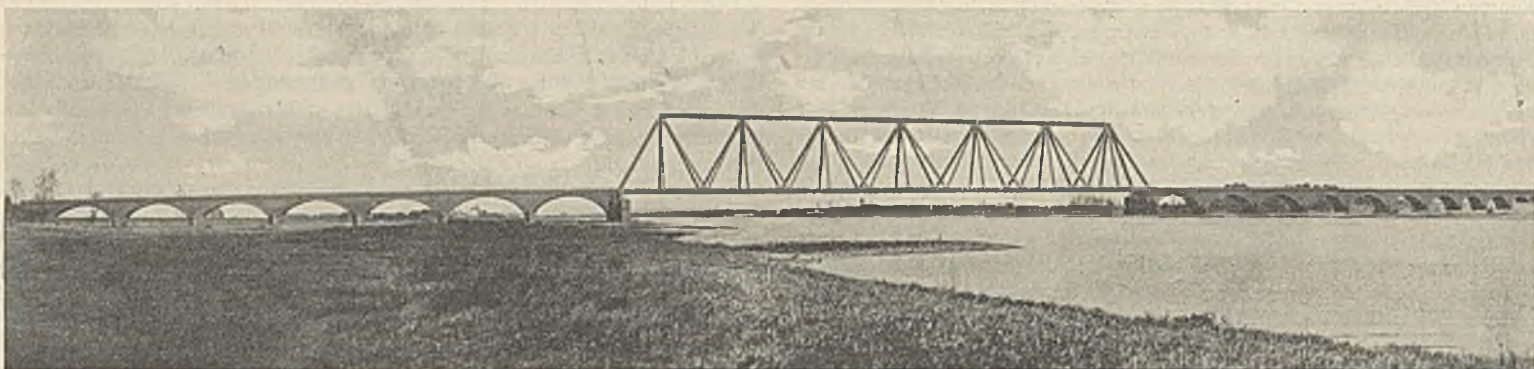


Abb. 1.

### Anwendung des Contractor-Verfahrens beim Bau der Uferpfeiler für die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Rheinkassel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. A. Dischinger, Dortmund.

Auf der linken Rheinselte bei Rheinkassel sind anschließend an die Hauptstromöffnung, die mit einem 308 m weit gespannten Balkenträger (Dreiecksträger nach Bauart T11s<sup>1)</sup>) überbrückt werden soll, sieben kleinere

Infolge der Wirtschaftskrise sind bisher nur das Endwiderlager und weitere sechs Pfeiler dieser Vorlandbrücke ausgeführt worden. Das Endwiderlager sollte mittels Wasserhaltung in offener Baugrube hergestellt werden; da jedoch durch die Wasserhaltung dem anstehenden Kiesboden sehr viel feiner Sand entzogen wurde, mußte der unterste Teil der Baugrube durch eiserne Kanaldielen gesichert werden.

Bei Ausschreibung und Vergebung der Bauarbeiten durch die Reichsbahndirektion Köln war vorgesehen, daß die Pfeiler II bis V ebenfalls unter Wasserhaltung, die Pfeiler VI und VII aber in Anbetracht der größeren Gründungstiefe unter Anwendung von Unterwasserschüttbeton gegründet werden sollten. Es war damals beabsichtigt, diesen Unterwasserschüttbeton unter Verfahrung eines Teleskoprohres einzubringen<sup>2)</sup>.

Da der Rheinwasserstand während der gesamten Bauzeit vom 6. Oktober 1930 bis Anfang Oktober 1931 mit Ausnahme weniger Tage über MW und meist auch über Geländehöhe lag, war die Ausführung der Pfeiler II bis V mittels Wasserhaltung unmöglich, abgesehen davon, daß die beim Endwiderlager festgestellte Entziehung von Sand den Baugrund verschlechtert hätte. Die Reichsbahndirektion Köln entschloß sich daher, auch bei diesen Pfeilern Unterwasserschüttbeton anzuwenden. Die in der Zwischenzeit veröffentlichten Erfahrungen, die in Magdeburg mit dem Contractor-Verfahren gemacht waren, gaben dann Veranlassung zu dessen Anwendung. Da mit diesem Verfahren auch in Rheinkassel sehr günstige Erfahrungen gemacht wurden, soll nachstehend kurz darüber berichtet werden.

Die Pfeiler II bis V wurden mit 6 m langen eisernen Spundwänden „Hoesch“ Profil I derart abgerammt, daß ihre Unterkante 1,50 m unter der Gründungssohle stand; bei den Pfeilern VI und VII kam infolge größerer Gründungstiefe Profil III mit einem Überstand von 3,15 bzw. 2,35 m zur Anwendung.

Bei dem andauernd hohen Wasserstände (vgl. Arbeitsplan, Abb. 3) wurden die Arbeiten durch Hochwasser und Regen empfindlich gestört, da die Oberkante der Spundwände, in der Annahme, daß im Herbst kein Hochwasser eintreten werde, etwa 1,0 m über MW und damit teilweise unter dem Gelände lag; es ist daher zu empfehlen, bei ähnlichen Ausführungen die Oberkante der Spundwand etwa 1,5 bis 2,0 m über MW, mindestens aber etwas höher als Gelände anzuordnen, damit auch bei kleinerem Hochwasser gearbeitet werden kann und bei Niederschlägen kein Schlamm in die Baugruben gespült wird.

<sup>2)</sup> Ähnlich wie in Bautechn. 1929, Heft 48, S. 739 vom Verfasser beschrieben.

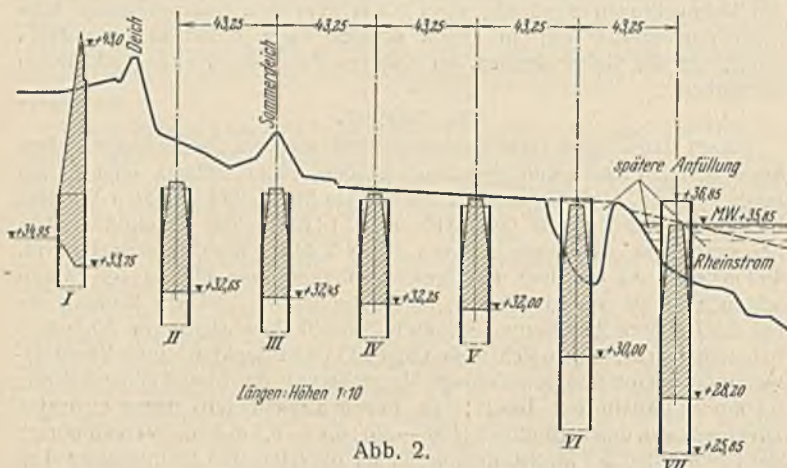


Abb. 2.

durch massive Ziegelsteingewölbe überbrückte Öffnungen vorgesehen (Abb. 1 u. 2).

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1928, Heft 38; 1931, Heft 6.

Arbeitsplan

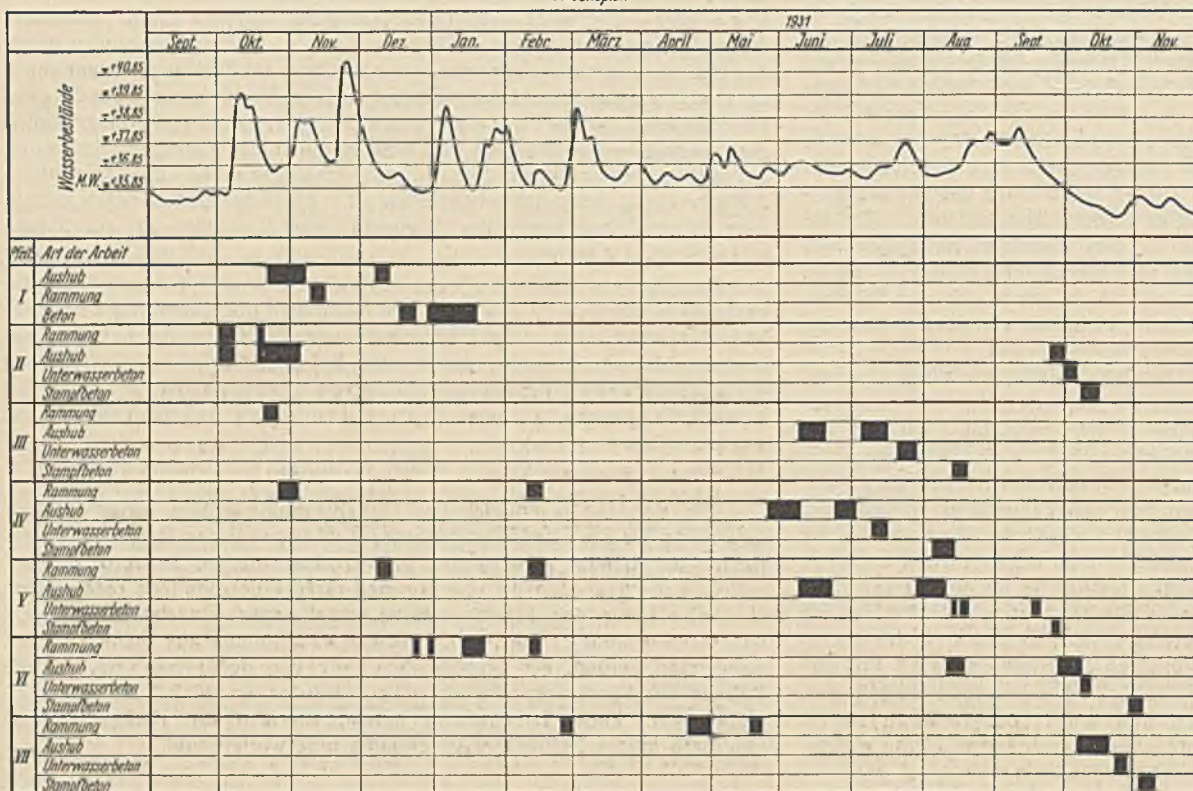


Abb. 3.

Im Anschluß an die Rammung der Spundwände wurden im Innern der Baugrube 2 I-Träger mit zwei angenieteten C-Eisen eingerammt, gegen die der hölzerne Verbau der Baugrube gestützt wurde (Abb. 4).

Da nach den vorliegenden Erfahrungen die Größe der einzelnen Felder für das Contractor-Verfahren nicht größer als etwa  $6 \times 6$  m betragen soll, mußten die  $17 \times 12,8$  m großen Baugruben in sechs Felder unterteilt werden, deren Trennungslinien sich in der Achse der oben erwähnten T-Träger schneiden.

Um die Schwierigkeiten, die bei Abtrennung der Felder mit Holztafeln auftreten, zu vermeiden, wurde beschlossen, hier Eisenbetontafeln zu verwenden, die einen Bestandteil des Bauwerkes darstellen (Abb. 4a). Diese Tafeln wurden nach Ausbaggerung der Baugrube bis etwa 2,50 m unter Oberkante der Spundwand mittels Kranes in die Nuten der Spundwand bzw. der I- und C-Eisen eingesetzt und bei weiterer Ausbaggerung der Baugrube entsprechend abgesenkt. Es ist erforderlich, daß sowohl die Spundwände als auch die I-Eisen lotrecht stehen, damit die Platten gut abgesenkt werden können und damit ein dichter Abschluß des Betons an diesen Führungsstellen erzielt wird. — Diese Tafeln waren in jeder Ebene zwecks Einschränkung des Gewichtes der Höhe nach unterteilt und in aufgelöster Konstruktion durchgebildet, so daß eine gute Verzahnung der Tafeln mit dem eigentlichen Schüttbeton erzielt wurde.

Zum Einbringen des Betons wurde ein in der Längsrichtung der Baugrube verschiebbares Gerüst verwendet, in dem das mit einem Trichter versehene, 25 cm weite Schüttrohr aufgehängt war. Der Beton wurde diesem Trichter zugeführt durch eine Gußbetonanlage mit 25 m freier Ausladung, die oberstrom der Pfeiler parallel zur Brückenachse fahrbar angeordnet war (Abb. 5).

Die Höhe des eingebrachten Schüttbetons betrug 1,8 bis 2,5 m, wobei sich die Neigung der Oberfläche zwischen 1 : 5 bis 1 : 10 einstellte.

Für die Herstellung des Betons wurde teils Rheinkies, teils Grubenkies verwendet. Die Korzusammensetzung wurde laufend geprüft und je nach dem Siebergebnis verbessert. Durch Versuche in der Baustoffprüfstelle der Reichsbahndirektion Köln wurde festgestellt, daß mit einem Mischungsverhältnis von Sand : Kies von 1 : 1,1 der dichteste und geschmeidigste Beton erzielt wurde. Auf der Baustelle wurde beobachtet, daß bei Zusatz von grobem Material Verstopfungen im Rohr eintraten; wenn aber grobes Material nicht in dem Umfang zugesetzt wurde, wie dies für die Korzusammensetzung von normalem Beton wünschenswert gewesen wäre, und also der Anteil des Feinsandes im Gesamtmaterial erhöht wurde, so wurden Rohrverstopfungen vermieden und ein gutes Fließen des Betons mit flacher Oberflächenneigung erzielt.

Als Bindemittel kam ausschließlich Traßportlandzement 50/50 zur Verwendung, der nach 28 Tagen Festigkeiten von 450 bis 590  $\text{kg/cm}^2$  ergab. Das Mischungsverhältnis von 1 : 5 erforderte bei einem Raumgewicht von 1000  $\text{kg/m}^3$  209 l Traßportlandzement auf 1  $\text{m}^3$  loses Haufwerk.

Nach dem Leerpumpen der Baugruben wurde eine dünne Schlamm-schicht gefunden, die aus feinem Sand, Traß und Zement bestand. Zum Teil rührte diese Schicht aus den von oben durch Regen in die Baugruben gespülten Schlamm her, zum Teil aus dem oberen, mit dem Wasser in

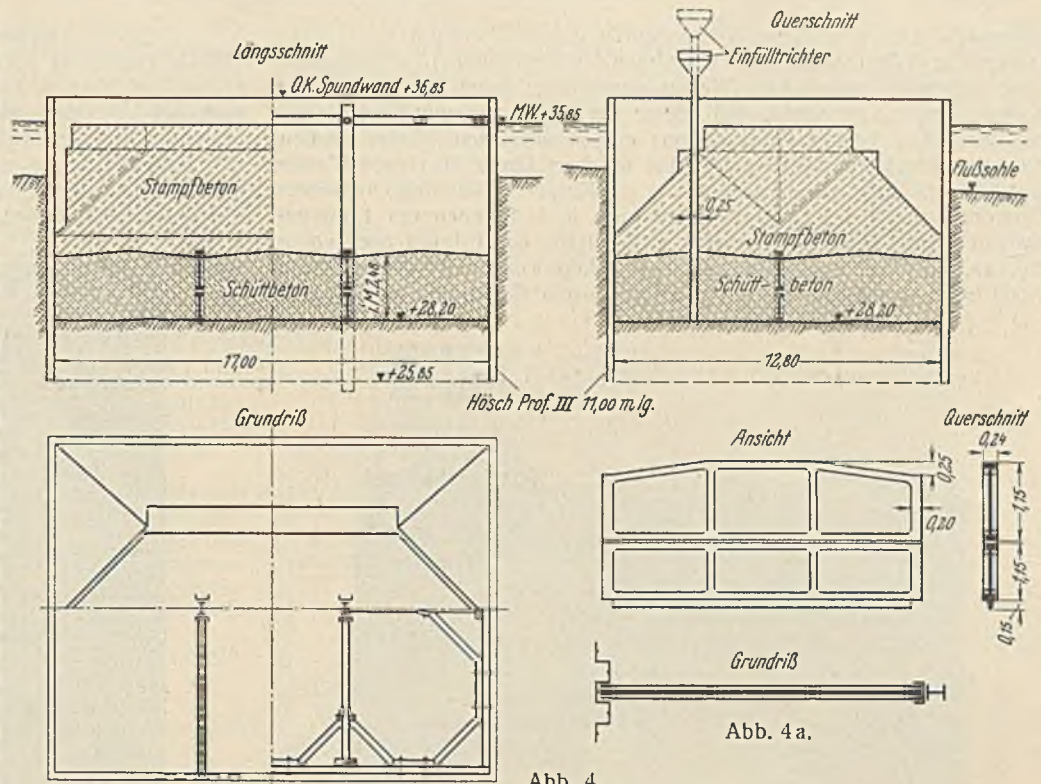


Abb. 4.

Berührung stehenden Beton bzw. aus dem beim Gußbetonverfahren unvermeidlichen Materialverlust aus den Rinnen und beim Füllen des Trichters. Ein Ausspülen aus dem eigentlichen Betonkern hat nicht stattgefunden. Dieser Schlamm sammelte sich etwas stärker in den tiefer liegenden Ecken der Quadrate, wo auch jeweils der für den Beginn des Gießens verwendete Sackpfropfen aufzufinden war.

Der Wasserzusatz wurde reichlich gewählt (10 bis 14%), da die Versuche mit trockener Mischung ebenfalls zu Verstopfungen im Rohr Veranlassung gaben.

Da die Perioden niederen Hochwasserstandes jeweils nur sehr kurz waren, mußte schon frühzeitig abgepumpt werden, so z. B. geschah dies beim Pfeiler VII, der am tiefsten gegründet ist, schon fünf Tage, nachdem der Beton im letzten Felde eingebracht war.

Aus der Baugrube des zuerst hergestellten Pfeilers IV, dessen Beton in der Zeit vom 10. bis 15. Juli 1931 eingebracht wurde, wurde ein Block von 80/60/30 cm, zwecks Untersuchung auf Druckfestigkeit und Wasserdichtigkeit in der Baustoffprüfstelle der Reichsbahndirektion Köln, ausgestemmt. Die aus dem Block herausgeschnittenen Würfel von 20 cm Kantenlänge ergaben am 6. September 1931 Festigkeiten von 238 bzw. 230, i. M. 234  $\text{kg/cm}^2$ ; die während der Betonierung hergestellten Probewürfel haben nach 28 Tagen Festigkeiten von 259, 242 und 198  $\text{kg/cm}^2$  ergeben.

Schon die Besichtigung der Außenflächen des ausgestemmtten Blockes ergab, daß das Gefüge des Betons gleichmäßig, gut und dicht war und daß kein Entmischen der einzelnen Korngrößen stattgefunden hatte. Die Schnittflächen von durchgesägten Betonkörpern bestätigten dies ebenfalls (Abb. 6).

Zur Untersuchung auf Wasserdichtigkeit des Betons wurden aus dem gleichen Block zylindrische Körper von 20 cm Durchm. und 14 cm Höhe

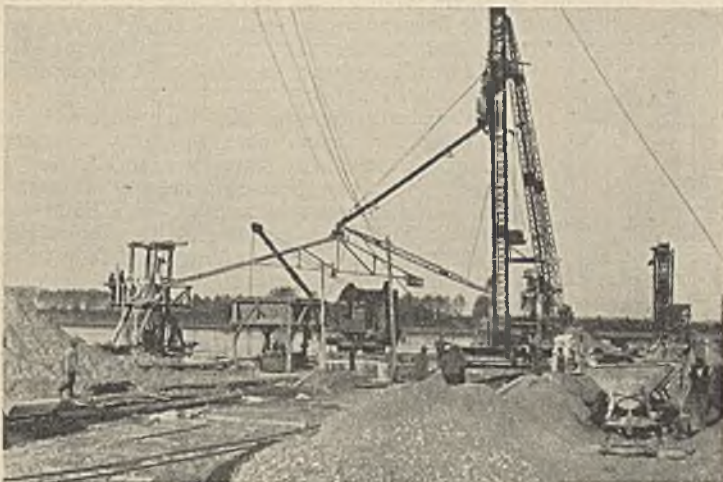


Abb. 5.



Abb. 6.

ausgesägt. Der eine dieser Körper wurde einem Überdruck von 1,2 atü (entsprechend dem tatsächlichen Überdruck des Hochwassers)  $5 \times 24$  Stunden lang ausgesetzt, wobei kein Wasser durchdrang; beim Zerschlagen des Körpers wurde festgestellt, daß infolge der Kapillarwirkung Feuchtigkeit nur bis auf halbe Höhe des Körpers eingedrungen war. Beim zweiten Körper sollte festgestellt werden, bei welchem Druck überhaupt Wasser durchdringt. Zu diesem Zweck wurde der Körper 24 Stunden lang einem Überdruck von 1 atü ausgesetzt, der nach je 24 Stunden um 1 atü gesteigert wurde. Bei 16 atü war die Oberfläche des Körpers noch völlig trocken, bei 17 atü zerplatzte der Körper infolge von Schubbeanspruchung. Auch hier war die Feuchtigkeit wie beim ersten Körper nur bis in halbe

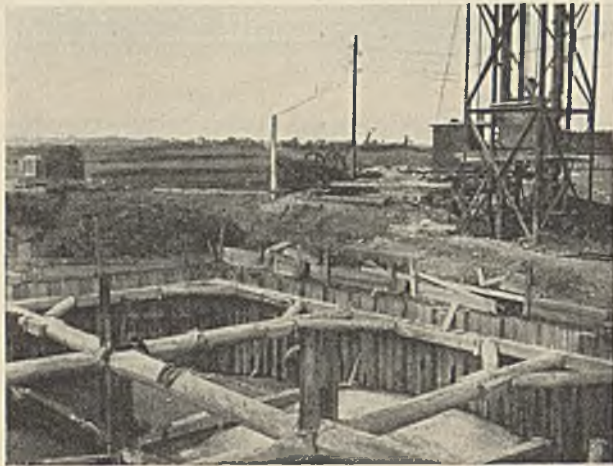


Abb. 7.

Höhe vorgedrungen. Die Ergebnisse sind sowohl bezüglich der Druckfestigkeiten als auch der Wasserdichtigkeit als außerordentlich günstig zu beurteilen, zumal wenn der geringe Zementverbrauch je  $m^3$  in Betracht gezogen wird.

Die von Gaye<sup>2)</sup> aufgestellte Forderung, daß ein Mischungsverhältnis von mindestens  $400 \text{ kg}/m^3$  angewendet werden müsse, darf daher im Interesse der Wirtschaftlichkeit nicht unerheblich unterschritten werden.

<sup>2)</sup> S. Bautechn. 1932, Heft 27, S. 364.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Knickfestigkeit der einbetonierten Stahlsäule.

Meine älteren Versuche mit Eisensäulen, bei denen ich einen Vergleich der Tragfähigkeit ohne und mit Einbetonierung ausgeführt habe<sup>1)</sup>, haben zwar in erster Linie dem Zwecke gedient, die Mitwirkung des Betons nachzuweisen. Sie haben aber nebenbei auch die Frage beantwortet, inwieweit der Einfluß der Knickfestigkeit durch die Einbetonierung behoben wird. Besonders überzeugend sind meine Versuche mit Säulen aus umschnürtem Gußeisen<sup>2)</sup>, weil die viel größere Knickempfindlichkeit dieses Baustoffes hinreichend bekannt ist und weil ich, ausgehend von den ausgeführten Versuchen, eine besondere Tabelle für den Einfluß der Knickung auf schlanke Säulen aus umschnürtem Gußeisen aufgestellt habe<sup>3)</sup>. Die Festlegung solcher Gesetze bedarf noch weiterer umfangreicher und kostspieliger Versuche. Nachdem nun aber die Erkenntnis der Wichtigkeit und wirtschaftlichen Bedeutung der Knickversteifung durch eine Einbetonierung allgemein anerkannt ist und in weiten Kreisen Fuß gefaßt hat, scheint es mir kaum berechtigt zu sein, die Vollendung dieser wissenschaftlichen Arbeiten abzuwarten, deren Abschluß bei unserer traurigen wirtschaftlichen Lage nicht so bald zu erwarten steht. Man sollte sich vielmehr zum wenigsten auf das beschränken und das festhalten, was man bestimmt weiß; das sind aber die im Eisenbetonbau hinreichend studierten Verhältnisse, unter denen die Einbetonierung gleichbedeutend mit einer vollständigen Versteifung ist und daher jede Knickabminderung unnötig ist, während man heute noch vielfach glaubt, die Stahlsäule für alle Fälle so berechnen zu müssen, als ob sie vollständig frei stünde.

Die von mir in der Bautechnik gegebene Anregung<sup>4)</sup> hat zur Folge gehabt, daß bei der Neuauflage der österreichischen Norm für Knickfestigkeit 1933 gewisse Bedingungen für Säulen aus Flußstahl aufgenommen wurden, unter denen diese Norm keine Anwendung findet, unter denen also eine Knickabminderung nicht in Betracht zu ziehen ist. Wenn auch diese Vorschriften noch keinen Anspruch auf Vollständigkeit auf diesem Gebiete erheben können, sie vielmehr mit Rücksicht auf die Schaffung von einer Übergangsform zu späteren genaueren Vorschriften in vieler Hinsicht absichtlich sich auf das Notwendige beschränken, so verdienen

<sup>1)</sup> Forscherarbeiten, Heft 8, Berlin 1908. — B. u. E. 1907, S. 172; 1908, S. 71, 148, 266.

<sup>2)</sup> Wochenschrift f. ö. Baudienst 1915 von O. Schreier u. a. m.

<sup>3)</sup> B. u. E. 1921, S. 208.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1931, Heft 7, S. 94; Heft 45, S. 665.

In vier von insgesamt 36 betonierten Feldern ergaben sich geringe Undichtigkeiten an der Führung der Tafeln, die jedoch in einfacher Weise abgedichtet werden konnten; sonst waren sowohl die Spundwände als auch der Unterwasserschüttbeton völlig dicht, so daß der obere Stampfbeton der Fundamente sich leicht einbringen ließ.

Zwischen Schütt- und Stampfbeton wurde über den Eisenbetonplatten eine Rundisenbewehrung zur besseren Verbindung der einzelnen Felder untereinander eingelegt.

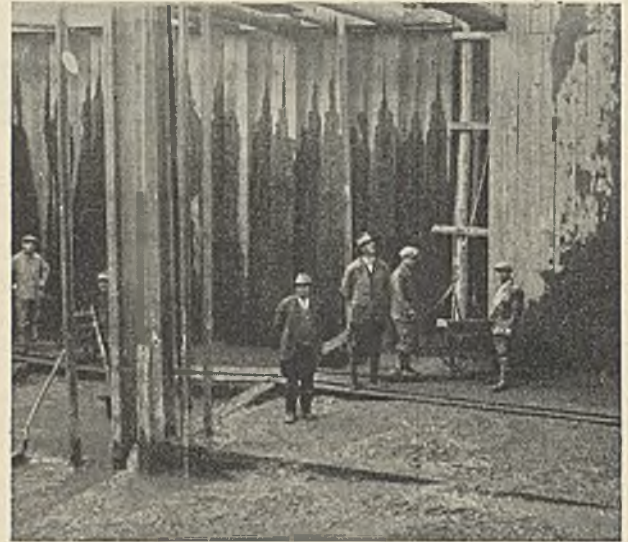


Abb. 8.

Abb. 7 zeigt die leergepumpte und gereinigte Baugrube III, Abb. 8 die ungereinigte Oberfläche des Schüttbetons der Baugrube VII.

Der Arbeitsplan (Abb. 3) zeigt einerseits die vielfachen und lange dauernden Unterbrechungen durch Hochwasser, andererseits aber auch die kurze Bauzeit für die einzelnen Arbeiten.

Seitens der Reichsbahndirektion wurden die von der Firma Wiemer & Trachte, Eisenbeton-Tiefbau G. m. b. H., Dortmund, ausgeführten Arbeiten durch Reichsbahn-Oberrat Dr.-Ing. Tils und Reichsbahnrat Schenkelberg geleitet.

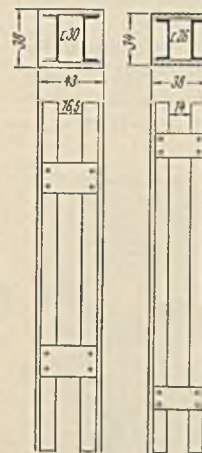
sie doch als der erste Schritt nach dieser Richtung hin für die Baustoffersparnis besondere Beachtung. Wir geben dem Wunsche Ausdruck, daß die den neuen Vorschriften zugrunde liegenden Anschauungen in der Praxis festen Fuß fassen und sie durch Fortsetzung der Versuche weiter ausgebildet werden mögen.

Um die Tragweite der in der Önorm gemachten Vorschläge zu überblicken, sie also weder zu unter- noch zu überschätzen, soll ein Beispiel erörtert werden. Wir wählen zum Vergleich der alten und neuen Vorschriften eine Säule im Erdgeschoß eines Gebäudes, wo Stockwerkshöhen von 4 m häufig vorkommen. Wir vergleichen eine Stahlsäule nach der heute üblichen Berechnung, wobei auf die Art ihrer Umhüllung, die lediglich als Feuerschutz wirken soll, keine Rücksicht genommen wird. Wir gelangen in diesem Falle zu Abmessungen von  $43/38 \text{ cm}$  mit einem Stahlkern von  $2 \text{ C } 30$  (vgl. Abb.). Die sonst zulässige Beanspruchung von  $1400 \text{ kg}/\text{cm}^2$  erfährt eine Knickabminderung von 1,3, sie beträgt demnach  $1080 \text{ kg}/\text{cm}^2$ , und der erforderliche Stahlquerschnitt ergibt sich zu  $130 \text{ cm}^2$ .

Wenn wir dagegen die Säule unter Berücksichtigung der Önorm ohne Knickung berechnen, so liegt sie innerhalb jener Grenzen, die uns erlauben, von einer Knickabminderung abzusehen, wenn wir den Feuerschutz durch eine Einbetonierung des Stahlkerns ausführen. In diesem Falle ist die zulässige Beanspruchung von  $1400 \text{ kg}/\text{cm}^2$  unverändert, es sind also  $100 \text{ cm}^2$  Stahlquerschnitt erforderlich; es genügen demnach  $2 \text{ C } 26$ , und die äußeren Querschnittsabmessungen sind  $38/34 \text{ cm}$ .

Die Ersparnis an Stahl beträgt daher 22%, die Entfernung der Bindebleche vergrößert sich um 50%. Bezogen auf die Gesamtkosten bedeutet dies eine Verminderung um etwa 7%.

Wir sehen, daß damit wohl nicht viel erreicht ist und daß das eigentliche Ziel einer wirtschaftlichen Durchführung darin bestehen muß, den Beton nicht nur als Knickversteifung, sondern als einen mitwirkenden Tragteil einzubeziehen. Zu diesem Behufe bedarf es einer Berechnung der Säule nach dem Additionsgesetz, wobei die Bruchlast durch geeignete



Vorkehrungen als Summe der Tragfähigkeit der beiden Baustoffe sich Geltung verschafft, die zulässige Last die Summe der zulässigen Belastungen der beiden Baustoffe darstellt und die Sicherheit der Säule sich je nach dem Vorwiegen von Stahl oder Beton entsprechend abstuft.

Die Deutschen Vorschriften für Eisenbeton 1932 haben bereits einen bemerkenswerten Schritt nach der richtigen Richtung getan und das Additionsgesetz aufgenommen. Es bedarf nur noch einer gewissen Vervollständigung dieser Vorschriften. Der konservative Zug unserer Fachwelt gestattet nicht, grundlegende Reformen rasch einzuführen. In demselben Sinne ist auch die vorsichtige Fassung der Knicknorm zu verstehen. Es handelt sich nur noch darum, das Ganze in einen einheitlichen Guß

umzuformen. Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton wird Gelegenheit haben, auf Grund der in Gang befindlichen Säulenversuche das entscheidende Wort zu sprechen<sup>5)</sup>. Genauere Angaben in tabellarischer Zusammenstellung finden sich im Heft 6 auf S. 93 von Beton u. Eisen 1933 dargestellt, und mit Bezug auf die Qualität des bei dem Zusammenarbeiten erforderlichen Betons sei auf meine neuesten Forschungen verwiesen, die sich in dem Berichtsheft Nr. 13 des Österreichischen Eisenbetonausschusses 1933 finden.  
Dr. F. Emperger.

<sup>5)</sup> Vgl. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, S. 38, Fußnote 30. Berlin, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

### Vermischtes.

**Technische Hochschule Berlin.** Prof. Dr.-Ing. Birkenstock ist zum ordentlichen Professor in der Fakultät für Bauwesen ernannt worden; mit Wirkung vom 1. April d. J. ab ist ihm eine planmäßige Professur für Baukonstruktionen verliehen worden.

**Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau (DIN 1052)<sup>1)</sup>.** Der „Ausschuß für einheitliche technische Baupolizei Bestimmungen (ETB)“ im Deutschen Normenausschuß hat das neue Normblatt DIN 1052, das für alle Bauten aus Holz im Hochbau, also auch für fliegende Bauten, Baugerüste, Abstufungen, Lehrgerüste und Schalungsstützen, mit Ausnahme der Lehrgerüste von Brücken gilt, endgültig verabschiedet.

Nach Einführung von DIN 1052 durch die deutschen Länderregierungen wird es in Deutschland nur noch drei Vorschriften für die Ausführung von Holzbauwerken geben, nämlich die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“, DIN 1074 „Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken“ und DIN 1052.

Das Normblatt enthält Bestimmungen über die Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, über die zulässigen Spannungen von Bauholz, über Querschnittsermittlung und Bemessung von Druckstäben und über Verbindungsmittel. Der Abschnitt „Einzelheiten der Herstellung und Aufstellung“ enthält Hinweise über Stoßdeckung und Anschlüsse und über die Ausführung von Holzbauten. Der letzte Teil behandelt die Frage der Durchbiegung und Überhöhung.

**Wasserkraftanlage am Eagle-Paß, Tex.** Eng. News-Rec. 1932, Bd. 109, Nr. 13 vom 29. September, S. 377, berichtet über eine bemerkenswerte Wasserkraftanlage in einem neuen Bewässerungskanal am Rio Grande in Texas, der im ersten Abschnitt fertiggestellt ist. Am Ende dieses ersten Abschnittes nähert sich der Kanal nach einem Verlauf von 52 km am

Rande des bewässerten Gebietes dem Fluß bis auf etwa 500 m. An dieser für das Kraftwerk ausgewählten Stelle liegt der Bewässerungskanal, der für eine Wasserführung von 43 m<sup>3</sup>/sek bemessen ist, mit seinem Spiegel rd. 26 m über dem NW des Rio Grande. Eine Verlängerung des Kanals um 95 km zur Bewässerung des Gebietes am linken Stromufer ist für später vorgesehen (Abb. 1).

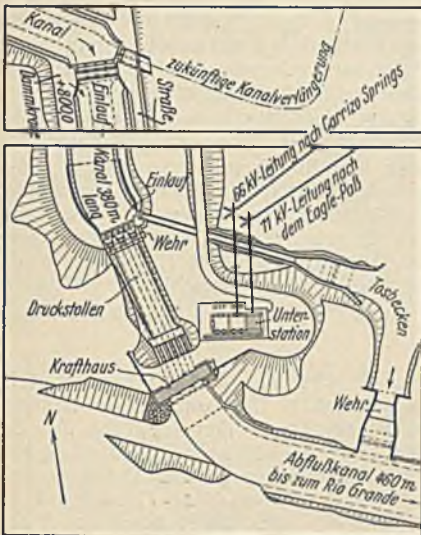


Abb. 2.

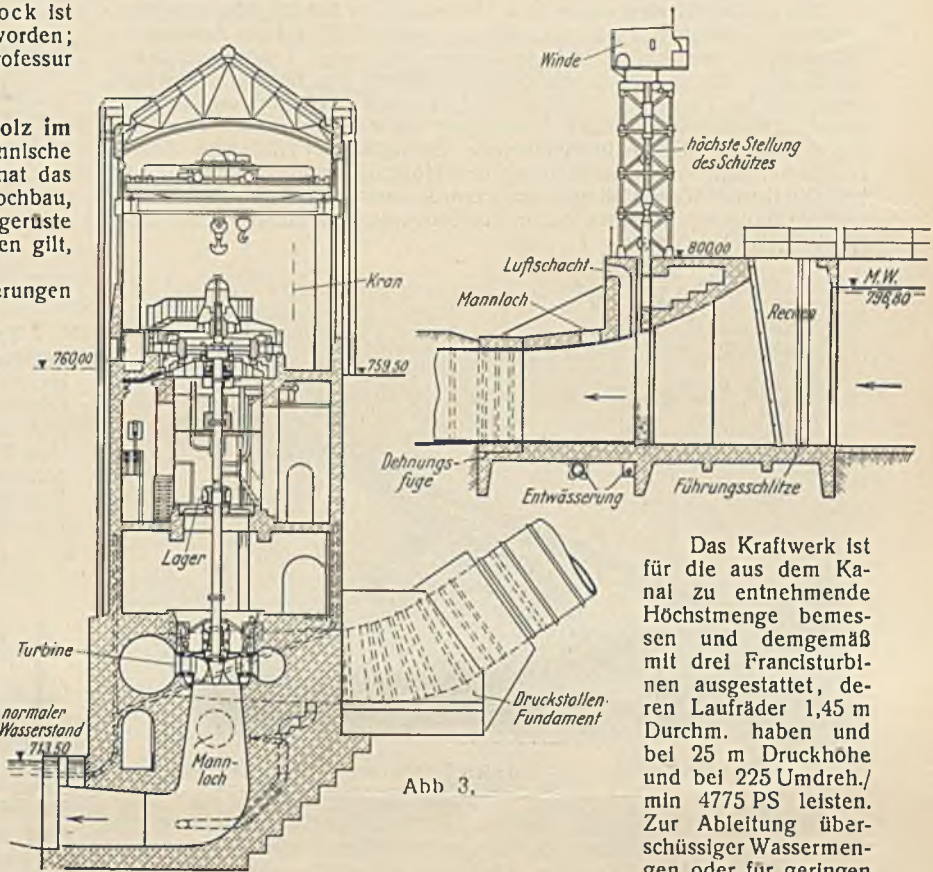


Abb. 3.

Das Kraftwerk ist für die aus dem Kanal zu entnehmende Höchstmenge bemessen und demgemäß mit drei Francisturbinen ausgestattet, deren Laufräder 1,45 m Durchm. haben und bei 25 m Druckhöhe und bei 225 Umdreh./min 4775 PS leisten. Zur Ableitung überschüssiger Wassermengen oder für geringen Verbrauch während der

Stilllegungen einzelner Krafteinheiten ist ein Umleitungskanal zum Rio Grande vorgesehen. Dieser hat eine Breite von 3,65 m und rechteckigen Querschnitt; Sohle und Seitenwände sind betoniert. Am oberen Teil ist eine Überfallschwelle und ein Abschlußschütz vorgesehen. Am unteren Ende ist für die Zerstörung der Energie der abströmenden Wassermengen durch Einbau von Tosbecken Sorge getragen. Der Verlauf des Umleitungskanals, die Anordnung der Einläufe und der Kraftanlage sind aus Abb. 2 ersichtlich.

Der Zuleitungskanal liegt zwischen schmalen Dämmen, im unteren Teile im Bodeneinschnitt. Kurz vor dem Einlauf ist das Kanalbett mit Beton verkleidet. Die drei Druckrohre zu den Turbinen haben einen Durchmesser von 3,35 m, der für eine Durchflußgeschwindigkeit von rd. 2 m/sek berechnet ist. Da die Druckrohre zum Schutze gegen Temperatureinwirkungen überdeckt werden mußten, so war es erforderlich, sie auf



Abb. 1.

Über den Bewässerungsplan wird in der gleichen Fachschrift vom 11. August 1932 besonders berichtet.

<sup>1)</sup> Das Normblatt kann vom Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Dresdener Straße 97, zum Preise von 1 RM bezogen werden.

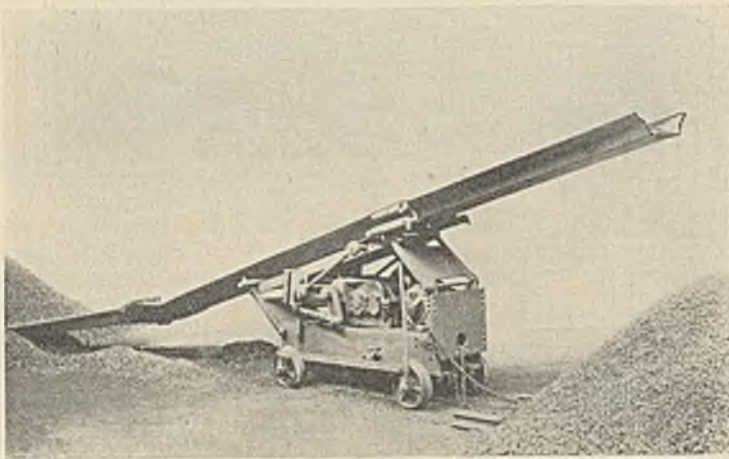
Dichtigkeit zu prüfen. Die Außenseiten wurden dann nach vorheriger Reinigung mittels Sandstrahlgebläse mit einem heißen Bitumen-Anstrich versehen. Im Inneren erhielten die Druckstollen zwei Anstriche von wasserfester Farbe. Die Turbinengehäuse sind aus Stahlplatten hergestellt. In dem knieförmigen Abflußrohr ist ein Mannloch für Überwachungszwecke

angeordnet. Ein neuartiges Zentralschmieresystem sorgt für die Ölung aller Turbinenteile. Die Stromerzeuger sind für 400 kVA (6900 V/60 Per.) bemessen. Die Generatoren werden durch Luftzufuhr von oben her gekühlt. Die erhitzte Kühltluft wird im Winter zur Beheizung des Raumes benutzt.

Das Krafthaus ist in Eisenbeton hergestellt. Der Generatorenraum, an dessen Ende die Schaltanlagen eingebaut sind, umfaßt den Hauptteil des Gebäudes. Die Außenseiten sind gegen Hochwasser im Fluß geschützt.

Die Stellung der Einlaufschütze wird durch farbige Lampen im Schalt-raum angezeigt. Die Ablaufschütze werden ebenfalls selbsttätig überwacht. Ebenso werden die Wasserstände und die Durchflusmengen in den einzelnen Turbinen durch geeignete Vorrichtungen aufgezeichnet. Abb. 3 zeigt einen lotrechten Schnitt durch das Maschinenhaus bzw. durch eine Krafteinheit und durch ihren Druckstoßen. Zs.

**Bergaufschüttelrutschen zum Verladen von Schüttgütern bei Bauarbeiten.** Infolge der günstigen Eigenschaften, Billigkeit in Anschaffung und Betrieb, von geringen Abmessungen bei hoher Leistungsfähigkeit, haben sich die gewöhnlichen Schüttelrutschen im Bauingenieurwesen, besonders im Tunnel- und Stollenbau, mehrfach eingeführt und bewährt. Eine Schwierigkeit bei ihrer Anwendung lag nur darin, daß beim Verladen von Massengut in Fahrzeuge Zusatzförderer (fahrbare Förderbänder od. dgl.) zur Überwindung des Höhenunterschiedes vom Boden bis Oberkante Wagen eingesetzt werden mußten. Eine Vereinfachung und Verbilligung bedeutet daher die Bergaufschüttelrutsche (von Gebr. Elckhoff, Bochum).



Bergaufschüttelrutsche für Verladearbeiten von einem Haufenlager.

Sie kann entweder ohne eigenen Antrieb an eine waagrecht verlegte Schüttelrutsche anschließbar oder als selbständiger Verlater mit Antrieb gebaut sein (s. Abb.), der das Fördergut selbsttätig vom Haufenlager wegnimmt. Die Aufwärtsbewegung des Fördergutes kommt dadurch zustande, daß die durch die Beschleunigung beim Hingang hervorgerufene Trägheitskraft des Fördergutes, vermehrt um die in der Rutschenrichtung rückwärts wirkende Schwerkraftkomponente, die Reibung zwischen Fördergut und Rinne nicht übersteigt. Bis zu 12° Anstieg wird nach den Erfahrungen ein Vorschub des Gutes erzielt, der mindestens so groß ist wie auf einem waagerechten Abschnitt der gleichen Rutsche. Das vorderste Rinnestück ist schwenkbar, um eine gewisse Streubreite zu erhalten.

An der Bergaufrutsche mit eigenem Antrieb wird der Fahrwagen durch eine Ratsche vorgeschoben und die Aufnahmeschaufel in das Haufwerk gedrückt. Zur Bedienung genügt ein Mann. Für eine Förderleistung von 30 bis 40 t/h ist ein Energiebedarf von etwa 7 PS vorhanden. Das Gewicht beträgt rd. 1500 kg, die Länge einschließlich der Aufnahme-einrichtung 9,5 m.

Die Bergaufrutsche ohne eigenen Antrieb kann auch zwischen zwei waagrecht, aber in verschiedenen Höhen arbeitenden Rutschen zur Überwindung des Höhenunterschiedes eingeschaltet werden. R.—

**Zuschrift an die Schriftleitung.**

**Drehverfahren zur Auswechslung stählerner Eisenbahnbrücken.** Zu diesem in Bautechn. 1933, Heft 17, S. 229, von Herrn Reichsbahnrat J. Zillinger, Berlin, veröffentlichten Aufsatz erlaube ich mir, unter Hinweis auf das in der Fußnote angeführte Schrifttum<sup>1)</sup>, folgendes zu bemerken.

Bei dem in Bautechn. und in Eng. News-Rec. beschriebenen Brückenauswechslungsverfahren wird das neue Brückentragwerk verkehrt, d. h. mit

<sup>1)</sup> Schönhofer, Die Auswechslung von Brückentragwerken ohne Verwendung von Gerüsten, Der Brückenbau 1913, S. 88ff.; Z.d.OeIAV 1913, S. 294ff. — Bühler, Über Brückenauswechslungen, Der Eisenbau 1913, S. 310. — Schönhofer-Bühler, Über Brückenauswechslungen (Erwiderung und Gegenerwiderung), Der Eisenbau 1913, S. 386. — Herzka-Schönhofer, Die Auswechslung von Brückentragwerken usw. (Erwiderung und Gegenerwiderung), Z.d.OeIAV 1913, S. 701 u. 702. DRP 271 685 vom 8. September 1912.

den Obergurten unten, auf das bestehende aufgebracht, und dann werden die beiden Tragwerke miteinander verbunden. Sodann werden an den Enden der beiden gekuppelten Tragwerke Drehvorrichtungen angebracht, mit deren Hilfe die Tragwerke um 180° gedreht werden, so daß das alte Tragwerk nach oben und das neue nach unten zu liegen kommt.

Diese Brückenauswechslung habe ich bereits vor zwanzig Jahren beschrieben und zur Ausführung empfohlen. Die damalige Abbildung zeigt oben die gekuppelten Tragwerke vor der Drehung und unten nach der Drehung. Das neue Tragwerk braucht nur noch auf die Auflager abgesenkt zu werden, worauf das alte Tragwerk oben abgeschoben oder abgebaut wird.

Bei dem von mir angegebenen Verfahren wurden damals von verschiedenen Seiten die Schwierigkeiten bei der Lagerung und Befestigung der Drehvorrichtung und die Schwierigkeiten bei der Aufstellung des neuen Tragwerkes im umgekehrten Zustande bemängelt. Auch wurde gesagt, die Tragwerke würden beim Drehen große Mehrbeanspruchungen erfahren.

Ich freue mich, daß das beschriebene Drehverfahren trotz dieser Einwände nun doch in Japan mehrfach zur Anwendung gekommen ist.

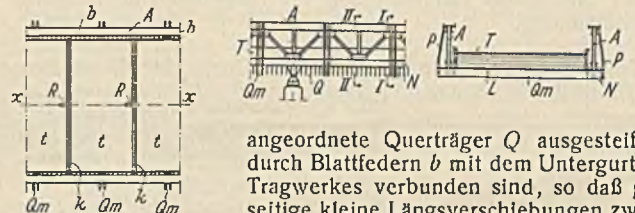
Die geschilderte Brückenauswechslung der Japaner entspricht übrigens durchaus dem Stande der Brückenbautechnik vor zwanzig Jahren.

Prof. Dr.-Ing. Robert Schönhofer, Braunschweig.

Herr Reichsbahnrat J. Zillinger hält eine Erwiderung auf die vorstehende Zuschrift nicht für erforderlich. Die Schriftleitung.

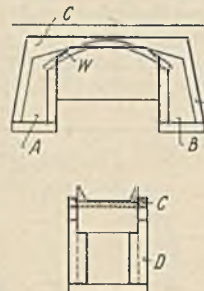
**Patentschau.**

**Tragwerk mit eingebautem Kanaltrog zur Überführung von Schiffahrtskanälen über Flüsse oder Geländeeinschnitte.** (Kl. 19d, Nr. 536 365 vom 4. 6. 1929 von Gutehoffnungshütte Oberhausen AG in Oberhausen, Rhld.) Um solche Tragwerke zu vereinfachen, zu verbilligen und sie bei beschränkter Bauhöhe verwenden zu können, ist der Kanaltrog *T* in das Tragwerk *A* eingebaut und in einzelne Trogabchnitte *t* zerlegt, die durch Zwischenstücke *K* miteinander verbunden sind. Die Bodenbleche *L* der Trogabchnitte sind mit dem am Tragwerk *A* starr befestigten Mittelträger *Q<sub>m</sub>* fest vernietet und durch in kleinen Abständen



angeordnete Querträger *Q* ausgesteift, die durch Blattfedern *b* mit dem Untergurt *N* des Tragwerkes verbunden sind, so daß gegenseitige kleine Längsverschiebungen zwischen Trog und Tragwerk fast widerstandslos stattfinden können. Die beiden Mittelträger *Q<sub>m</sub>* jedes Trogabchnittes sind steif mit dem Tragwerk verbunden und bilden mit dessen nach außen verbreiterten Pfosten *P* steife Halbrahmen. Die Windbelastungen werden durch die Mittelträger auf den Windträger übertragen, der durch die Untergurte *N* und die Bodenbleche *L* gebildet wird, die mit den Querträgern *Q* starre Scheiben bilden. Die Trogabchnitte *t* sind durch die Mittelträger *Q<sub>m</sub>* unverschieblich an das Tragwerk angeschlossen und in der Längsachse *x-x* des Troges *T* durch biegungsfeste längsverschiebbare Riegel *R* miteinander verbunden.

**Verstärkung von Gewölben.** (Kl. 19d, Nr. 540 591 vom 7. 10. 1930 von Bruno Schulz in Berlin-Grünwald.) Das vorhandene Bauwerk besteht aus den beiden Pfeilern *A* und *B* und dem Gewölbe *W*. Zur Verstärkung des Gewölbes — durch starke Striche angedeutet — wird auf seinen beiden Seiten je ein Eisenbetonrahmen *C* angeordnet, dessen Stiele *D* sich auf die Fundamente der vorhandenen Pfeiler *A* und *B* aufsetzen und mit den Flanschen ihrer C-förmigen Querschnitte die Schmalseiten der Pfeiler umklammern. Der Riegel des Rahmens stellt dabei mittelbar eine Verstärkung des vorhandenen Gewölbes dar. Da die Rahmen auf die vorhandenen Fundamente der alten Pfeiler aufgesetzt werden, so sichern sie auch durch ihre gute Verbindung mit den alten Pfeilern eine einheitliche Wirkung auf die Fundamente, so daß man ohne eine Verstärkung der Fundamente auskommen kann. Die Verstärkung ist um so wirkungsvoller, als durch die Rahmen die beiden Pfeiler zu einem Paar biegungsfest verbunden sind, wodurch auch die Tragfähigkeit des Gewölbes erhöht wird.



**INHALT:** Ausbildung der Flußquerschnitte und Strechlinienabstände in kanalisiertem, geschlebeführenden Flüssen. — Anwendung des Contractor-Verfahrens beim Bau der Uferpfeiler für die neue Eisenbahnbrücke über den Rheln bei Rhelnkassel. — Die Knickfestigkeit der einbetonierten Stahlsäule. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau (DIN 1052). — Wasserkraftanlage am Eagle-Paß, Tex. — Bergaufschüttelrutschen zum Verladen von Schüttgütern bei Bauarbeiten. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau.