

Alle Rechte vorbehalten.

Seilaufzug für ein Schiffshebewerk.

Studie von Prof. Dr.-Ing. ehr. O. Krell, Berlin-Dahlem.

Durch die beiden Vorträge von Ministerialrat Dr. Ellerbeck in der Preußischen Akademie des Bauwesens und gelegentlich der Hauptversammlung des V. d. I. in Mannheim-Heidelberg über das Schiffshebewerk Niederfinow und deren Drucklegung im Mai ds. Js. wurde der Regierungs-Entwurf mit seinen wesentlichen Einzelheiten der Öffentlichkeit übergeben.¹⁾ Volle Klarheit über die Absichten der Regierung brachte aber erst die am 7. August erfolgte Ausschreibung des Baues mit ihren Technischen Vorschriften und Besonderen Bedingungen.

In § 2 dieser Besonderen Bedingungen ist auch die Einreichung eines Parallelentwurfes vorgesehen, und ich halte es für angezeigt, die hierfür festgesetzten Bedingungen hier im Wortlaut wiederzugeben.

Es heißt da unter k:

„Es wird anheimgestellt, außer einem Angebot gemäß den vorliegenden Verdingungsunterlagen, das in jedem Falle einzureichen ist, ein auf eigenen Entwürfen des Gesamtbaues oder von Einzelbauteilen beruhendes Angebot abzugeben, wenn die Änderungsvorschläge eine Verbilligung des Bauvorhabens erzielen, ohne die Sicherheit und Leistungsfähigkeit zu beeinträchtigen.

Ein solcher Abänderungsvorschlag kann nur berücksichtigt werden, wenn er in gleicher Weise und in gleichem Grade durchgearbeitet ist, wie die dem vorliegenden Verdingungsanschlag beigefügten Unterlagen, und muß bestehen aus:

1. einem ausführlichen Erläuterungsbericht,
2. einem ins einzelne gehenden Kostenüberschlag,
3. den notwendigen statischen und Massenberechnungen in prüfbarer Form und
4. Übersichts- und Einzelzeichnungen.

Ein solcher Entwurf muß ferner folgende Grundbedingungen unbedingt erfüllen:

1. senkrechter Hub,
2. Naßförderung,
3. vollkommener Gewichtsausgleich durch Gegengewichte an Drahtseilen,
4. Sicherung des Schiffstrogcs bei Gleichgewichtsstörungen in beiden Fahrtrichtungen (Grenzfälle: Trogleerlauf bzw. Kräfte von $\frac{1}{3}$ der Größe in entgegengesetzter Richtung),
5. gleiche Hubhöhe und gleiche Abmessungen des Schiffstrogcs wie bei den vorliegenden Verdingungsunterlagen,
6. keine Grundwassersenkung auf größere Flächen unter NN — 8,0 m,
7. Berücksichtigung der in den T. V. enthaltenen Rechengrundlagen, wie Belastungsannahmen, zulässige Beanspruchungen und Baugrundverhältnisse,
8. bei außergewöhnlichen Bauweisen oder Maschinenteilen Nachweis für ihre Herstellungsmöglichkeit, ihre Haltbarkeit und Zweckmäßigkeit durch amtliche oder leicht nachprüfbare Versuchszeugnisse, durch Hinweis auf bereits bestehende Anlagen gleicher Art und Größe oder sonst in geeigneter Weise,
9. bei Entwürfen von Einzelteilen ist die Rückwirkung der gewählten Änderung gegenüber den vorliegenden Verdingungsunterlagen auf sämtliche anderen Bauteile rechnerisch zu verfolgen. Die hierdurch entstehenden Mehr- oder Minderkosten anderer Bauteile sind eingehend nachzuweisen.“

Mit diesen Bedingungen ist tatsächlich ziemlich erschöpfend das umgrenzt, was in dem Regierungs-Entwurf als das Ergebnis einer mehr als dreijährigen, mit großen Mitteln und einem ansehnlichen Stab von Technikern geleisteten Arbeit niedergelegt ist.

Wenn die Regierung, die hier selbst erfahren hat, was es heißt, einen Entwurf wie den für Niederfinow mit allen einschlägigen Versuchen und ihren Überraschungen, Abänderungen, Wiederholungen, kurz mit all den unvorhergesehenen Schwierigkeiten und Verzögerungen durchzuarbeiten, vom Unternehmer verlangt, daß er seinen Alternativentwurf „in gleicher Weise und in gleichem Grade“ durcharbeiten soll, wie sie den ihrigen, und es dann noch für möglich hält, daß der Unternehmer diese Leistung in nicht ganz vier Monaten vollbringt, so muß ich ihr das glauben und mich darauf beschränken, dies festzustellen.

¹⁾ „Die Bautechnik“ 1927, Heft 26. — Der Regierungs-Entwurf wurde unter Verwendung des Loebellschen Patentes (D. R. P. 380 377) für die Sperrvorrichtung aufgestellt.

Mir ist es jedenfalls unmöglich, und andere Sachverständige würden für eine solche Arbeit die Spanne eines Jahres für angemessen halten.

Es kann also nicht davon die Rede sein, daß die Regierung der deutschen Ingenieurwelt durch die Ausschreibung vom 7. August 1927 und den Einreichungstermin vom 1. Dezember ds. Js. Gelegenheit gegeben habe, ihr letztes Wort zu dem großen Problem von Niederfinow zu sprechen.

So gern ich mit der sachlichen Wucht eines gediegen durchgearbeiteten Gegenentwurfes Kritik geübt hätte an dem Entwurf, dem Loebells Idee (mit Drehriegel und Federung der Ritzel) den Stempel aufgedrückt, so sehe ich mich jetzt dazu genötigt, dies mit den sehr viel schwächeren Argumenten zu tun, die ich bisher gesammelt habe, die aber, wie ich trotzdem hoffe, genügen werden, um die wesentlichen Unterschiede zwischen dem Loebellschen Antrieb und meinem Vorschlag klar hervortreten zu lassen.

Bevor ich nun zu meinen vergleichenden Ausführungen übergehe, bemerke ich, daß ich am 1. Oktober 1926 aus den Siemens-Schuckertwerken ausgeschieden bin und gerade bezüglich des Schiffshebewerkes schon geraume Zeit vorher jede Fühlung mit der Gesellschaft und den übrigen Konzernfirmen verloren habe. Wenn ich mich nunmehr entschlossen habe, in einer kritischen Abhandlung meinen Vorschlag der Lösung mit Drehriegel gegenüberzustellen, so trage ich hierfür die Verantwortung als Privatmann ganz allein. Lediglich die Freude an einer technisch ausgeglichenen Lösung und die Befriedigung, für ein in sich abgerundetes, von einheitlichem Geiste durchdrungenes Ingenieurbauwerk von der technischen Vielseitigkeit und allgemeinen Bedeutung wie das Schiffshebewerk Niederfinow einzutreten, veranlaßten mich schon früher zur Veröffentlichung meiner Studie und drücken mir auch jetzt wieder die Feder in die Hand.

Meine Studie ist ein Beweis dafür, wie wenig ein Konstrukteur auf den läuternden und befruchtenden Einfluß einer sachlichen Kritik von außen verzichten kann. Wer sich die Mühe nimmt, meinen zweiten Vorschlag mit der ersten Fassung²⁾ zu vergleichen, wird den beträchtlichen Unterschied zwischen beiden ohne weiteres erkennen. Dieser Unterschied ist sogar so groß, daß ich eigentlich Bedenken tragen müßte, den Vorschlag noch den meinigen zu nennen. Wenn ich es im folgenden trotzdem tue, so geschieht es nur der Kürze wegen. Gerade aber wegen des großen Unterschiedes zwischen den beiden Vorschlägen bedaure ich es besonders lebhaft, daß versehentlich die unrichtigen Zeichnungen in den Ellerbeckschen Vortrag Eingang gefunden haben.

Die Vorschrift, daß den Seilen nur eine Funktion übertragen werden dürfe und daß die Sperrung des Troges im Katastrophenfall durch eine vom übrigen Antrieb gänzlich getrennte Vorrichtung zu geschehen habe, engt die freie Auswirkung der gestaltenden Kraft des Konstrukteurs ein. Besonders bei einer Aufgabe, die so hohe Anforderungen an die Vielseitigkeit des Ingenieurs stellt, wie die vorliegende, ist es ganz unmöglich, so generelle Festsetzungen in ihrer Tragweite und ihren konstruktiven Folgen von vornherein sicher zu überblicken.

Ais ich nach dem Kriege mich pflichtgemäß mit dem Schiffshebewerk bei den Siemens-Schuckertwerken zu befassen hatte, war meine erste Frage: „Wenn man schon so viele Seile zur Verfügung hat, um den Trog gleichmäßig in seiner ganzen Länge zu halten, warum benutzt man nicht dieselben vielen Seile, um ihn auch damit zu bewegen und im Katastrophenfalle zu sperren, was doch am nächsten liegen würde?“ Da wurde mir die knappe Antwort: „Weil es verboten ist. Für diese Zwecke wird unbedingt eine besondere, unabhängige Einrichtung verlangt.“ Als Konstrukteur konnte ich aber dem Reiz nicht widerstehen, das Problem des Schiffsaufzuges ohne Einengung durchzudenken, und so entstand meine Studie.

Da meine Veröffentlichungen schon geraume Zeit zurückliegen, während der Entwurf der Verwaltung durch die jüngsten Vorträge noch in frischer Erinnerung ist, möchte ich die wesentlichen Merkmale meines letzten Vorschlages ganz kurz ins Gedächtnis zurückrufen.

Der etwa 3600 t schwere³⁾, gefüllte Trog hängt an 320 Stahl-

²⁾ Erste Fassung „Die Bautechnik“ 1925, Heft 37; zweiter Vorschlag „Die Bautechnik“ 1926, Heft 17.

³⁾ Die Zahl 3600 habe ich dem vorhandenen Entwurf entnommen, obwohl sie für den auf Biegung durch die Übergewichte berechneten Trog gilt. Mein Trog würde erheblich leichter ausfallen. Der im Loebellschen Entwurf vorgesehene Trog wird mit 4200 t eingesetzt.

seilen von vierfacher Bruchsicherheit, die in 32 Gruppen auf ebenso viele einzeln elektrisch angetriebene, mit selbstsperrenden Schneckenvorgelegen versehene Doppelwindwerke verteilt sind, deren Trommeln sie in $3\frac{1}{2}$ facher Umschlingung reibungsschlüssig umspannen (Abb. 1). Die Eckwinden sind, statt mit reibungsschlüssigen Seilen, um Seil-Schlupf und Dehnung auszuschalten, mit Gallschen Ketten belegt (Abb. 2). Die Gleichstrom-Elektromotoren sind im Anker und im Feld hintereinandergeschaltet und gewährleisten dadurch für alle Betriebsverhältnisse untereinander genau gleiche Zugkraft, d. h. gleiche Seilspannung in den Gruppen. Durch die Ward-Leonard-Schaltung ist eine ganz allmähliche Steigerung des Motoren-Drehmomentes und damit die Vorbedingung für ein ideal sanftes Anfahren und präzises Einfahren aus den und in die Endlagen sichergestellt (Abb. 3). Im Katastrophenfalle stoppen sämtliche Motoren gleichzeitig ohne jeden toten Gang ihre selbstsperrenden Getriebe. Der zur Parallelführung des Troges notwendige Zwang- und Gleichlauf ist durch eine früher eingehend beschriebene auf dem Prüffelde der Siemens-Schuckertwerke erprobte und vorgeführte elektrische Einrichtung gesichert. Auch dafür ist die Schaltung in Abb. 3 enthalten. In dem elektrischen Schaltungsschema sind nur die vier Eckwinden im Zwanglauf geschaltet; in dem Grundriß Abb. 2 sind an jedem Trogende vier Winden zu diesem Zweck benutzt und deshalb mit Ketten belegt. Das beim Leerlaufen des Troges entstehende Übergewicht der Gegengewichte wird infolge des Reibungsschlusses der Seile unmittelbar von den Winden aufgenommen, während der leere Trog ebenso wie der gefüllte, die Seile auf seiner ganzen Länge gleichmäßig nur mit seinem Gewicht belastend, an ihnen hängt.

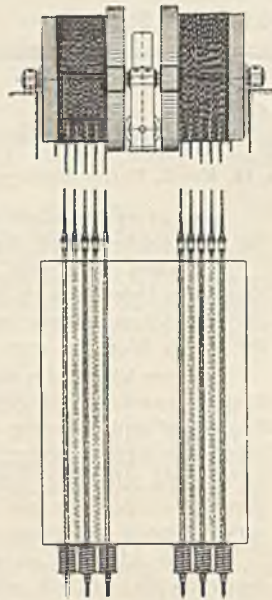


Abb. 1.

einfacher (!) Weise in Niederfinow die $16\frac{1}{2}$ fache Last auf doppelte Höhe zu heben.“ Aus welchen technischen Gründen, wird nicht mitgeteilt, dagegen geht diesen Worten voraus, daß „bei der für Niederfinow in Aussicht genommenen Anordnung die Gegengewichte mit ihren Seilen und Rollen nur eine Aufgabe haben sollen(!), nämlich die der Auswuchtung“.

Ich sehe in meinem Vorschlag nichts anderes als eine dem inzwischen gemachten technischen Fortschritt und den bedeutend größeren Maßverhältnissen angepaßte, sinngemäß ausgebaute Weiterbildung der in Anderton mit Erfolg zur Anwendung gebrachten Grundidee, ohne daß diese mir bekannt gewesen wären. Das Einfache und Natürliche liegt eben in der Luft.

Mein Vorschlag ist nun durch den Ellerbeck'schen Vortrag abgelehnt und diese Ablehnung damit begründet worden, daß „es zweckmäßig erscheint, den Drahtseilen nur eine Funktion der Verbindung zwischen Trog und Gegengewichten zu übertragen und dabei im Gegensatz zu dem Krellschen Entwurf vom Schlupf und von der Reckung der Seile möglichst unabhängig zu bleiben“.

Mit dieser Ablehnungsbegründung muß ich mich zunächst eingehender befassen. Dazu ist es notwendig, sich darüber zu einigen, was es heißt: einem Seil wird „eine Funktion“ oder werden „mehrere Funktionen“ übertragen. Ich verstehe darunter, daß eine einem Seil übertragene Funktion auch in einer entsprechenden besonderen Belastung oder Beanspruchung des Seiles zum Ausdruck kommen muß. Definiert man so — und ich glaube, daß diese Definition nichts Gezwungenes an sich hat —, so stellt sich heraus, daß gerade bei dem Trog-Antrieb nach Loebell den Seilen mehrere „Funktionen“ zugewiesen werden, von denen sie bei meinem Vorschlag vollständig befreit sind.

Diesen immer wieder vorgebrachten Einwand hoffe ich nunmehr an Hand einer schematisch zeichnerischen Darstellung endgültig klarstellen zu können. In Abb. 4 bedeuten die Bezeichnungen *S* die Seilsteifigkeit, die auch schematisch bei dem auflaufenden und ablaufenden Seil übertrieben angedeutet ist, *R* die Lagerreibung, *b* die Beschleunigungskraft für die Seilrollen (bezw. Seiltrommeln); $2 \times B/2$ die Beschleunigungskraft für Trog und Gegengewichte.⁴⁾

Bei dem Antrieb nach Loebell wird bei der Talfahrt (Abb. 4, Mitte) der

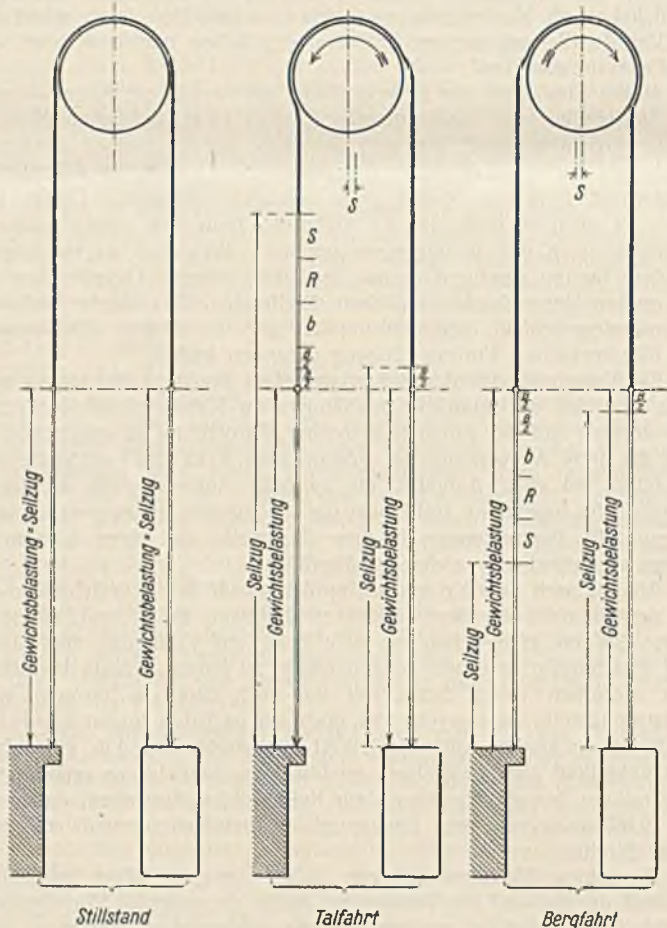


Abb. 4. Regierungs-Entwurf.

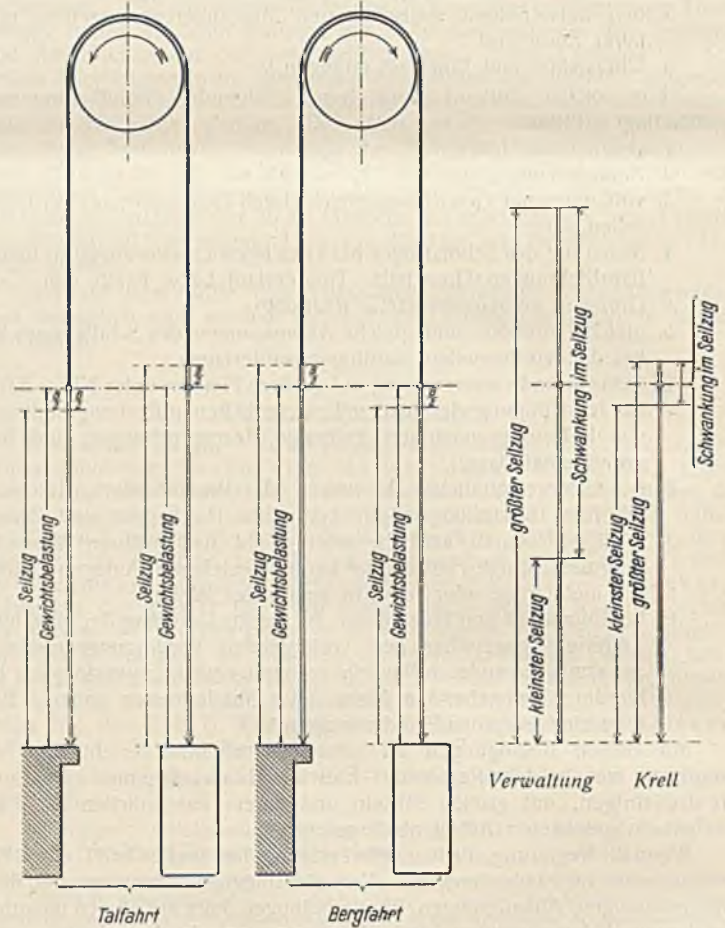


Abb. 5. Vorschlag Krell.

Übrigens bespricht der Referent gleich zu Anfang seines Vortrages die Anordnung des Hebwerkes in Anderton (England), das ebenfalls mit einer Trogauswuchtung mittels Seile und Gegengewichte arbeitet und bei dem die Seile auch alle Aufgaben übernehmen, die ihnen zuzuweisen der Konstrukteur für zweckmäßig befunden hat. „Leider“, so äußert sich der Referent in seinem Vortrag, „wird es nicht möglich sein, in gleich

auf die Gewichtsbelastung zurückzuführende Seilzug um die Kräfte $2 \times B/2 + R + b + S$ vermehrt, d. h. mit der Summe dieser Kräfte muß der

⁴⁾ Die Kräfte *S*, *b*, *R*, $B/2$ sind nicht maßstäblich aufgetragen, weil es sich hier nicht um eine Wertung, sondern nur um eine Aufzählung der „Funktionen“ handelt.

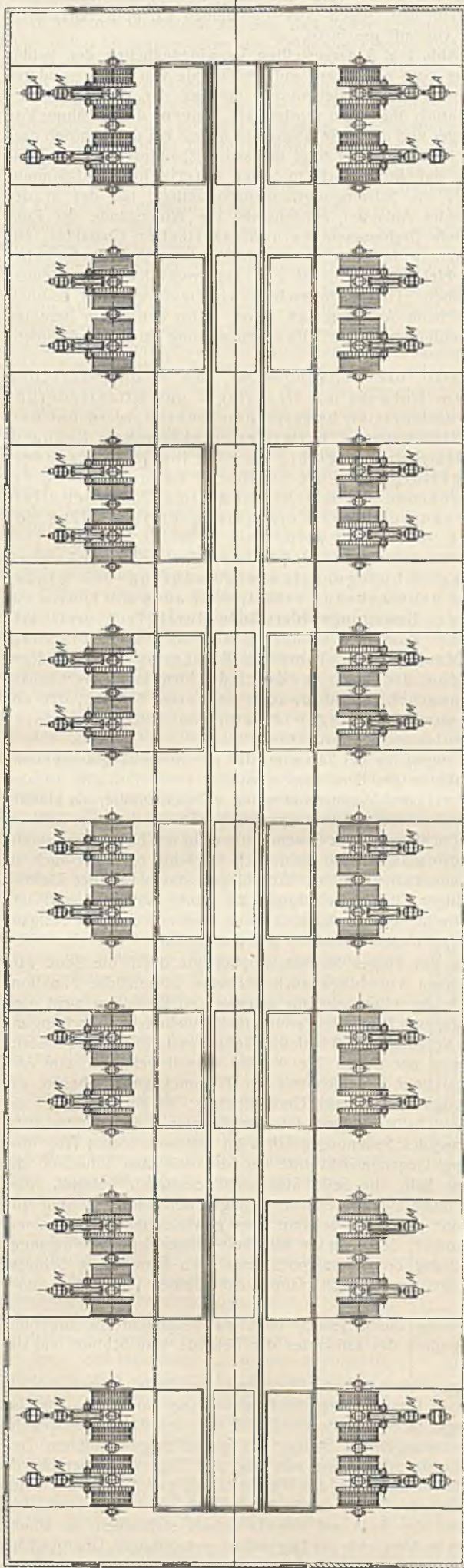
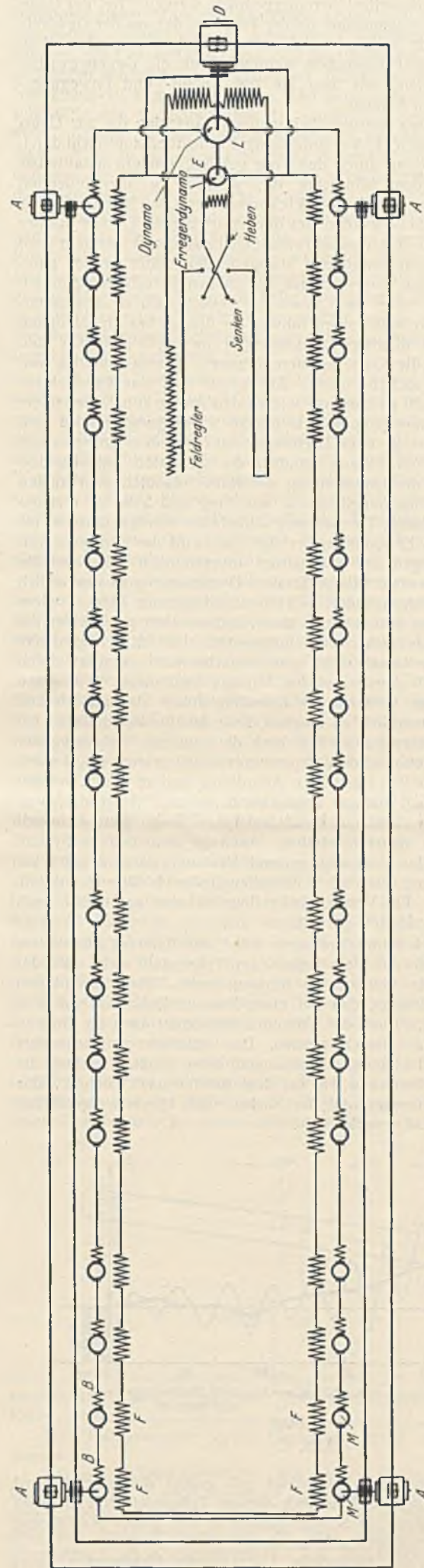


Abb. 2. Grundriß des Schiffshebewerkes, Seil- und Kettenwindenanordnung.



M Windwerkmotoren, Anker in dem Ankerstromkreis der Spannungsdynamo (L) hintereinander geschaltet.
 B Lösungsbremsen im Ankerstromkreis.
 E Erregerdynamo für die Spannungsdynamo, gleichzeitig Dynamo für die Motorenfelder.
 F Feldwicklungen der Motoren hintereinander gespeist von der Erregerdynamo (E).
 A Ausgleichmaschinen zur elektrisch zwangsläufigen Verbindung der Eckwinden. Die Windenmotoren sind wie bisher im Ankerstromkreis hintereinander geschaltet, mechanisch aber vollkommen frei, nur die Eckwinden elektrisch zwangsläufig gesteuert.
 D Drehstromgenerator zur Spelung der Statoren der Ausgleichmaschinen.

Abb. 3. Schaltbild des elektrischen Antriebes für das Schiffshebewerk. (Zweiter Vorschlag Krel).

auf Trog durch die Antriebsritzeln heruntergedrückt werden. Bei der Bergfahrt (Abb. 4, rechts) muß umgekehrt auf der Trogseite der aus der Gewichtsbelastung herkommende Seilzug um dieselben Beträge vermindert, d. h. der Trog durch die Ritzeln angehoben werden, damit die Gegengewichte ein Übergewicht erhalten, mit dem sie die Anfahr- und Bewegungswiderstände überwinden können.

Im Gegensatz hierzu werden bei meinem Vorschlag die zur Überwindung der Widerstände R , b , S erforderlichen Kräfte überhaupt nicht durch die Seile, geschweige denn durch den Trog geleitet, sondern unmittelbar ohne jeden Umweg dem Windwerk da, wo die zu überwindenden Widerstände entstehen, durch die Elektromotoren zugeführt (Abb. 5). — Aber nicht nur die Seile werden bei dem Antrieb nach Loebell auf der Trogseite viel größeren Belastungsschwankungen ausgesetzt, sondern auch der Trog selbst. Die von den Ritzeln abzugebenden Kräfte werden nämlich zunächst durch den Trog geleitet bis zu den Befestigungspunkten der Seile, dann in die Seile, dann durch die Seilscheiben zu den Lagern und außerdem über die Seilscheiben hinweg zu den zu beschleunigenden Gegengewichten. Für derartige Anordnungen hat der Techniker den treffenden Ausdruck: „die Kräfte spazierenführen“. Dieses Umleiten von Kräften ist aber, abgesehen davon, daß es an sich eine konstruktive Schwäche bedeutet, nicht so harmlos, wie es den Anschein hat, besonders wenn das ganze System empfindlich gegen Schwingungsimpulse und Resonanzen ist, und das ist beim Drehriegel mit federndem Antriebsritzeln in hohem Maße der Fall. Wenn nämlich die gesamten Anlaufwiderstände, insbesondere die Lagerreibung der Ruhe, dadurch überwunden werden müssen, daß Zwischenglieder — wie Trog und Seile — erst gewissermaßen mit elastischer Vorspannung aufgeladen werden müssen, bis Bewegung und damit Entspannung erfolgt, so wird das Auftreten von Schwingungserscheinungen und Resonanzen unvermeidlich. Das sind die Schwingungen, die das empfindliche Torsions-Dynamometer so anschaulich in dem allmählich abklingenden Schwingungsdiagramm (Abb. 6 dem Elterbeckchen Vortrage entnommen) zum Ausdruck bringt. Leider ist die lehrreiche Schaulinie nicht weiter fortgesetzt, aber ich vermute, daß die Schwingungen überhaupt nicht ganz verschwinden, sondern durch den elastischen Antrieb immer wieder Impulse bekommen. Für diese Schwingungen so ohne weiteres die Unzulänglichkeit des elektrischen Antriebes allein verantwortlich zu machen, halte ich für bedenklich. Ich bin vielmehr der Überzeugung, daß auch die sanfteste Steigerung der Anzugskraft an diesen elastischen Vorspannungsverhältnissen wenig ändert, die eben in der mechanisch-elastischen Anordnung und in dem Umleiten der Kräfte über große Umwege ihren Grund haben. Auch die, was sanfte Steigerung des Drehmomentes anlangt, ideale Ward-Leonard-Schaltung kann keine Wunder wirken. Auch sie kann den im System liegenden Übelstand der Vorspannung und der mehr oder weniger ungedämpften Entspannung elastischer Zwischenglieder höchstens mildern, aber nicht beseitigen. Ein Versuch hätte dies höchstwahrscheinlich auch schon am Eberswalder Modell gezeigt.

In der Fußnote 24 seines Vortrages weist der Referent mit vollem Recht darauf hin, daß die Verhältnisse am Teilmodell nicht mit der späteren Wirklichkeit in Einklang zu bringen waren. Man braucht sich ja nur zu vergegenwärtigen, daß bei einer linearen Reduktion von 1:5 die Flächen im Quadrat und die Volumina und somit auch die Massen nach der dritten Potenz reduziert werden. Das letztere ist ganz besonders unangenehm, wenn Schwingungserscheinungen in so großem Umfang die Versuchsergebnisse beherrschen wie bei dem Antrieb nach Loebell. Das gefühlsmäßige Urteil versagt und das Suchen nach einem einigermaßen brauchbaren Maßstab ist vergeblich.

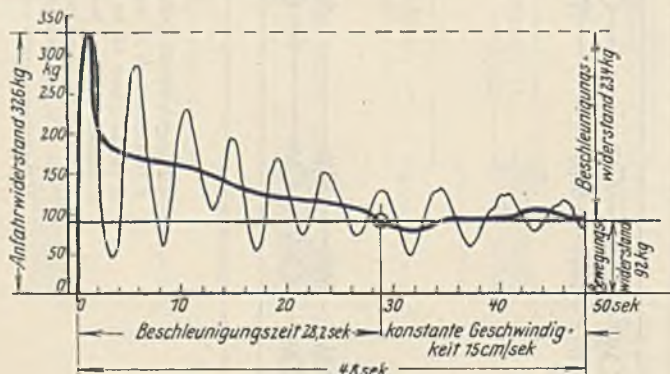


Abb. 6.

Einen Schluß kann man allerdings mit großer Wahrscheinlichkeit verbindlich daraus ziehen: daß nämlich die am Teilmodell in 1:5 schon nicht restlos zu beseitigenden Schwierigkeiten in der großen Ausführung überhaupt nicht zu bewältigen sein werden.

Der im vorstehenden behandelte Antrieb des Hebewerkes bietet die hauptsächlichste Gelegenheit, den Seilen verschiedene „Funktionen“

zuzuweisen, und ich stelle fest, daß der von der Verwaltung vorgeschlagene Antrieb den Seilen vier Funktionen (S , b , R , $B/2$) mehr zuweist, als dies von mir geschieht.

Die in den Abb. 4 u. 5 dargestellten Verschiedenheiten der beiden Antriebe sind aber noch aus einem anderen Grunde von ganz besonderer, und zwar ausschlaggebender Bedeutung, die bei der Prüfung meines Vorschlages vermutlich übersehen worden ist. Während die erwähnte Vorspannung des Troges und der Seile, sowie des Ritzels bei dem Antrieb nach Loebell elastischen Charakter trägt und sich deshalb nach Überwindung des Widerstandes der Ruhe auch in einer elastischen Entspannung auswirkt (Abb. 6), die Schwingungstendenzen zeitigt, hat das in den Elektromotoren beim Anlassen entstehende, die Widerstände der Ruhe direkt überwindende Drehmoment keinen elastischen Charakter. Die elastische Vorspannung der Seile usw. verhält sich zu dem unelastischen Drehmoment der Elektromotoren, wie z. B. ein Druckluftkolben zu einem hydraulischen Kolben. Dieser Unterschied wird noch verstärkt dadurch, daß die Motoren beim Anlaufen sich sofort selbst den Strom herunterdrosseln und außerdem durch die Schwungradwirkung der Anker dämpfend wirken.

Während also die Schwingungs- und Resonanzerscheinungen bei dem Entwurf mit Drehriegel und Ritzelfederung den Betrieb grundsätzlich beherrschen müssen, wird bei dem auf viele Elektromotoren verteilten elektrischen Leonardantrieb eine Dämpfung erreicht, die sich insofern besonders wirkungsvoll gestaltet, als die elastische Beanspruchung der Seile auf das überhaupt mögliche Mindestmaß, nämlich allein auf die Beschleunigung und Verzögerungskraft für Trog und Gegengewichte beschränkt wird.

Daraus ergibt sich weiter, daß bei dem Antrieb nach Loebell die vorhandene Schwingungstendenz während des ganzen Hubes dauernd neue Nahrung erhält, weil auch die Kräfte zur Überwindung der Bewegungswiderstände durch Trog und Seile geleitet werden müssen, während bei meinem Vorschlag, nachdem die Massen sich einmal in Bewegung (Beharrungszustand) befinden, die Seile nur durch die konstante Gewichtsbelastung beansprucht werden, aber keinerlei Kräfte, die zur Überwindung von Bewegungswiderständen nötig sind, durch sich hindurchzulassen haben.

Man könnte angesichts der Tatsache, daß der in Bedrängnis geratene Maschinenkonstrukteur des Drehriegels zuletzt seine Zuflucht zu den elektrischen Minimal- und Maximalautomaten nehmen mußte, als Elektrotechniker eine gewisse Genugtuung empfinden. Die Rolle eines Lückenbüßers aber entspricht gerade in diesem Falle nicht der Entwicklungsstufe, auf der die Elektrotechnik heute steht. Ich betrachte es daher auch als ein modernes Kennzeichen meines Vorschlages, daß dabei der Elektrotechniker in völliger Gleichberechtigung zu Worte kommen soll, und zwar mit gutem Recht, weil die Elektrizität in diesem Falle eine Aufgabe vorfindet, die ihrem Wesen besonders gut entspricht.

Die Sperrung des Troges im Katastrophenfalle durch die Seile wird offenbar bei meinem Vorschlag auch als eine „zusätzliche Funktion“ empfunden. Nach der oben von mir aufgestellten Definition nicht ganz zu Recht; denn die zum Festhalten erforderliche mehrfache Umschlingung der Trommeln im Reibungsschluß bedeutet keine zusätzliche Mehrbelastung oder Beanspruchung der Seile. Sie werden einmal gebogen beim Auflaufen und einmal beim Ablaufen von der Trommel, genau ebenso, wie bei den losen Rollen bei $\frac{1}{2}$ facher Umschlingung; im übrigen liegen die reibungsschlüssigen Seile ruhiger auf der Trommel, sie gleiten nicht. Nur eine Änderung des Spannungsgefälles im Seil vom leeren Trog über die Trommel zum Gegengewicht tritt ein, die sich aber innerhalb der Gewichtsbelastung hält, die Seile also nicht zusätzlich belastet. Man darf also sagen, diese außerordentlich wichtige, konstruktiv so sehr umstrittene „Funktion“ der Seile bekäme man gewissermaßen bei meinem Vorschlag umsonst; lediglich um den Preis einiger Seilumschlingungen mehr zur Herstellung des Reibungsschlusses. Ich komme am Schlusse meiner Ausführungen auf diesen Hauptpunkt meines Vorschlages noch zurück.

An dieser Stelle bleibt jedoch noch zu behandeln die angeblich geringere Abhängigkeit des Entwurfes der Behörde vom Schlupf und der Reckung der Seile.

Ein einseitiger Schlupf (bezw. Kriechen) der Seile — und nur ein solcher könnte doch für eine Beanstandung in Frage kommen — ist bei meinem Vorschlag nicht zu erwarten. Wie aus der Abb. 5 hervorgeht, werden die Schwankungen im Seilzug bei genau ausgewuchtetem Trog lediglich durch die Beschleunigung von Trog und Gegengewichten hervorgerufen und verteilt sich, was das Wichtigste ist, gleichmäßig auf beide Seiten vom Windwerk. Sollte durch Fahren mit nicht ausgewuchtetem Trog ein Kriechen der Seile auf den Trommeln stattfinden, so könnte dieses wegen des im Vergleich zur Gesamtlast geringfügigen Übergewichts auch nur ganz gering sein, und eine Reserve von $1\frac{1}{2}$ bis 2 Gewindegängen nach beiden Seiten auf den Rillentrommeln würde sicher für

lange Zeit ausreichen. Ein Nachstellen bzw. Nachschrauben der Trommeln in die Gewindegänge der Seile würde, falls notwendig, in der einfachsten Weise dadurch stattfinden können, daß durch Unterbauen des in Frage kommenden Gegengewichtes die Seile der Gruppe vollständig entlastet und schlaff gemacht würden, um die Trommeln von Hand (!) wieder richtig einstellen zu können, wobei auch die Reserve am anderen Ende der Trommel in Anspruch genommen werden könnte, so daß 3 bis 4 Gewindegänge für die nunmehr bekannte Kriechrichtung zur Verfügung standen, bis ein neues Einstellen erforderlich wird.

Was endlich das „Recken“ der Seile anlangt, so nehme ich an, daß mit dieser Bemerkung des Referenten auf die Ausführungsungenauigkeit der Trommeln und Seile Bezug genommen werden soll. Für mich steht es jedenfalls außer Zweifel, und anerkannte Sachverständige teilen mit mir diese Überzeugung, daß Trommeln und Seile in einer für den beabsichtigten Betrieb voll ausreichenden Genauigkeit unschwer hergestellt werden können, und daß Vorschriften für die Ausführung genügen würden, die nicht im entferntesten an die kaum erfüllbaren Genauigkeitsforderungen für Mutterbacken und Zahnstockleitern heranzureichen brauchten. Die unvermeidlichen Ausführungsungenauigkeiten können mit vollem Erfolg durch die Anbringung einer etwas reichlicher bemessenen zusätzlichen Federung an den Enden der Seile unschädlich gemacht werden.

Wenn aber diese Frage wirklich als eine offene zu betrachten war, dann wäre es wichtig genug für die ganze Hebezeugtechnik gewesen, sie gleich in Verbindung mit der Anordnung der parallelgeschalteten Seile durch eine Probeausführung in wahrer Größe und in einem Dauerbetrieb zu untersuchen. Ein solcher Versuch würde z. B. gewiß verlangt werden bei der Einreichung meines Vorschlages als Parallelentwurf. Er würde aber 6 bis 8 Monate in Anspruch nehmen.

Ich möchte übrigens nicht den Eindruck erwecken, als hielte ich meinen Vorschlag überhaupt für frei von jedem Nachteil. Dem stehen zwei Gründe entgegen. Erstens konnte ich nicht die Zeit und Gründlichkeit aufbringen, um die Durchbildung meiner Studie bis zum Entwurf zu führen, wie dies der Verwaltung möglich war, und zweitens handelt es sich bei meinem Vorschlag genau ebenso um einen Kompromiß, wie bei allen unseren Konstruktionen. Nur gerade den von Dr. Ellerbeck angezogenen und als Grund für die Ablehnung angeführten Mangel vermag ich — soweit ich sie überhaupt als Mängel anerkennen muß — im Vergleich zu den großen Vorteilen grundsätzlicher Art keine ausschlaggebende Bedeutung zuzubilligen.

Aus der Anordnung von Wagebalken und Spanschlössern zur Aufhängung der Gegengewichte geht hervor, daß meine verschiedenen Ausführungen über diesen Punkt bis jetzt nicht überzeugend gewirkt haben. Zuletzt habe ich mich in einem Fachbericht auf der Tagung des Verbandes Deutscher Elektrotechniker im Juni 1926 in Wiesbaden darüber geäußert.⁵⁾ Wenn es sich hier nur um einen theoretischen Vorschlag von mir handelte, würde ich es bei den bisher mißlungenen Versuchen, damit durchzudringen, bewenden lassen. So gilt es aber, einem technisch wertvollen, eleganten Prinzip zur Anerkennung zu verhelfen, mit dem in Amerika an den Aufzügen für die Hochhäuser gute Erfahrungen gemacht worden sind. Dort sind 6 bis 8 Stahlseile ohne Spanschlösser, lediglich unter Verwendung von zusätzlichen Federn an den beiden Enden, wie von mir vorgeschlagen, parallelgeschaltet. Ich möchte deshalb den Kampf für die in dieser Weise parallelgeschalteten Seile noch nicht aufgeben und zur Klärung der Verhältnisse auf eine Einrichtung hinweisen, die die Siemens-Schuckertwerke seinerzeit auf meine Veranlassung zum Patent angemeldet haben. Denkt man sich, wie in Abb. 7 dargestellt, an einem Gewicht L unter Vermittlung einer exzentrisch gelagerten Rolle r zwei gleichkonstruierte, gleichvorgereckte Seile a und b , jedes mit der Rolle r unter dreiviertel Umschlingungen fest verbunden, dann wird, wenn sich das eine Seil b' mehr dehnt als das andere a' , für dieses Seil durch die exzentrische Verdrehung der Rolle der Hebelarm l_2 , an dem es angreift, größer, es wird entlastet, bis die Drehmomente (Seilzug \times Hebelarm), die die beiden Seile ausüben, gleich und entgegengesetzt werden ($a' \times l_1 = b' \times l_2$). Das schwache, d. h. nachgiebigere Seil, in unserem Falle b' , zieht am großen Hebelarm l_2 , das starke, d. h. weniger nachgiebige Seil a' , am kleinen Hebelarm l_1 , und so verteilt sich die Belastung ganz gerecht im Verhältnis der tatsächlichen Tragfähigkeit.

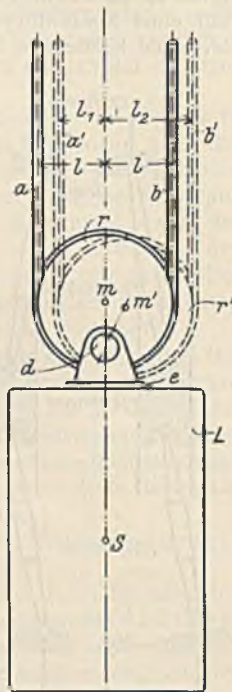


Abb. 7.

Von da ab bleibt die Dehnung beider Seile bei weiter wachsender Belastung gleich. Den gleichen Effekt erzielt man durch Parallelschaltung von Seilen. Sobald sich ein schwächeres Seil mehr dehnen will als die anderen, wird es entlastet, und zwar ganz selbsttätig um so viel, als seiner geringeren tatsächlichen Tragfähigkeit entspricht, die sich durch größere Nachgiebigkeit bemerkbar macht. Die anderen Seile (Abb. 1) übernehmen selbsttätig den Lastanteil, den das schwächere Seil ohne zu simulieren nicht zu tragen vermag. Selbstverständlich gilt das nur für elastische Seile. Aber so viel Elastizität steckt in jedem Seil, das 50 m lang ist, und was ein solches Seil an Elastizität nicht hergeben sollte, müßte eben dann die zusätzliche Federung zuschießen.

Wenn die elastischen Seile mit dieser ihrer wunderbaren Eigenschaft dem Konstrukteur so hilfreich die Hand zu einer einfachen, eleganten Konstruktion bieten, so vermag ich nicht diese Hand auszuschlagen. Der Konstrukteur der amerikanischen Aufzüge mit den bewährten parallelgeschalteten Seilen wird sich beim Anblick der vielen Wagebalken und Spanschlösser in Niederfinow vergeblich fragen, warum die Erkenntnis von dem günstigen Verhalten langer Stahlseile nicht auch beim deutschen Ingenieur durchgedrungen ist.

Und was kostet dieser überflüssige Aufwand! Nicht nur an Geld, sondern auch an Wartung! Wie groß müssen denn die Abweichungen sein, bis nachgestellt werden muß? Wie verteilt sich nach dem Nachstellen die Gesamtlast auf den Rahmen? usw. Man wird gewiß sehr bald zu der Einsicht kommen, daß es auch ohne Wartung geht, wird die Wagebalken schief stehen lassen, die Spanschlösser nicht mehr nachspannen und auf diesem, allerdings etwas kostspieligen Umweg zu der von mir vorgeschlagenen Parallelschaltung der Seile kommen. Niemandem wird es einfallen, die exzentrische Rolle wirklich auszuführen, weil eben elastische Seile sich von selbst den Ausgleich schaffen.

Es ist unverständlich, weshalb gerade in diesem Falle der Techniker, der doch sonst gewöhnt ist, sich wirklichkeitsgemäß einzustellen, bisher sich nicht dazu entschließen konnte, die verschiedene Dehnung gleichkonstruierter, gleichdimensionierter und mit der gleichen Last beschwerter Seile als den Ausdruck verschiedener Tragfähigkeit zu betrachten, und diesen praktisch weniger tragfähigen Seilen auch weniger an Last aufzubürden. Statt dessen quält sich der Konstrukteur mit allen möglichen umständlichen und kostspieligen, eine fortwährende Überwachung heischenden Einrichtungen, den Seilen, trotz der deutlichen Sprache die sie reden, eine wirklichkeitsfremde theoretische Parität in der Verteilung der Last aufzunötigen.

Von dem Drehriegel ist behauptet worden, daß er bei einem Unfall deshalb mit großer Wahrscheinlichkeit funktionieren würde, weil „alle Teile der Vorrichtung dauernd in Betrieb seien“. Das trifft nicht zu. Der Trog wird für gewöhnlich eben gerade nicht mit dem Drehriegel stillgesetzt. Man bietet im Gegenteil alles auf, um den Drehriegel im Regelbetrieb nur leer ohne Berührung mit dem Mutterbackengewinde mitlaufen zu lassen. Deshalb können die Flanken der Schraubengänge am Drehriegel mit denen der Mutterbacken sich nicht so aufeinander einlaufen, wie dies bei dauernd im Betrieb befindlichen Schneckentrieben der Fall ist. Derart in den Regelbetrieb nicht mit einbezogene Sicherungseinrichtungen versagen erfahrungsgemäß im Bedarfsfalle, wenn sie nicht gar, wie vorgekommen, als Ursache für die Katastrophe angesprochen werden müssen.

Ganz anders bei meinem Vorschlage. Hier sind die Schnecken vorgelege dauernd im Betrieb, Schnecke und Schneckenrad aufeinander eingelaufen, und das Stillsetzen des Troges geschieht in den Endstellungen beim Regelbetrieb in genau derselben Weise, wie das Stillsetzen des

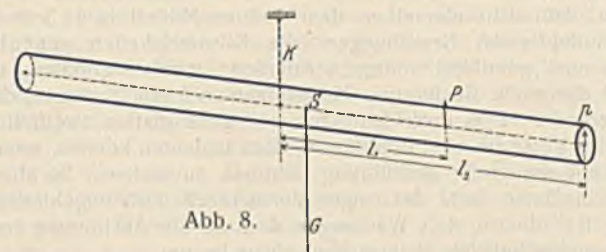


Abb. 8.

leeren Troges im Katastrophenfalle, so daß bei jedem Hub dieselben mechanischen und elektrischen Teile in Tätigkeit kommen, wie im Katastrophenfalle.

Das Unklarwerden einer Einrichtung muß also sofort bemerkt werden.

Niemandem wird es einfallen, den aus dem Gleichgewicht gekommenen Balken in Abb. 8 durch Ansetzen der großen Kraft P am kleinen Hebelarm l_1 wagerecht stellen zu wollen. Jedermann wird instinktiv am äußersten Ende zufassen, um an dem großen Hebelarm l_2 mit der geringsten Kraft p auszukommen. Für die Parallelführung des Troges hat man aus demselben Grunde an den äußersten Enden anzufassen.

⁵⁾ S. „VDE“, Fachberichte der XXXI. Jahresversammlung des Verbandes Deutscher Elektrotechniker in Wiesbaden 1926, S. 45 u. 46.

Die Verwaltung jedoch muß Antrieb und Sperrung an $\frac{1}{4}$ und $\frac{3}{4}$ der Troglänge legen, um beim Antrieb die Umwege für die Antriebskräfte nicht zu groß zu bekommen, um die Verbindungswellen für den Zwanglauf der Elektromotoren nicht zu lang machen und sich dadurch mit ihrer Federung abfinden zu müssen, und vor allen Dingen, um die Biegemomente der im Katastrophenfalle mit 2500 t am Trog angreifenden Übergewichte möglichst zu verringern.

Da mein Vorschlag auf alle diese Verhältnisse keine Rücksicht zu nehmen braucht, können bei ihm die Angriffspunkte für die Parallelführung an die Trogecken gelegt werden, wo sie hingehören.

Von einer wirklich zwangsläufigen Parallelführung des Troges kann bei dem Antrieb nach Loebell nicht gesprochen werden, weil die Ritzel, die einzigen Organe, die bei ihm hätten hierzu benutzt werden können, federnd gelagert sein müssen. Der Trog kann sich leicht um 10 cm an den Enden schräg stellen. Dann sitzen auch die mit 50 statt mit 30 mm Spielraum ausgeführten Drehriegel auf den Mutterbacken auf. Es braucht z. B. nur an der Verbindung des Troges mit der Wasserhaltung ein Widerstand aufzutreten, der die Vorspannung von 30 t an den Ritzeln überwindet — und an dem langen Hebelarm gehören dazu nur je 15 t — so setzen die Drehriegel auf. Dabei tritt noch der weitere Nachteil auf, daß der zum Troge schräggestellte Wasserspiegel im Sinne der störenden Kräfte und noch dazu mit labilem⁹⁾ Charakter wirkt, wenigstens so lange, bis das Wasser am tieferen Trogende beginnt überzulaufen.

Die Gleichgewichtsstörung, die diesem Zustande entspricht, beträgt 11 300 tm, was einer Kraft an jedem Ende des Troges von ± 133 t und an den Ritzelpaaren von 263 t entspricht, der nur 60 t an den Ritzeln als Vorspannung gegenüberstehen. Ein solches Kippen des Troges kann auch im Stillstand eintreten. Gegen solche Kräfte aber, hinter denen außerdem noch so gewaltige Massen wuchten, gibt es keine Führungen, die halten.

Man sieht, das etwaige Wogen des Wassers in der Längsrichtung des Troges ist angesichts der federnd nachgiebigen Parallelführung des Troges sehr bedenklich und läßt sich in seinen Folgen vorläufig gar nicht überblicken. Auch diese Verhältnisse konnten an dem Teil-Modell nicht ausreichend studiert werden.

Über die elektrische Sicherstellung des Gleichlaufes der Antriebsmotoren hatten die Siemens-Schuckertwerke auf ihrem Prüffeld eine Versuchseinrichtung aufgebaut, und in monatelangem Betrieb eingehende Studien damit gemacht. Ich habe in meiner langen Berufstätigkeit keinen zweiten Versuch von so handgreiflichem Erfolg und so überzeugender Kraft gesehen, der außerdem alle Erwartungen, selbst die der Fachleute, im ersten Anlauf weit übertroffen hat. Auch dem Referenten ist die Versuchseinrichtung vorgeführt worden. Er äußert sich in seinem Vortrag mit den Worten: „Ob vielleicht eine elektrische Verbindung zwischen den Antriebsmotoren an Stelle der mechanischen Kupplung in Betracht käme, mag noch näherer Untersuchung wert sein.“ Das klingt sehr zurückhaltend, obwohl doch die Elastizität der Wellenverbindung zwischen den Antriebsmotoren auf Grund der Eberswalder Versuche als große Schwierigkeit bei der großen Ausführung eine unliebsame Rolle spielen wird.

Immerhin mag diese Zurückhaltung im vorliegenden Falle am Platze sein, denn bei dem konzentrierten Antrieb können unberechenbar große Stoßkräfte die Zwangsläufigkeit durchreißen; dann ist man aber auch nicht ungünstiger dran, als wenn die zum Schutze der Wellen eingebaute Rutschkupplung in Tätigkeit getreten ist.

Mit größter Offenheit berichtet der Referent über die sogar schon am Modell 1:5 eingetretenen großen Betriebs-Schwierigkeiten. Darunter finden sich auch die von mir (und anderen) vorausgesagten Erscheinungen, wie ruckweises Arbeiten und unwillkommenes Funktionieren des Drehriegels. Das Bemerkenswerteste aus dem Bericht ist aber die Tatsache, daß nicht einmal an dem kleinen Modell in 1:5 trotz jahrelanger aufopfernder Bemühungen alle Schwierigkeiten ganz beseitigt, sondern nur „gemildert“ oder „vermindert“ werden konnten, und daß man für die große Ausführung Maßnahmen in Aussicht nimmt, die Erfolg „versprechen“. Und doch hätte nur ein ganz glattes zweifelfreies Gelingen der Versuche eine Ermutigung dazu bedeuten können, vom kleinen Modell auf die große Ausführung Schlüsse zu ziehen. So aber stellen die verschiedenen, trotz der langen Versuchszeit noch ungeklärten Fragen und Zweifel ebenso viele Warnungen dar, die die Ausführung im großen als ein ungewöhnliches Wagnis erscheinen lassen.

Ich habe von Anfang an die Ansicht vertreten, daß ein Betrieb des Schiffshebewerkes unter Verwendung des Drehriegels auf große Schwierigkeiten stoßen würde. Der Bericht des Referenten über die am Teilmodell aufgetretenen Erscheinungen wird in seiner Aufrichtigkeit auf niemanden seine Wirkung verfehlen, weshalb ich allen, die an diesem Bauwerk verantwortlich mitwirken, nur dringend raten kann, ihn eingehend zu studieren. Mich hat er in meinen Bedenken so bestärkt, daß ich auch in den geplanten Änderungen und Nachhilfen für die große Ausführung keine Mittel erblicke, die geeignet wären, zu einem einwandfreien Betrieb zu verhelfen. Man unterschätzt die unwiderstehlich nachdrängende Ge-

walt, mit der auch bei kaum merklicher Bewegung solche Massen jedes Hindernis, das sich ihnen entgegenstellt, zermalmen. Man braucht nur einmal zuzusehen, wenn ein Schiff von der Größe der hier in Bewegung befindlichen Massen (8000 bis 9000 t, kleiner Kreuzer!) beim Anlegen sich gegen die Dückdalben lehnt. Ihr Glück, daß sie nachgiebig sind! Die Zerstörungen, die bei einem harten Aufsetzen des Drehriegels, was nie als ausgeschlossen gelten kann, eintreten würden, lassen sich gar nicht ausdenken. Infolge solcher Überlegungen stehe ich nicht an, meiner Überzeugung — und namhafte und erfahrene Fachleute auf dem Gebiete des Hebezeugbaues teilen sie — dahin Ausdruck zu geben, daß zum Schlusse nichts anderes übrigbleiben wird, als unter Verzicht auf die Sperrung im Katastrophenfalle den Drehriegel aus dem Bauwerk zu entfernen, dem Ritzelantrieb die Federung zu nehmen und ihn mit elektrisch gesichertem Gleichlauf an die Enden des Troges zu verlegen.

Aber selbst, wenn durch die vereinten Bemühungen der Behörde und des Unternehmers ein Betrieb, mit dem man sich zufrieden gibt, ermöglicht werden sollte, so wird er schwierig und gefährlich bleiben. Meine Kritik wird dadurch nicht widerlegt, und die Schwierigkeiten und Störungen im Betriebe werden den Mangel an Stil in der Lösung tagtäglich vor Augen führen.

Man braucht durchaus nicht davor zurückzuschrecken, dem Stilbegriff in der Technik praktische Bedeutung beizumessen; im Gegenteil, wer ein Empfinden dafür hat, daß Form und Material ihrem Wesen nach in Einklang stehen müssen mit dem technischen Zweck (das ist meine Definition von „Stil“), der wird feststellen können, daß Verstöße gegen den Stil in der Technik nie ungestraft begangen werden. Der Konstrukteur ist ganz gewiß nicht auf der Höhe, der durch unzulängliche Abmessungen im gefährlichen Querschnitt beim Beschauer ein unbehagliches Gefühl auslöst, und wenn es zehnmal „hält“. — Technik leidet sich nun einmal von „τέχνη“ = „Kunst“ ab und Ingenieur von „ingenium“ = der „Erfindungsgeist“, deshalb muß auch die „Ingenieurkunst“ ihrem Namen Ehre machen; es genügt durchaus nicht, daß etwas „geht“ oder „hält“. Mit dem Stilbegriff in der Ingenieurkunst steht es so:

Für den geborenen Techniker ist der Stil eine Selbstverständlichkeit, für den anderen, dem Fleiß und Ausdauer ersetzen sollten, was ihm die Natur an Anlagen versagte, wird er für immer ein Buch mit sieben Siegeln bleiben.

Dem ersteren die praktische Bedeutung des Stilbegriffes in der Technik nachweisen zu wollen, hieße Eulen nach Athen tragen, den letzteren davon zu überzeugen, vergebliches Bemühen.

Wenn ich daher im folgenden zusammenstelle, was ich in dem Entwurf als stilwidrig empfinde, so werde ich damit den einen aus der Seele sprechen, die anderen nicht überzeugen.

So ist es stillos, einen Trog durch Aufhängung an 256 Seilen wie ein rohes Ei zu behandeln, um ihn im Katastrophenfall nur an vier Punkten mit einer konzentrierten Kraft von je 700 t zu packen, und im übrigen biegsame Kräfte von 2500 t Übergewicht an ihm wuchten zu lassen.

Es ist stillos, den Trog, den man parallel führen will, zu diesem Zweck irgendwo anders zu fassen, als an den äußersten Enden.

Es ist stillos, die vier Ritzel, die einzige Gelegenheit, die zwangsläufige Parallelführung des Troges zu bewirken, federnd zu lagern und sie außerdem an dem verkürzten Hebelarm am Trog anzugreifen zu lassen.

Es ist stillos, die Seile durch komplizierte Hebel- und Spanneinrichtungen zur vermeintlich richtigen Verteilung ihrer Tragkraft bringen zu wollen, wenn sie das bei Parallelschaltung von selbst und außerdem viel besser tun.

Es ist stillos, wenn man gezwungen durch den einmal eingeschlagenen konstruktiven Weg sich dazu entschließen muß, die in dem Wesen der Stahlseile gelegene wundervolle Eigenschaft der Elastizität zu unterdrücken, statt sie auszunutzen.

Es ist stillos, Genauigkeitsgrade von 1:10 000 und 1:20 000 zu verlangen, wenn schon die Temperaturexpansion ein Mehrfaches beträgt.

Es ist stillos, der Lagerung des Drehriegels, auf den kaum zu bewältigende konzentrierte Kräfte kommen können, von vornherein den Charakter einer doppeltebrochenen Säule zu geben (Abb. 9), weil man die Führungsschwierigkeiten, die man sich selbst geschaffen, nicht anders überwinden kann.

Es ist stillos, als Fundament für eine Masse von vielen tausend Tonnen ein luftig-durchsichtiges Eisengitter vorzusehen und es dann noch

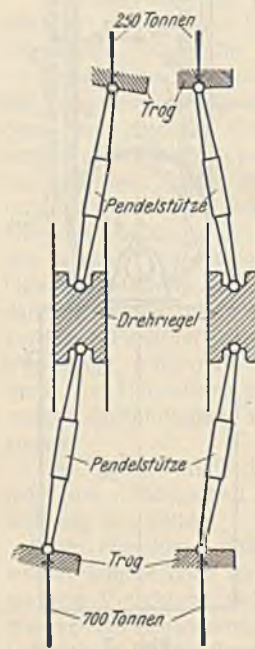


Abb. 9.

⁹⁾ Halbgefülltes Waschbecken, das beim Tragen überschwappt.

mit einer Spitze auf ein zweites Fundament zu setzen. Ein Unterbau, der so gewaltige Massen stützt, darf nicht auf Spitzen balancieren, die ihn in ein Ober- und Unterfundament abschüren und dadurch die Möglichkeit zur Schaffung eines Monumentalbaues ausschließen.

Alle diese Stilwidrigkeiten sind allein zurückzuführen auf die Verquickung der rücksichtsvoll elastischen, gleichmäßig verteilten Aufhängung des Troges an vielen Seilen mit der brutal angreifenden Kraft der Sperrung in nur vier Punkten und dem ebenfalls auf vier Punkte konzentrierten und doch unentschlossen federnden Ritzelantrieb des Troges nach D.R.P. 380 377.

Hier offenbart sich durch die Häufung der Verlegenheitskonstruktionen, zu denen der Konstrukteur nacheinander notgedrungen sich entschließen mußte, wie unheilvoll sich ein einziger grundlegender Mißgriff auswirken kann. Nirgends tritt diese Wahrheit so handgreiflich und rücksichtslos zutage, wie in der Technik, die in dem unfehlbaren Naturgeschehen ihren einzigen Kritiker anerkennt, der absolut gerecht und darum unbarmherzig, unerbittlich und unbestechlich ist. Die Wahrheit richtet sich nicht nach uns, wir müssen uns nach der Wahrheit richten.

Für meinen Vorschlag ist die Elastizität des Materials und insbesondere die der Seile ein willkommener Vorteil, der sich in einfache und leichte Konstruktionen umsetzen läßt (stilgemäß!), wogegen Loebell diese Eigenschaft wegen der Drehriegelkonstruktion aufs äußerste bekämpfen muß (stilwidrig!). Wäre ein absolut starrer Trog möglich und gäbe es absolut unelastische Seile, so würde Loebell sofort von jeder Schwierigkeit befreit sein, so aber zieht sich wie ein roter Faden durch den ganzen Entwurf die quälende Sorge um die Aufrechterhaltung des Spielraumes an den Drehriegeln und endet damit, daß sich der Hochbauingenieur zur Ausführung eines auf einzelnen Punkten balancierenden Eisengerüsts verstehen muß, nur um für die Befestigung von Mutterbacken und Zahnstockleitern eine möglichst unveränderliche Unterlage zu schaffen. Wie groß diese — übrigens vollberechtigte — Sorge ist, geht daraus hervor, daß in den Technischen Bedingungen eine Einrichtung verlangt wird, die den Gewindespielraum auf einer Mattscheibe oder einem Spiegel am Bedienungsstand abbilden soll, so daß er jederzeit beobachtet werden kann.

„Außerdem sind folgende Genauigkeitsgrade einzuhalten: 1. Zahnstockdurchmesser — 0,1 mm (Einheitswelle); 2. Befestigung der Zahnstöcke in den Leiterwangen: ohne Lose; 3. Abweichung in den Teilungen der Zahnstöcke $\pm 0,25$ mm, Abweichung auf 10 m ± 1 mm (1:10 000!), Gesamtabweichung auf die ganze Länge ± 2 mm (1:20 000!). Die Teilung muß durch Quermarken (Meißelthiebe) deutlich sichtbar gemacht werden; 4. Abweichung in der Parallelität der senkrechten Hauptachsen von Mutterbackensäulen und Zahnstockleiter ± 1 bzw. 0,5 mm (!) in senkrecht zueinander stehenden Koordinaten eines Horizontalschnittes mit dem Koordinatenanfangspunkt in der Mittelachse der Mutterbackensäule.

Die unter 4. geforderte Genauigkeit muß auch im Hebewerk nach Einbauen der Mutterbackensäulen und der Zahnstockleitern wieder nachweisbar vorhanden sein, und zwar bei gleicher Temperatur sämtlicher Teile. Die unteren Enden der vier Zahnstockleiter müssen auf ± 1 mm genau in einer wagerechten Ebene liegen.“

Soweit die Genauigkeitsgrade in ihrem Wortlaut. — Im Gegensatz zu diesen hohen Forderungen verlangt mein Vorschlag keine über die üblichen Bedingungen für ein tragfähiges Fundament hinausgehende Genauigkeit. Mein Wunsch, einen vollständig geschlossenen Raum für das mechanische Hebewerk zur Verfügung zu bekommen, um die maschinellen Einrichtungen vor den Einflüssen des Flugsandes, des Windes und der Sonnenstrahlung zu schützen, liegt so sehr in der Bestimmung des Hochbaues, daß er den Architekten sicher nicht daran hindern könnte, einen eindrucksvollen Monumentalbau zu schaffen.

Bei der Aufstellung meiner Doppelwinden ist nur die eine Bedingung zu erfüllen: daß die Trommelachsen dauernd in einer genau wagerechten Lage erhalten werden, und dafür kann ich als Maschinenbauer selber sorgen; mittels einer fest auf der Fundamentplatte jeder Winde angebrachten Wasserwaage und ganz primitiver Einstellvorrichtungen kann selbst bei allenfallsigem Nachgeben des Unterbaues diese Bedingung mit Leichtigkeit auf die Dauer sichergestellt werden.

Dann heißt es weiter in § 16 der Besonderen Vertragsbedingungen (Prüfung und Abnahme):

„Nach Fertigstellung des Hebewerkes soll ein durch keinerlei Betriebsstörungen unterbrochener, täglich acht Stunden dauernder Abnahmebetrieb zwölf hintereinanderliegende Arbeitstage lang unter betriebsmäßigen Verhältnissen allein mit den vom Unternehmer ausgebildeten Hilfskräften der Verwaltung, jedoch unter voller Verantwortung des Unternehmers die vertragsmäßige Ausführung des Hebewerkes erweisen.“

Und wenn nun trotz vertragsmäßiger Ausführung ein solcher Dauerbetrieb ohne Betriebsstörung sich als unmöglich erweist? Wer trägt dann die Verantwortung?

Was das betrifft, so heißt es da in § 2 der Besonderen Bedingungen unter h: „Durch Abgabe eines Angebotes ohne Änderungsvorschläge erkennt der Unternehmer an, daß die von der Verwaltung vorgesehene

Bauweise für die betriebssichere Herstellung des Hebewerks zweckmäßig und ausreichend ist.“

Aus der Unternehmer trägt für den bis in die Einzelheiten ausgearbeiteten Regierungs-Entwurf die Verantwortung.

Auf welcher breiten Basis die Verantwortung seitens der Regierung gestellt werden sollte, geht aus der Vorlage des Entwurfes zur Begutachtung bei der Akademie des Bauwesens hervor. Das letztere Gutachten legt aber trotz der Zustimmung im allgemeinen den Finger mit so treffsicherem Urteil an die wunden Stellen des Entwurfes, daß es damit beweist, wie eng es die Grenzen der eigenen Verantwortung zu ziehen gewillt ist.

Die Anrufung der Akademie des Bauwesens sowie der öffentliche Vortrag bei dem Verbandstag des V. d. I. in Mannheim-Heidelberg sind kein Ausgleich für das Ausfallen eines neuen Wettbewerbes, dessen regelrechte Ausschreibung mit etwa einem Jahr Zeit für die Bearbeitung stichhaltig mit der durch den Krieg erzwungenen langen Ruhepause hätte begründet werden können, in der die Technik nicht zu vernachlässigende Fortschritte gemacht hatte.

Zum Schluß möchte ich noch einmal die ganze Kette der konstruktiven Nachteile zusammenstellen, die sich als unmittelbare Folge des Antriebes nach Loebell ergeben.

Die Empfindlichkeit gegen elastische Schwingungen ist das Grundübel dieses Antriebes. Sie bedingt möglichst starren und darum schweren Trog und unelastische Seile (daher die vorgeschriebene siebenfachen Bruchsicherheit). Die großen, im Katastrophenfall vom Trog aufzunehmenden Biegemomente vermehren nochmals sein Gewicht, zu dem noch die Gewichte für die Elektromotoren und Aufbauten kommen, die auf dem Trog für seinen Antrieb und den des Drehriegels untergebracht werden müssen. Aus diesen Gründen ergibt sich eine Zunahme des Troggewichtes um 700 bis 800 t und der bewegten Massen um 1400 bis 1600 t meinem Vorschlag gegenüber. Die Aufstellung der Elektromotoren auf dem Trog bedingt die Verwendung der weniger betriebssicheren Hängeleitungen. Die dicken, in ihrer Festigkeit unhomogenen, steifen Seile bedingen große, schwere Seilscheiben von 3,5 m Durchm. Das große Seilgewicht bedingt schwere Ausgleichketten. Der um 700 bis 800 t schwerere Trog bedingt um 700 bis 800 t schwerere Gegengewichte, wodurch eine Mehrbelastung der Seilscheibenlager um 1400 bis 1600 t mit der entsprechenden Erhöhung der Lagerreibung eintritt. Der Anfahrwiderstand wird groß, er muß in seinen einzelnen Teilen durch die von den Ritzeln abzugebende Kraft auf dem Umwege durch den Trog, durch die Seile, durch die Seilscheiben zu den Lagern und über die Scheiben unter Überwindung der Seilsteifigkeit zu den Gegengewichten überwunden werden. Dazu müssen die trotz ihrer robusten Abmessungen noch immer elastischen Teile, Trog und Seile⁷⁾ mit einer Vorspannung aufgeladen werden, die beim Eintritt der Bewegung (Entspannung) Schwingungen auslöst. Die geringe Betriebsgeschwindigkeit kann wegen der Gefahren, die die Spielräume an den Drehriegeln mit sich bringen, nicht gesteigert werden. Die gleichen Gefahren bestehen beim Fahren mit Über- oder Unterlast.

Die Achsen der Drehriegel müssen genau mit den Achsen der Mutterbackensäulen zusammenfallen. Ebenso muß der Eingriff der Ritzel in die Zahnstockleiter peinlich stimmen. Eine so genaue Führung des Troges selbst ist wegen der ungeheuren Masse von 4200 t praktisch unlösbar. Daher muß für Ritzel und Drehriegel zu zusätzlichen, beweglichen Behelfskonstruktionen (Schwingenlagerung und Pendelstützen) Zuflucht genommen werden, deren verminderte Stabilität angesichts der großen Kräfte (700 t am Drehriegel) ein konstruktives Unbehagen auslöst. Gleichgewichtsstörungen in der Längsachse des Troges müssen an dem kurzen Hebelarm von einem Viertel der Troglänge aufgenommen werden, statt an den äußersten Enden des Troges. Der freie Überblick über den Trog geht durch die beiden Überbrückungen für die Antriebseinrichtungen vollständig verloren. Die für die Montage der Mutterbacken und Zahnstockleiter geforderten Genauigkeiten bedingen als Unterlage für diese Teile Gerüste aus Eisenfachwerk, die zudem auf einzelnen Punkten balancieren müssen, um biegender Kräfte, die vom Fundament ausgehen könnten, zu vermeiden. Dadurch wird dem Hochbauingenieur und Architekten die Möglichkeit genommen, eine eindrucksvolle Gestaltung des Bauwerkes in Eisenbeton zu schaffen.

Zu alledem kommen noch 2 bis 3 Mill. R.-M. Mehrkosten, auf die ich noch näher zu sprechen komme.

Alle diese Nachteile stellen den Gegenwert für die Festsetzung dar, daß den Seilen nur die „eine“ Funktion der einfachen Verbindung zwischen Trog und Gegengewicht gegeben werden dürfe, und für die konstruktive Verkörperung dieser Festsetzung mittels des Loebellschen Antriebes D.R.P. 380 377, wodurch sich diese grundsätzliche Vorschrift als ein folgenschwerer Fehlgriff erweist.

Nutzt man die Vorteile, die die Seile ihrem Wesen nach dem Kon-

⁷⁾ Die einer siebenfachen Bruchsicherheit entsprechende elastische Dehnung der Seile auf die ganze freihängende Länge beträgt immer noch 100 bis 140 mm.

strukteur bieten, wie dies mein Vorschlag tut, völlig aus — und warum sollte man es nicht? —, so geht man um den Preis der Reibungsschlüssigkeit der Seile und des geringeren Wirkungsgrades der selbstsperrenden Schneckenvorgelege, der ganzen oben angeführten stattlichen Reihe von recht beachtlichen Nachteilen des Loebellschen Antriebes aus dem Wege.

Ich kann es den Hochbauingenieuren und Architekten der Preußischen Akademie des Bauwesens lebhaft nachfühlen, wie schwer es ihnen geworden ist, auf den Eisenbetonbau zu verzichten, „der sich wohl wirkungsvoll gestalten ließe“, ich halte es aber für eine zu weitgehende kollegiale Rücksicht dem Maschinenbauer gegenüber, wenn das Gutachten hier von einem Bauwerk spricht, „das seinen berechtigten Charakter eines einer Maschine gleichzuachtenden Werkes hat“.

Nein! Wenn die konstruktiven Maßnahmen des Maschinenbauingenieurs derartig ausschlaggebend auf den Hochbau übergreifen, so stimmt etwas nicht bei dem Maschinenbauingenieur. Dabei treffen seine ans Unerfüllbare grenzenden Präzisionsforderungen den Nagel nicht einmal auf den Kopf. Um sich selbst aus der Verlegenheit zu ziehen, bürdet er dem Hochbauingenieur ganz unberechtigte Bedingungen auf, und will ihn zwingen, auf den ihm rechtmäßig zukommenden Anteil an einer stilvoll harmonischen Ausgestaltung des Bauwerkes zu verzichten. Da wir gesehen haben, daß die Wurzel des Übels in der Empfindlichkeit der gewählten Antriebsweise gegen elastische Schwingungen und Resonanzen liegt, die nur zum allerkleinsten Teil in Ausführungsungenauigkeiten ihren Grund haben, so werden die schweren Opfer, die man glaubt bei der Gestaltung des Hochbaues dieser Präzision bringen zu müssen, meiner Überzeugung nach praktisch ganz umsonst gebracht.

Liegen die Hauptbedenken gegen den Entwurf auch auf technischem Gebiet, so kann doch auch die Kostenfrage von mir nicht ganz mit Still-schweigen übergangen werden.

Nicht nur die durch den konzentrierten Drehriegel- und Ritzelantrieb bedingten großen Gewichtserhöhungen aller Teile, sondern auch die im Hebezeugbau in gleicher Schärfe noch nie gestellten Forderungen an Präzision der Bearbeitung und Montage großer und größter Werkstücke machen die Anwendung des Loebellschen Patentbesitzes außergewöhnlich kostspielig. Man wird keinesfalls zu hoch greifen, wenn man diese durch die Loebellsche Antriebsweise verursachten Mehrkosten meinem Vorschlag gegenüber auf 2 bis 3 Mill. R.-M. veranschlagt, wobei die bis jetzt schon aufgelaufenen sehr erheblichen Versuchskosten gar nicht mit in Betracht gezogen worden sind.

Freilich dürfte die Kostengegenüberstellung nur auf der Grundlage erfolgen, auf der die Vorschläge nun einmal aufgebaut sind, und man müßte sich konstruktiver Änderungen, die die Kosten beeinflussen, enthalten und für die Konstruktion die Verantwortung zunächst den Urhebern der beiden Vorschläge überlassen.

Jedenfalls könnte ich nur eine Gegenüberstellung gelten lassen, bei der ich mich habe davon überzeugen können, daß sie auf sinngemäß gleicher Grundlage aufgestellt wurde. Eine Vergleichsbasis, bei der z. B. gleiche Bruchsicherheit für die Seile zugrunde gelegt würde — wie dies tatsächlich schon in Vorschlag gebracht wurde —, würde mich eines Teiles des großen Vorsprunges berauben, den mir die Feinfühligkeit der von mir vorgeschlagenen elektrischen Schaltung sichert.

Deshalb nehme ich auch an, daß die in den „Besonderen Vertragsbedingungen unter § 2 k, 7 vorgeschriebene Berücksichtigung der zulässigen Beanspruchungen“ sich nicht z. B. auf die Bruchsicherheit der Seile bezieht, weil ich darin, wie oben ausgeführt, eine Einengung des Konstrukteurs im freien Gebrauch der technischen Möglichkeiten erblicken würde.

Es ist gewöhnlich in der Technik so, daß zu konstruktiven Mißgriffen sich auch noch große Opfer an Geld und Arbeit gesellen. Die Einsparung in unserem Falle würde so groß sein, daß man dafür leicht die bisher aufgelaufenen Versuchskosten abschreiben und immer noch recht ansehnliche Minderkosten buchen könnte.

Als Konstrukteur würde ich nicht zögern, bei den auf 25 bis 30 Millionen zu veranschlagenden Gesamtkosten des Baues einen Betrag von 2 bis 3 Millionen Mehrkosten einer technisch zweifellos überlegenen Ausführung zuzubilligen, dagegen würde ich lebhaft bedauern, wenn umgekehrt durch die Ablehnung einer wesentlich besseren Lösung, die noch dazu billiger ist, dem Staatshaushalt ein paar Millionen verlorengehen würden.

Auf der Verkehrsausstellung in München im Jahre 1925 lag eine Beschreibung des Hebewerkmodells auf, in der bereits die auch jetzt noch beibehaltene Umgründung der für Niederfinow vorliegenden Aufgabe ausgesprochen war: „Senkrechte Hebung, Naßförderung, Gewichtsausgleich mittels an Drahtseilen hängender Gegengewichte.“

Das ist ein klar und scharf umrissener Rahmen für einen Wettbewerb. Eng genug, um der Behörde zu gewährleisten, daß sie bekommt, was sie haben will. Weit genug, um der Gestaltungskraft des deutschen Ingenieurs genügend konstruktive Bewegungsfreiheit zu gestatten.

Was ist daraus geworden? Eine Verdingung auf staatliche Lieferungen. Wäre die früher schon einmal in Aussicht genommene Zeit von sechs Monaten schon bei weitem nicht ausreichend für die Ausarbeitung eines gediegenen Angebotes, das sich in der Gründlichkeit der Durcharbeitung mit dem jetzt vorliegenden Entwurf der Regierung hätte messen können, so ist durch die Verkürzung dieser Spanne auf knapp vier Monate die Möglichkeit der Ausarbeitung von Nebenangeboten vollends illusorisch gemacht worden. Am 1. Dezember ds. Js. ist Einreichungstermin. Am 1. Februar 1928 muß spätestens der Zuschlag erteilt werden und wenige Wochen darauf soll mit den Arbeiten begonnen werden. Und das alles, nachdem man Jahre damit verbracht hat, um den Nachweis zu versuchen, daß das Patent 380 377 brauchbar sei.

Das Bauwerk wird infolge der hier vorliegenden außergewöhnlichen technischen Aufgabe die Augen der ganzen technischen Welt auf sich ziehen, und niemand wird verhindern können, daß es als Ausdruck des derzeitigen Standes der gesamten deutschen Ingenieurkunst angesprochen wird. Eine derartige repräsentative Stellung kommt ihm aber gar nicht zu, nachdem es unterlassen worden ist, in einem neuen regelrechten Wettbewerb noch einmal alle deutschen Ingenieure aufzurufen. Mein Gegenvorschlag wäre dabei sicher nicht der einzige geblieben, nachdem seit dem letzten Wettbewerb etwa 20 Jahre verflossen sind. Er hätte gerne einem besseren, vielleicht sogar noch einfacheren Platz gemacht. Und so muß ich als deutscher Ingenieur bestreiten, daß in dem besprochenen Entwurf für das Schiffshebewerk Niederfinow sich das derzeitige Können der deutschen Ingenieure verkörpere.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen.

Von Dipl.-Ing. Spetzler, Ruhrverband, Essen.

Der Ruhrverband in Essen, der die gesetzliche Aufgabe hat, die Ruhr als Trink- und Brauchwasserfluß des Rheinisch-Westfälischen Industrie-

Länge und im Mittel 400 m Breite. In diesem Stausee soll der Eisenschlamm aus der Lenne, einem Nebenfluß der Ruhr, zurückgehalten werden, damit die unterhalb gelegenen Wasserwerke von dem lästigen Schlamm befreit werden, der die Flußsohle und damit die natürlichen Kiesfilter zu den Entnahmebrunnen verstopft.

An seiner schmalsten Stelle von 300 m Breite soll der See durch eine neue Brücke überspannt werden, um eine einwandfreie Verbindungsstraße von Dortmund und Hagen zum See und zur Hohensyburg zu schaffen. Es ist nämlich zu erwarten, daß die Hengsteytalsperre demnächst eine der schönsten Volkserholungsstätten des Rheinisch-Westfälischen Industriegebietes darstellen wird. Badegelegenheit und Wassersport nebst herrlichen Spazierwegen entlang des Sees, besonders an den bewaldeten Hängen des Ardeygebirges werden zahlreiche Erholungssuchende aus den engen Industriestädten dorthin führen, so daß an Sonn- und Feiertagen mit Massenbesuchen zu rechnen ist. Daher war die Schaffung einer guten Verbindungsstraße aus dem Norden und Süden an und über den See für die interessierten Gemeinden ein dringendes Bedürfnis, zumal die zurzeit vorhandenen Anmarschwege unvollständig und verkehrstechnisch unhaltbar sind. Unter Führung des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk traten daher die beteiligten Gemeindeverbände mit dem Ruhrverband als Erbauer des Stausees zusammen, um gemeinsam ans Werk zu gehen.

Dem Ruhrverband fiel die Aufgabe zu, die Unterlagen für die Vergebung der Brücke zu beschaffen. Den anschließenden Straßenentwurf



Abb. 2.

gebietes reinzuhalten, baut in Erfüllung dieser Aufgabe bei Hengstey im Landkreise Hagen unterhalb der Hohensyburg einen Stausee von 4 km

bearbeitet dagegen der Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk. An der beschränkten Ausschreibung für die Brücke beteiligten sich 17 Firmen. Durch die Ausschreibung sollte ermittelt werden, ob eine Ausführung aus Eisen oder Eisenbeton oder, gar aus der Verbindung dieser beiden Baustoffe die ästhetischen und wirtschaftlichen Erfordernisse am besten erfüllt. Es blieb daher den anbietenden Firmen sowohl die Auswahl und Anwendung der Baustoffe als auch die konstruktive Durchbildung des Bauwerks selbst völlig überlassen.

Von den Beteiligten war eine gewaltige Arbeit geleistet worden. Nach eingehender Prüfung kam die Kommission der beteiligten Verbände zu dem Ergebnis, den Entwurf der Firma Philipp Holzmann, Frankfurt a. M., Mitarbeiter Prof. Fischer, Essen, der Ausführung zugrunde zu legen. Ferner wurden in Anerkennung der geleisteten Gesamtarbeit die Entwürfe der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Mitarbeiter Architekten Schluckebier und Langensiepen, Hagen, und der Firma August Klönne, Mitarbeiter Architekt Regierungsbaumeister Kohlhaage, Hagen, angekauft.

Nur diese drei Entwürfe sollen hier besprochen werden. Es sei aber bemerkt, daß auch die übrigen 19 Entwürfe technisch durchaus vollkommen durchgearbeitet waren. Allgemein verdient noch festgestellt zu werden, daß sich auch die Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt bei dieser Ausschreibung bewährt hat. Im Preise waren die Eisenfirmen in ihren Angeboten durchweg erheblich höher als die Eisenbetonfirmen, selbst bei der Flußbrücke mit einer Spannweite von 69 m.

Für die architektonische Ausgestaltung war zu beachten, daß das Bauwerk in eine der schönsten Landschaften des Ruhrtales eingefügt werden mußte. Diese Landschaft erhält ihren besonderen Charakter durch zwei stark betonte Gegensätze (s. Abb. 1 u. 2), zur Linken die bewaldeten Steilhänge des Ardeygebirges mit der Hohensyburg unmittel-

bar unterhalb des nördlichen Brückenkopfes und im Süden die flache Ruhrau, die zukünftig als breite Wasserfläche im schönsten Kontrast zu den grünen Berghängen stehen wird. Die steilen Felskankeln im Norden bedingen eine nochmalige Betonung im Inselbau zwischen Fluß- und Flußbrücke. Dazwischen spannt sich die Brücke so leicht und luftig als möglich, um den Reiz der Landschaft nicht zu stören und das Gesichtsfeld so wenig als möglich zu beengen.

Unter Berücksichtigung dieser ästhetischen Erfordernisse und unter Würdigung des Gesamtpreises einschließlich der Gründung stellte sich der Entwurf der Firma Philipp Holzmann, Frankfurt a. M., Mitarbeiter Prof. Fischer, Essen, als der zweckmäßigste heraus. Er wurde daher, wie bereits erwähnt, für die Ausführung gewählt. Dieser Entwurf sieht eine Eisenbetonbrücke vor (Abb. 3, 3a u. 4), deren vier schlanke Bogen statisch als eingespannte Bogen ausgebildet sind. Die südliche Rampe steigt bis

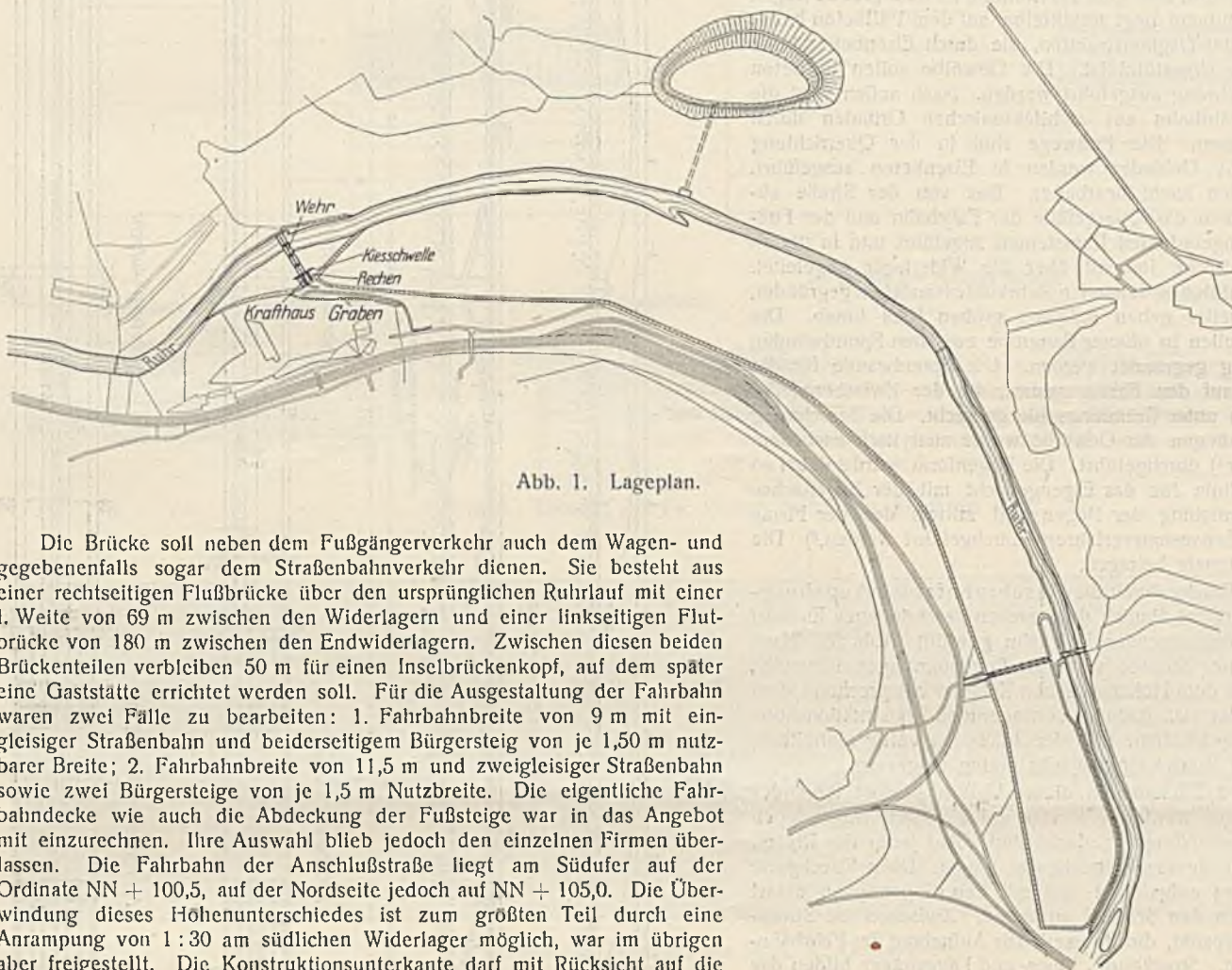


Abb. 1. Lageplan.

Die Brücke soll neben dem Fußgängerverkehr auch dem Wagen- und gegebenenfalls sogar dem Straßenbahnverkehr dienen. Sie besteht aus einer rechtseitigen Flußbrücke über den ursprünglichen Ruhrlauf mit einer l. Weite von 69 m zwischen den Widerlagern und einer linkseitigen Flußbrücke von 180 m zwischen den Endwiderlagern. Zwischen diesen beiden Brückenteilen verbleiben 50 m für einen Inselbrückenkopf, auf dem später eine Gaststätte errichtet werden soll. Für die Ausgestaltung der Fahrbahn waren zwei Fälle zu bearbeiten: 1. Fahrbahnbreite von 9 m mit ein- gleisiger Straßenbahn und beiderseitigem Bürgersteig von je 1,50 m nutzbarer Breite; 2. Fahrbahnbreite von 11,5 m und zweigleisiger Straßenbahn sowie zwei Bürgersteige von je 1,5 m Nutzbreite. Die eigentliche Fahrbahndecke wie auch die Abdeckung der Fußsteige war in das Angebot mit einzurechnen. Ihre Auswahl blieb jedoch den einzelnen Firmen überlassen. Die Fahrbahn der Anschlußstraße liegt am Südufer auf der Ordinate NN + 100,5, auf der Nordseite jedoch auf NN + 105,0. Die Überwindung dieses Höhenunterschiedes ist zum größten Teil durch eine Anrampung von 1:30 am südlichen Widerlager möglich, war im übrigen aber freigestellt. Die Konstruktionsunterkante darf mit Rücksicht auf die den See befahrenden Schiffsgefäße (Bagger, Segelboote, Motorboote usw.) nicht unter NN + 100,5 liegen. Der Stauspiegel liegt auf NN + 96,0. Der höchste Hochwasserstand beträgt NN + 98,5. Der Baugrund ist grober fester Kies. Die Gründung muß so tief sein, daß eine Unterspülung der Fundamente mit Sicherheit verhütet wird. Bei Flachgründung ist eine dauernde Umspundung vorzusehen. Die Montage der Flußbrücke geschieht vor Inbetriebnahme des Stausees im Trockenem. Als Baubeginn ist der 1. April 1927, als Fertigstellungstermin der 1. November 1927 vorgesehen, so daß die Brücke vor dem endgültigen Aufstau des Sees fertiggestellt wird. Mit diesem Aufstau ist im Februar 1928 zu rechnen.

Für die Ausschreibung selbst standen leider nur 6 Wochen zur Verfügung. Trotzdem gingen am 15. Februar 1927 einschließlich der mit angebotenen Varianten 22 Entwürfe von den sämtlichen 17 aufgeführten Firmen ein, und zwar boten sieben Firmen Eisenbauten, zehn dagegen Eisenbetonbauten an.

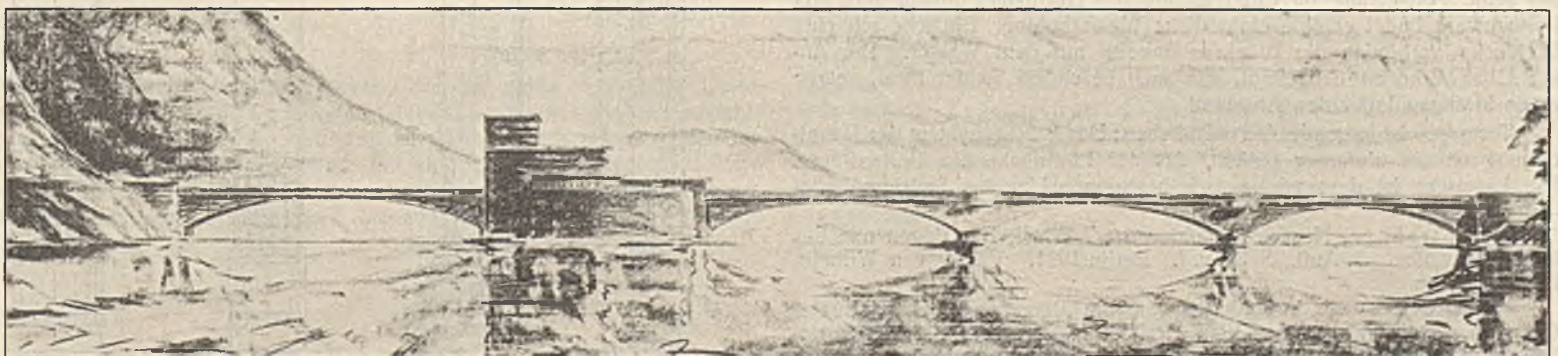


Abb. 3. Entwurf der Firma Philipp Holzmann, Frankfurt a. M.

zum südlichen Widerlager mit 1:33. Die Flutbrücke erhält eine Steigung von 1:200. Auf der Insel läuft die Straße alsdann wagerecht, um bis zum Scheitel der Flußbrücke mit 1:46 anzusteigen und von da an bis zum nördlichen Ufer mit 1:138 zu fallen. Die Flußbrücke erhält eine l. Weite von 69 m, die Flutbrücke überspannt in drei Bogen von 59,7, 57,7 und 55,6 m l. W. den See. Entsprechend dem Längsgefälle wurde das Verhältnis der Spannweiten und Pfeilhöhen so gewählt, daß sich aus dem Eigengewicht gleiche Schübe ergeben. Die Steigerung der Spannweiten nach Norden zu ergibt eine gute Überleitung zu dem großen Bogen der Flußöffnung. Die Fahrbahn liegt unmittelbar auf dem Füllbeton bzw. der aufgelösten Eisenbeton-Tragkonstruktion, die durch Eisenbetonsäulen auf dem Gewölberücken abgestützt ist. Die Gewölbe sollen in Beton mit schwacher Eisenbewehrung ausgeführt werden. Nach außen wird die Stützkonstruktion der Fahrbahn aus architektonischen Gründen durch Monierwände angeschlossen. Die Fußwege sind in der Querrichtung unter 1:40 geneigt. Die Geländer werden in Eisenbeton ausgeführt. Die Ansichflächen werden leicht bearbeitet. Das von der Straße abfließende Wasser wird durch das Quergefälle der Fahrbahn und der Fußsteige den beiderseits angeordneten Rinnsteinen zugeführt und in diesen dem Längsgefälle der Brücke folgend über die Widerlager abgeleitet. Die Widerlager sind bis auf den anstehenden Ruhrkohlsandstein gegründet, die Fundamente der Pfeiler gehen auf den groben Kies hinab. Die Widerlager und Pfeiler sollen in offener Baugrube zwischen Spundwänden und unter Wasserhaltung gegründet werden. Die Spundwände für die Widerlager werden bis auf den Fels gerammt, die der Zwischenpfeiler dagegen nur bis auf 2 m unter Gründungsohle gebracht. Die Berechnung der eingespannten Betonbogen der Gewölbe wurde analytisch nach dem Verfahren von Straßner¹⁾ durchgeführt. Die Bogenform wurde dabei so gewählt, daß die Stützlinie für das Eigengewicht mit der Bogenachse zusammenfällt. Die Ausrüstung der Bogen soll mittels des der Firma Holzmann patentierten Expansionsverfahrens durchgeführt werden.²⁾ Die Gesamtbautezeit wird 7 Monate betragen.

Bei der Planung der Brücke durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Gustavsburg ist ähnlich dem soeben beschriebenen Entwurf eine Bogenbrücke mit oberliegender Fahrbahn gewählt (Abb. 5). Nach diesem Vorschlag wird der Stausee von vier Bogenöffnungen übersetzt, deren Stützweite, ähnlich dem Holzmannschen Entwurf entsprechend dem Gefälle der Straße und der sich dadurch verringernenden Konstruktionshöhe abnimmt. Das dadurch geschaffene Bild der Brücke ist völlig einheitlich, und der Raum unter der Brücke ist nur sehr gering eingeeengt.

Über die technischen Einzelheiten dieses Vorschlages ist folgendes zu sagen: Die Hauptträger werden von vier vollwandigen Bogenrippen gebildet, die als zwei Gelenkbogen gedacht sind. Auf jeder der Rippen sind Pfosten errichtet, die ihrerseits Streckgurte tragen. Diese Streckgurte sind auf den Widerlagern aufgelagert und mit den Bogenrippen derart verbunden, daß sie gegen den Scheitel auslaufen. Zwischen die Streckgurte sind Querträger gespannt, die ihrerseits zur Aufnahme der Fahrbahn-längsträger bestimmt sind. Streckgurte, Quer- und Längsträger bilden das Gerippe zur Aufnahme der tragenden Fahrbahnplatte aus Eisenbeton. Die Eisenbetonplatte ragt über die Ebene der äußeren Streckgurte noch etwas hinaus, um als äußeres Auflager für die Eisenbetonplatte der Fußwege zu dienen. Das äußere Auflager finden diese Fußwegplatten auf einem Längsträger, der von eisernen, über dem inneren Streckgurt vorragenden Konsolen übertragen wird. Für die Aufnahme der seitlichen Kräfte, soweit sie nicht von der Eisenbetondecke nach den Widerlagern getragen werden, dient ein in der Fläche der Bogenobergurte liegender Windverband. Der Abschluß der Fußwege nach außen wird durch ein einfaches Stabgeländer hergestellt. Der Überbau soll auf festen Rüstungen montiert werden.

Das von der Firma Klönne, Dortmund, in Gemeinschaft mit dem Architekten- und Ingenieurbureau Kohlhage, Hagen i. W., vorgeschlagene System wirkt durch seine einfachen Flächen (Abb. 6). Das „Liegende“ ist besonders betont und führte bei diesem Entwurf zu einer Flachbrücke. Die Flußbrücke erhielt einen mächtigen Eisenbalken als Haupttragwerk, der seine Fortsetzung im Untergeschoß des Hochbaues finden soll. Im Flutbauwerk findet er eine einheitliche Wiederholung. Einfache schlichte Rechtecke verbinden die Brückensilhouette mit dem Wasser. Die Anschlußbauwerke an den Ufern, wie auch besonders an der Insel, zeigen einen kräftigen lotrechten Abschluß.

Technisch ist folgendes hervorzuheben: Das Brückensystem der Hauptöffnung ist ein einfacher Balken, das der Flutbrücke ein Gerberträger. Die Lagerung ist demnach statisch bestimmt. Um das Drückende der

¹⁾ A. Straßner, Neuere Methoden usw. Bd. II, Der Bogen und das Brückengewölbe. 2. Aufl., S. 33 u. f. Berlin 1921. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

²⁾ Koch-Ginder, Anforderung an die Berechnung eingespannter Gewölbe. „Der Bauingenieur“ 1926, Heft 39. Nitzsche, Ein Anwendungsbeispiel des Gewölbeexpansionsverfahrens und des Drucklinienprüfers. „Armierter Beton“ 1917, Heft 3. u. 4.

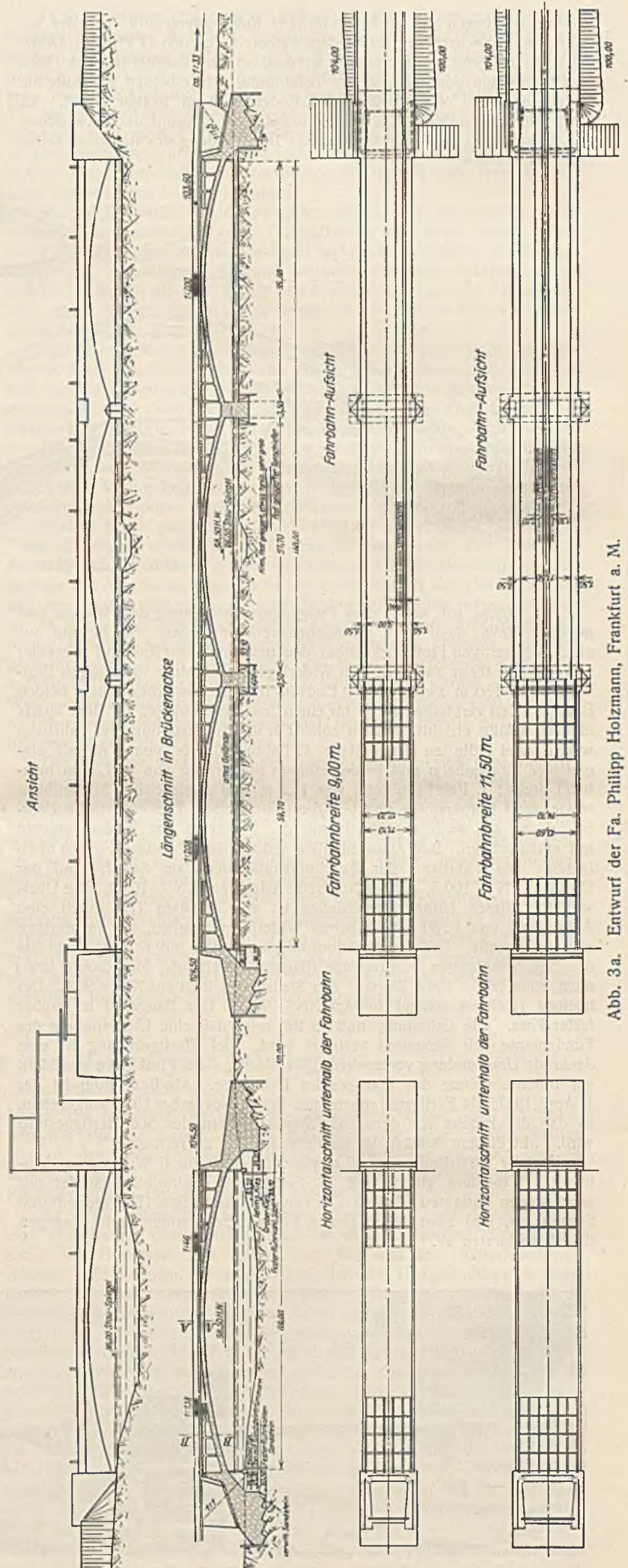


Abb. 3a. Entwurf der Fa. Philipp Holzmann, Frankfurt a. M.

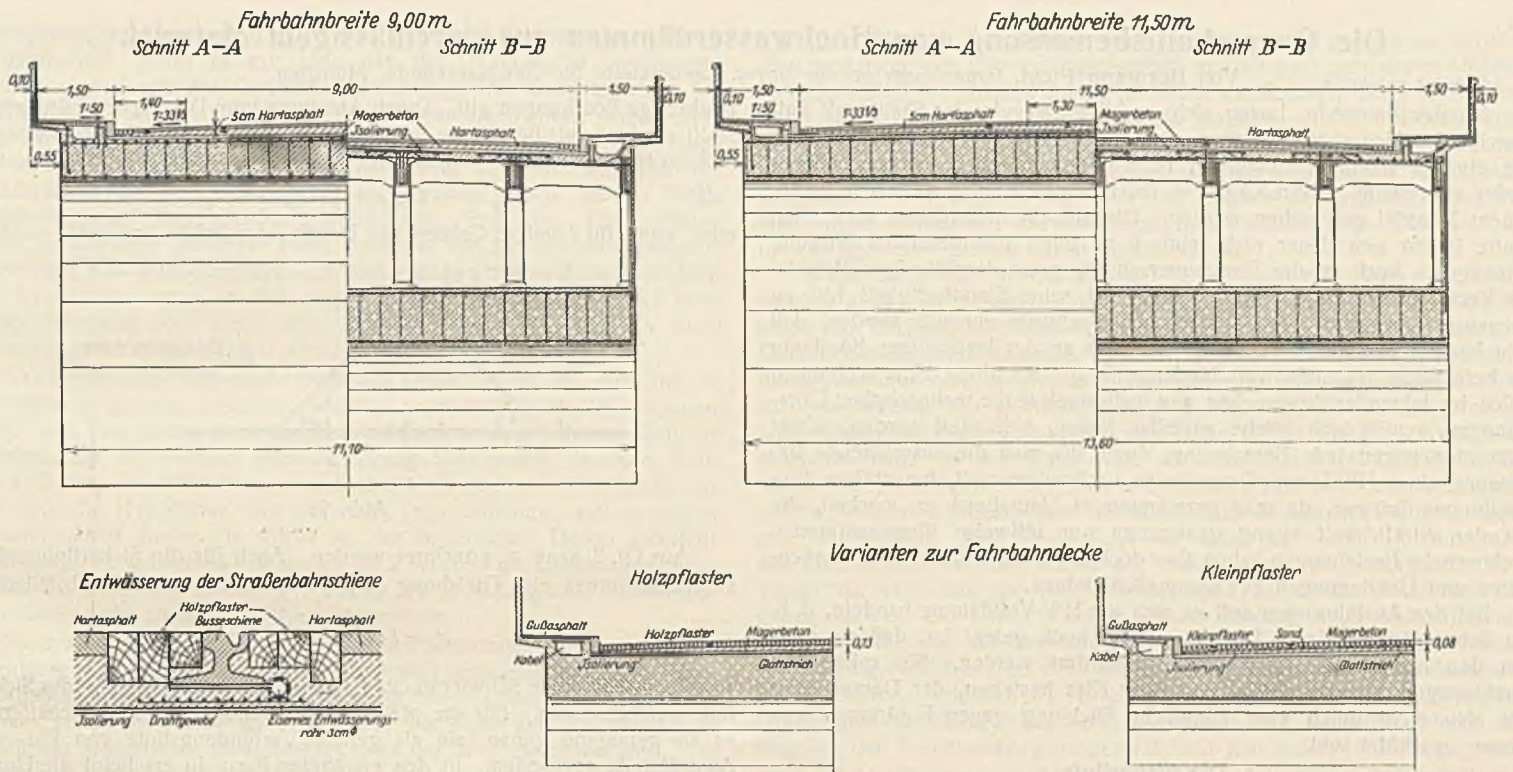


Abb. 4. Entwurf der Fa. Philipp Holzmann, Frankfurt a. M.

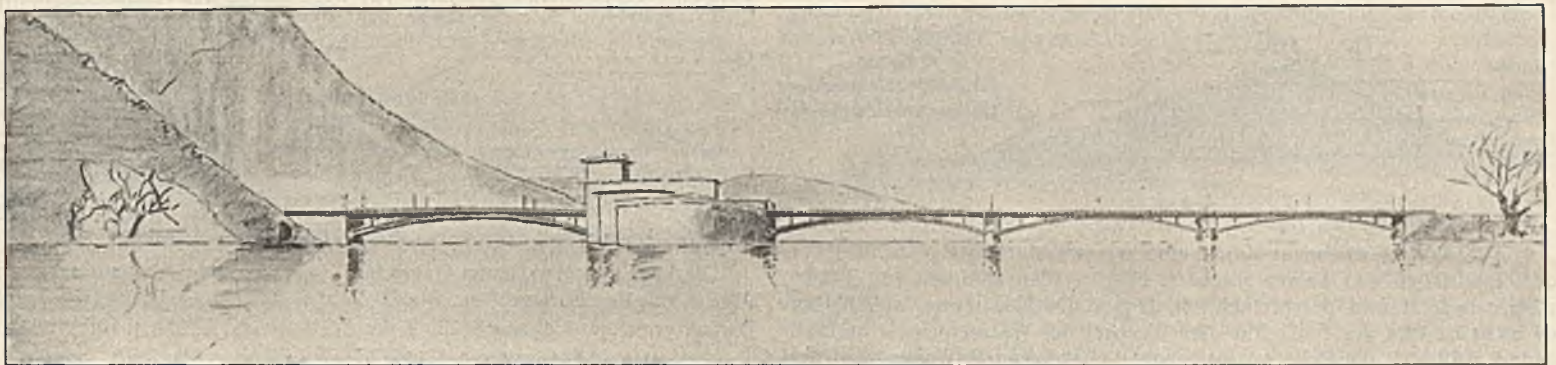


Abb. 5. Entwurf der M. A. N., Gustavsburg.

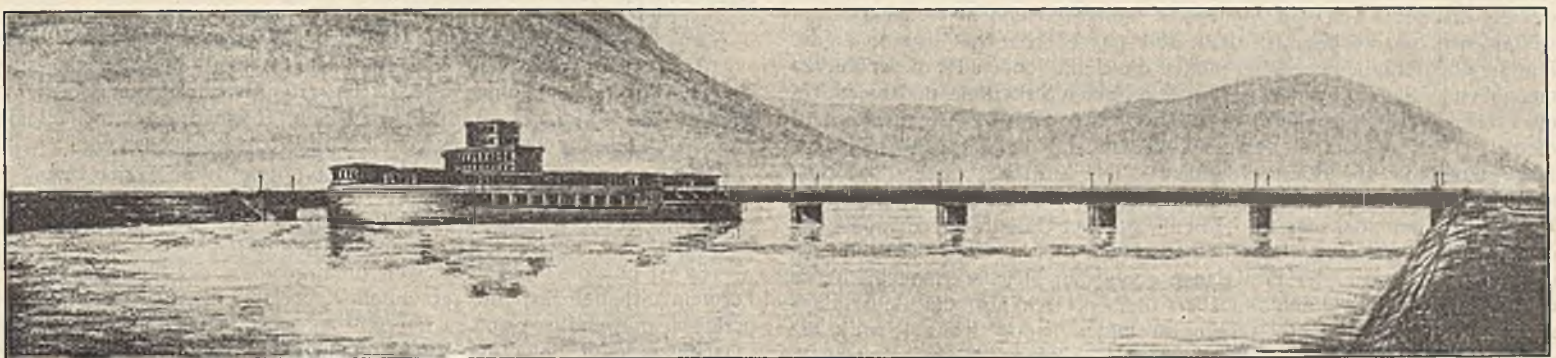


Abb. 6. Entwurf der Fa. Klönne, Dortmund.

Vollwandkonstruktion abzuschwächen, ist eine starke wagerechte Unterteilung gewählt. Im übrigen sind aus demselben Grunde weit auskragende Konsolen für die Fußsteige vorgesehen. Die statisch erforderlichen lotrechten Aussteifungen der Blechwand sind nur innen angeordnet. Ein normaler Trägerrost für die Fahrbahndecke ist zwischen den beiden Hauptträgern vorgesehen. Quer- und Windverbände sichern die Brücke in

seitlicher Richtung. Die Aufstellung einer solchen Brücke gestaltet sich sehr einfach. Es genügen geringfügige Einbauten im eigentlichen Flußbett. Lediglich in den Drittelpunkten werden Rammjoche geschlagen. Für die Vorlandbrücke kommt für jede Öffnung nur ein hölzernes Stützjoch, das flach mittels Holzstapels auf den Baugrund aufgesetzt wird, zur Anwendung.

Die Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Hermann Pickl, Bauassessor an der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde, München.

Massive Bauwerke lassen sich nach den Regeln der Statik mit entsprechender Sicherheit berechnen und bemessen. Bei Erdkörpern aber, wie ein HW-Damm ihn darstellt, ist das nicht möglich; denn hier kann weder von einem starren Körper in mechanischem Sinne noch von homogenem Material gesprochen werden. Die auf einen Erddamm wirkenden Kräfte lassen sich daher nicht einfach zu einer resultierenden Wirkung vereinigen. Auch ist der Dammquerschnitt, wenn durchlässiges Material zur Verwendung kommt, nicht allein auf seine Standfestigkeit hin zu untersuchen, sondern es muß auch der Nachweis versucht werden, daß kein Austritt größerer Mengen Sickerwassers an der landseitigen Böschung zu befürchten ist. Die verschiedenen Wege für diese Untersuchungen sollen im folgenden besprochen und insbesondere die rechnerischen Überlegungen, soweit sich solche anstellen lassen, behandelt werden. Zwar kann man gegen jede Berechnung, durch die man die ausreichende Bemessung eines HW-Damm-Querschnitts nachweisen will, berechnete Einwendungen bringen, da man gezwungen ist, Annahmen zu machen, die mit der Wirklichkeit streng genommen nur teilweise übereinstimmen. Rechnerische Beziehungen haben aber doch das Gute, daß sie die Gedankengänge und Überlegungen gewissermaßen ordnen.

Bei den Ausführungen soll es sich um HW-Volldämme handeln, d. h. um Schutzdämme, deren Dammkrone so hoch gelegt ist, daß sie auch von den höchsten Wassern nicht überströmt werden. Sie sollen aus durchlässigem Schüttmaterial, und zwar Kies bestehen, der Dammkörper soll also nicht durch eine künstliche Dichtung gegen Eindringen von Wasser geschützt sein.

I. Die Sickerlinie.

Von wesentlicher Bedeutung für die Querschnittsbemessung eines HW-Dammes ist die Sickerlinie. Ihr Wesen und die Einflüsse, von denen ihr Verlauf abhängt, sollen daher zunächst besprochen werden.

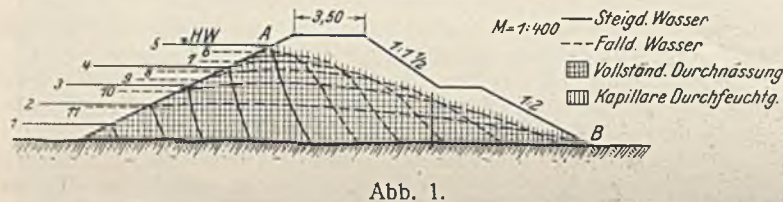


Abb. 1.

HW-Dämme, die nicht durch eine wasserundurchlässige Schicht vor dem Eindringen von Wasser geschützt sind, werden natürlich von Sickerwasser benetzt und durchtränkt. Je länger das Hochwasser anhält, um so mehr ist dies der Fall. Mit dem Wechsel des Wasserspiegels im Fluß ändert sich auch die Sickerwassermenge; bei steigendem Wasser wird der Sickerwasserzufluß größer, bei fallendem Wasser kleiner als der Abfluß sein. Ein schematisches Bild über das Vordringen des Sickerwassers gibt Abb. 1.) Im Verlauf eines HW schreitet die Durchtränkung des Damms mehr und mehr gegen die landseitige Böschung zu vor, Spiegel des Sickerwassers von verschiedensten konkaven und konvexen Formen stellen sich ein, so daß sich dafür eine ganze Schar von Kurven ergibt. Für die Querschnittsbemessung nun ist die Umhüllende aller dieser Kurven maßgebend. Sie ist bekannt unter dem Namen Sickerlinie und entspricht etwa einer Verbindungslinie von A nach B in Abb. 1. Der Querschnitt eines HW-Dammes soll so bemessen werden, daß die Sickerlinie möglichst lange innerhalb des Damms verläuft. Die Erfüllung dieser Forderung wäre einfach, wenn man den Verlauf der Sickerlinie berechnen könnte. Soweit ist man aber nur für den Fall, daß der Untergrund undurchlässig, das Material gleichartig geschüttet, also von gleicher Durchlässigkeit ist, und der Wasserstand im Fluß lange genug auf gleicher Höhe bleibt, so daß der Sickerwasserabfluß konstant bleiben, sich also ein Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung ausbilden kann. Schaffernak hat darüber eingehende Laboratoriumsversuche und Berechnungen angestellt, die er in einer Veröffentlichung „Über die Standfestigkeit durchlässiger, geschütteter Dämme“ (Wien 1918, zu beziehen durch die Versuchsanstalt für Wasserbau, Wien IX, Severinger Gasse Nr. 7; 2,50 R.-M.) niedergelegt hat. Unter den schon erwähnten Voraussetzungen (Undurchlässigkeit des Untergrundes, gleichartig geschüttetes und gleich durchlässiges Schüttmaterial sowie Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung) beginnt nach Schaffernak die Sickerlinie flußwärts in der Höhe des HW-Spiegels und endet in einem Punkte der landseitigen Böschung, die stets höher liegt als das Binnenland bzw. der Binnenwasserspiegel. Schaffernak nimmt an, daß die Stromfäden des den Dammquerschnitt durchfließenden Sickerwassers zueinander parallel, also ungefähr mit der Auflagerfläche gleichlaufen, eine Annahme, die nach ihm nur für schwach geneigte,

landseitige Böschungen gilt. Durch Ableitung vom Darcyschen Filtergesetz stellt er dann mit Beziehung auf Abb. 2 für die Höhe der Austrittsstelle des Sickerwassers über dem Binnenlande = z_a die Bestimmungsgleichung auf:

$$(1) \quad z_a = -l \operatorname{tg} \alpha + \sqrt{l^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + z_e^2}$$

oder wenn für l andere Größen des Dammquerschnitts eingesetzt werden:

$$(2) \quad z_a = (l - z_e \operatorname{ctg} \beta) \cdot \operatorname{tg} \alpha - \sqrt{(l - z_e \operatorname{ctg} \beta)^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha - z_e^2}$$

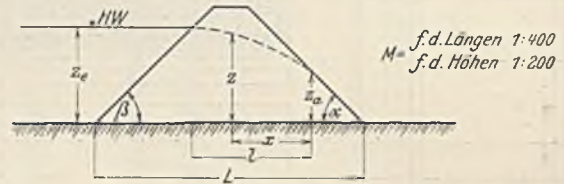


Abb. 2.

Aus Gl. 2 kann z_a errechnet werden. Auch für die Sickerlinie selbst stellt Schaffernak eine Gleichung auf, die mit Beziehung auf Abb. 2 lautet:

$$(3) \quad x = l \cdot \frac{z^2 - z_a^2}{z_e^2 - z_a^2}$$

Es macht keine Schwierigkeiten, mit Hilfe von Gl. 1, 2 u. 3 die Sickerlinie aufzuzeichnen. Für die praktische Anwendung erachtet Schaffernak es als genügend genau, sie als gerade Verbindungslinie von Ein- und Austrittsstelle anzusehen. In den erwähnten Formeln erscheint die Durchlässigkeitsziffer nicht, wie es sonst in den Gleichungen für Grundwasserbewegung der Fall ist, weil von vornherein gleichartige Beschaffenheit des Dammmaterials vorausgesetzt wird und der Durchlässigkeitswert daher bei Ableitung der Formeln herausfällt. Die Formgrößen des Dammquerschnitts

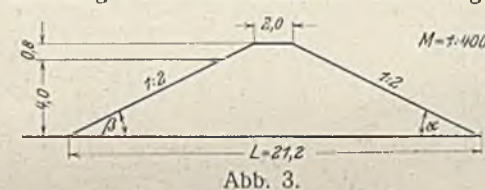


Abb. 3.

sind in diesen Gleichungen allein bestimmend für den Verlauf der Sickerlinie. Bevor zu diesen mathematischen Ableitungen Stellung genommen wird, soll die Anwendung der

Bestimmungsgleichung für z_a an Beispielen gezeigt werden.

Es liege ein HW-Damm-Querschnitt vor von den Abmessungen der Abb. 3 mit den Formgrößen: $L = 21,2$, $z_e = 4,0$, $\operatorname{ctg} \beta = 0,5$ und $\operatorname{tg} \alpha = 0,5$. Daraus errechnet sich nach Gl. 2 der Wert für z_a :

$$z_a = (21,2 - 4,0 \cdot 0,5) \cdot 0,5 - \sqrt{(21,2 - 4,0 \cdot 0,5)^2 \cdot 0,5^2 - 4,0^2} = 0,9 \text{ m.}$$

Wird die Neigung der landseitigen Böschung steiler genommen, z. B. $\operatorname{tg} \alpha = 1,0$, und bleiben die übrigen Formgrößen die gleichen wie im ersten Beispiel, so errechnet sich ein kleinerer Wert für z_a , nämlich entsprechend Gl. 2:

$$z_a = (21,2 - 4,0 \cdot 0,5) \cdot 1,0 - \sqrt{(21,2 - 4,0 \cdot 0,5)^2 \cdot 1,0^2 - 4,0^2} = 0,5 \text{ m.}$$

Auch wenn die Dammkronenbreite und damit die Dammauflagerlänge L größer angenommen wird als im ersten Beispiel, etwa $L = 25,0$ m, während die übrigen Formgrößen ungeändert bleiben, so errechnet sich für z_a ein kleinerer Wert als im ersten Beispiel; nämlich nach Gl. 2:

$$z_a = (25,0 - 4,0 \cdot 0,5) \cdot 0,5 - \sqrt{(25,0 - 4,0 \cdot 0,5)^2 \cdot 0,5^2 - 4,0^2} = 0,7 \text{ m.}$$

Die Austrittshöhe z_a wird demnach für steile landseitige Böschungen bei gleichem L und für große Dammabmessungen klein.

Es ist nun die Frage, inwieweit die Ergebnisse der hier angegebenen Formeln Schaffernaks, die er durch Laboratoriumsversuche bestätigte, praktisch anwendbar sind. Es sei zunächst wiederholt, daß diese Gleichungen nur unter der Voraussetzung Geltung haben, daß ein Beharrungszustand sich in der Sickerwasserbewegung herausgebildet hat, daß der Auflagerboden undurchlässig und das Material durchweg gleichartig geschüttet und gleich durchlässig ist. Ein Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung wird gerade bei HW-Dämmen, wo häufige und rasch wechselnde Spiegeländerungen des Flußwasserspiegels vor sich gehen, in den seltensten Fällen eintreten. Dagegen kann die zweite Bedingung, Undurchlässigkeit des Untergrundes, in manchen Fällen den vorhandenen Bodenverhältnissen entsprechen, sei es nun, daß der Untergrund, auf dem der Damm aufliegt, aus undurchlässigem Material besteht wie Ton, oder daß der Grundwasserstand bis zur Höhe der Dammauflagerfläche reicht. Jedenfalls treffen diese beiden Voraussetzungen nur für die ungünstigsten Verhältnisse zu, wodurch eine gewisse Sicherheit in Rechnung gestellt wird. Dagegen kann die vereinfachende Annahme gleicher Durchlässigkeit und gleicher Schüttungsart des Materials die Anwendbarkeit der Formeln in Frage stellen, weil diese Annahme nicht

1) Vergl. Ehlers, Bau, Unterhaltung und Verteidigung der Flußdeiche. Berlin 1914. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

mit ungünstigeren, sondern u. U. mit zu günstigen Verhältnissen rechnet. Der Baubetrieb bringt es mit sich, daß das Dammmaterial lagenförmig geordnet und durch das Gewicht des Schüttgerätes schichtenweise zusammengedrückt wird, so daß der Dammkörper von nahezu wagerechten Schichten geringerer oder stärkerer Verdichtung durchzogen ist. Als Folge dieser Ungleichartigkeit in der Durchlässigkeit des Materials wird die Durchtränkung des Dammkörpers mit Sickerwasser sich in anderer Weise vollziehen als bei einem gleichartig geschüttetem Erdkörper. Die Lagerung der undurchlässigen Schichten wird allein für die Sickerwasserbewegung maßgebend, und in jedem Bereiche durchlässiger wagerechter Schichten wird Wasser eindringen, so daß möglicherweise das Wasser an der landseitigen Böschung noch weiter oben austritt, als sich aus Gl. 2 für einen gleichartig geschütteten Damm errechnet.

Wenn nun auch die mathematischen Beziehungen, die hier für die Sickerwasserbewegung gegeben wurden, nicht voll befriedigen können, so läßt sich aus ihnen doch die Erkenntnis der verschiedenen Einflüsse gewinnen, die den Verlauf jener Bewegung bestimmen. In erster Linie ist die Dauer der HW-Stände von Einfluß. So werden HW-Dämme am Lech, wo die HW-Stände nur etwa 1½ Tage anhalten, viel geringere Ausmaße haben dürfen als solche an der bayerischen Donau unterhalb Regensburg, wo manchmal erst nach 1 bis 2 Wochen die Überschwemmung zurückgeht, oder wie gar an der Theiß, wo 3 Monate lang andauernde Hochwässer nicht zu den Seltenheiten gehören.

Nicht weniger ist die Durchlässigkeit des Schüttmaterials, insbesondere desjenigen, das an der Wasserseite verwendet wird, auf den Verlauf der Sickerlinie von einschneidender Bedeutung, ebenso die Schüttungsart des Dammes selbst; es wurde schon erwähnt, wie durch den schichtenweisen Auftrag der Dammmassen dem Sickerwasser der Weg gewiesen wird. Die erwähnte Durchlässigkeit des Materials wird durch die Hohlraumziffer μ ausgedrückt, die das Verhältnis zwischen Hohlräumen und Schüttvolumen angibt. Bei den einzelnen Materialien ist sie verschieden. Nach den Untersuchungen der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde kann diese bei Kiesdämmen höchstens 0,25 betragen. Die Rasendecke, die als Schutz der Dammböschung angebracht wird, kann die Sickerwasserbewegung verzögern.

Des weiteren ist der Untergrund, auf dem die Dämme stehen, von großem Einfluß, nämlich das Maß der Durchlässigkeit des Untergrundes und die Höhe des Grundwasserstandes. Bei durchlässigem Boden und bei tiefem Grundwasserstande muß nämlich das vom Fluß her vordringende Sickerwasser zunächst den Erdkörper über den Grundwasserstand auffüllen, so daß es selbst bei lange dauernden Hochwässern unter Umständen überhaupt nicht zu einem Wasseraustritt landseits kommt. Dabei spielt auch das Gefälle des Grundwasserspiegels eine Rolle. Die Erhebung des höchsten Grundwasserstandes auf Grund wenigstens einjähriger Beobachtung sollte daher zu den Entwurfsvorarbeiten gehören.

Ferner kann auch die Länge der wasserseitigen Böschungslinie von Bedeutung sein. Je länger diese ist und je größer damit die wasserseitigen Böschungsflächen werden, um so größere Sickerwassermengen können bei Beginn der Benetzung in den Dammkörper eindringen, und um so rascher geht auch — gleich große Flächen des Dammquerschnitts vorausgesetzt — die Durchtränkung des Dammes vor sich. Ist aber einmal in der Sickerwasserbewegung Beharrungszustand eingetreten, so wird die Länge der wasserseitigen Böschung ohne Belang sein.

Die Sickerlinie kann endlich auch durch das landseitige Böschungsverhältnis beeinflusst werden; denn bei Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung und undurchlässigem Untergrund ist die Austrittshöhe des Sickerwassers über dem Binnenland, wie an Hand der Beispiele für Gl. 2 gefunden wurde, um so kleiner, je steiler die landseitige Böschung ist. Daraus folgt, daß der Sickerstrom ein um so größeres Gefälle und daher um so größere Geschwindigkeiten erhält, je steiler die landseitige Böschung gehalten ist.

Nach diesen allgemeinen Erörterungen über die Sickerlinie soll zur eigentlichen Aufgabe übergegangen werden: Für einen HW-Damm-Entwurf sei die hydrotechnische Berechnung abgeschlossen und die Höhe der Dammkrone festgelegt; der Dammquerschnitt soll nun bemessen werden. Ähnlich wie bei Talsperrenbau wird dabei von einem Mindestquerschnitt ausgegangen.

II. Der Mindestquerschnitt.

Von vornherein sind die Eigenschaften des zur Verwendung kommenden Schüttmaterials zu beachten. Im bayerischen Donauebiet verwendet man in der Hauptsache Baggerkies, so wie ihn der Fluß darbietet. An sich ist dies ein vorzügliches Dammmaterial, das, wenn es von Wasser durchtränkt ist, nicht ohne weiteres auseinanderfließt, wie beispielsweise Sand. Kies hat nur den einen Nachteil, daß er wasserdurchlässig ist. Es gibt aber Fälle, wo es trotzdem nicht zu einem landseitigen Sickerwasseraustritt kommt. Das tritt zum Beispiel dann ein, wenn, wie erwähnt, der Grundwasserstand sehr tief liegt oder wenn die Hochwässer mit so steiler und kurz dauernder Welle verlaufen, daß eine Durchsickerung in größerem Umfang gar nicht stattfinden kann. Das Austreten

geringer Mengen Sickerwasser kann vielfach in Kauf genommen werden. Man muß dann eben Entwässerungsgräben landseitig anlegen, deren Abstand vom Dammfuß hinreichend groß genommen werden soll, damit der Sickerwasserstrom auf genügend langem Laufe gehemmt bleibt und das Durchsickern nicht zum Durchfließen wird. Solche Entwässerungsgräben werden in der Regel schon mit Rücksicht auf das aus dem Boden austretende Druckwasser vorgesehen, das sich nur schwer verhindern läßt. Bei mangelnder Vorflut der Entwässerungsgräben werden dafür Pumpenanlagen notwendig, deren Betrieb meist kostspielig ist.

Wenn auch ein Sickerwasseraustritt in geringem Maße zugelassen werden kann, so ist doch solcher in größeren Mengen zu verhindern, schon im Interesse der Dämme selbst. Gegen die Gefahr übermäßiger Durchsickerung kann man sich dadurch schützen, daß man dem Damm durch Walzung eine möglichst gleichartige Verdichtung gibt oder, was sich als zuverlässiger erwiesen hat, daß man eine Schicht aus wasserundurchlässigem Material vorsieht, sei es im Damminnern als Kern oder möglichst nahe an der Wasserseite als förmlicher Mantel. Wo solche wasserundurchlässigen Materialien wie Lehm, Ton usw. zur Verfügung stehen, sollten im allgemeinen die Mehrkosten künstlicher Dichtung nicht gescheut werden. Aber auch wenn nur Kies vorhanden ist, kann man das Eindringen von Sickerwasser auf verschiedene Art bekämpfen. Von vornherein wird man die Dammmessungen zu diesem Ziele reichlich genug halten. Ein Gutes kann in dieser Richtung auch dadurch getan werden, daß man die feinsandigen dichteren Bestandteile des Kieses wasserseitig verwendet, an der Landseite des Dammes dagegen das grobkörnige Material schüttet, wie es besonders für die unteren Schichten der landseitigen Böschung erwünscht ist. Denn der Dammfuß bleibt am längsten der Durchtränkung ausgesetzt, und hier sickert erfahrungsgemäß auch am ersten Wasser durch. Bedeutende Schleppkräfte treten dort auf, die anfangs eine Ausspülung bewirken und schließlich den Bestand des Dammes gefährden. Zur Bildung einer breiartigen Masse darf man es nicht kommen lassen. Es wäre daher das zweckmäßigste, wenn im unteren, landseitigen Dammteil ein Schotterdamm aufgetragen und so die Dammanlage eine kräftige, unverwüsthliche Stütze erhalten würde. Schaffernak nennt das Innenberme (Abb. 4). Diese sollte nach ihm mindestens so hoch sein, als die Austrittsstelle des Sickerwassers über dem Binnenlande liegt, und empfiehlt zu seiner Feststellung den Laboratoriums-

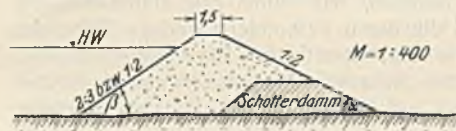


Abb. 4.

versuch, da die erwähnten Formeln 1 und 2 wegen der wechselnden Durchlässigkeit des Dammmaterials in diesem Falle streng genommen nicht mehr gelten. Immerhin wird es bei den unübersichtlichen Verhältnissen, wie sie der Bau von Hochwasserdämmen mit sich bringt, genügen, wenn man doch jene Formeln anwendet, um danach die Höhe der Schotterdammeinlage festzulegen. Es ist überhaupt die Frage, ob der Baubetrieb eines viele Kilometer langen HW-Dammes sich so durchführen läßt, daß in der ausgeprägten Weise, wie Schaffernak vorschlägt, sich die Verwendung der fein- und grobkörnigen Teile des Kieses trennen läßt. Zur Erhöhung der Standfestigkeit des Dammes trägt auch bei, wenn die landseitige Böschung bis zur Höhe des Sickerwasseraustritts durch Trockenmauerwerk von möglichst großen Steinen befestigt wird.

Auch auf sichere Dammgründung ist zu achten. Zuweilen kann schon der Abhub des Mutterbodens genügen. Besondere Maßnahmen sind namentlich bei Überquerung alter, ehemaliger Flußläufe, Altwasserrinnen usw. zu treffen. Treten doch zumeist an solchen Stellen Dammbüche auf. Durch außerordentliche Baumaßnahmen wird man in manchen Fällen zu verhindern suchen, daß Druckwasser unter dem Damm durchzieht. Man kann das dadurch erreichen, daß man einen Graben bis zur undurchlässigen Schicht aushebt und mit wasserundurchlässigem Material wieder zufüllt, so daß also eine Art Herddamm entsteht.

Die Dammkrone des Mindestquerschnitts ist in einer Breite von mindestens 1,5 m zu halten aus praktischen Erwägungen heraus, wie Dammverteidigung, Benutzung als Fußweg, Raum für Baggergleis usw. Eine der wichtigsten Voraussetzungen für den Bestand eines HW-Dammes überhaupt ist, daß er nicht überflutet wird. 10 bis 20 cm Dammhöhe können dabei von entscheidender Bedeutung sein. Es wird daher im allgemeinen ein Schutzmaß über den errechneten HHW-Stand für Wellenschlag, Ungenauigkeit der Rechnung, unvorhergesehene Aufstauung usw. von etwa 0,80 bis 1,0 m gegeben. Auch ist das einseitige Ansteigen des Wasserspiegels in der Kurve zu berücksichtigen. Um noch an Dammschutzhöhe zu gewinnen, gebe man außerdem der Dammkrone eine Neigung von etwa 1:10 von der Wasser- zur Landseite. Gegenüber einer vollen Dammerhöhung kann das bei breiten Dammkronen eine merkliche Materialersparnis ausmachen.

Für die Wahl der wasserseitigen Böschungsneigung sind verschiedene Gesichtspunkte maßgebend. Einesteils sollte die Böschungslinie an der Wasserseite möglichst kurz sein, damit dem Sickerwasser nur

kleine Böschungflächen zum Eindringen zur Verfügung stehen und so die Sickerwassermengen gering bleiben. Dieser Forderung würde eine möglichst steile Neigung entsprechen. Andererseits ist aber der Böschungswinkel des feineren Materials im vollständig gesättigten Zustande einzuhalten. Bei dem raschen HW-Rückgang unserer Alpenflüsse bleibt auch zu bedenken, daß die nach der Wasserseite zurückströmenden Sickerwässer die durchsickerten Dammassen und die Böschungsbekleidung abschieben wollen. Die wasserseitige Böschung (tg β) wird daher, schon um eine gute Rasendecke zu erzielen, bei Kiesdämmen unter 2 m Höhe gleich 2 : 3, über 2 m gleich 1 : 2 genommen. Die Schleppkräfte des Flusses und durch irgendwelche Zufälligkeiten verursachte Queranfälle vermögen bei geschiebeführenden Flüssen mit ihrem starken Gefälle, die oft auch Grobzeug wie Baumstämme mit sich führen, die Böschungflächen anzugreifen; namentlich am Dammfuß können dadurch Auswaschungen entstehen, selbst in begradigten Flußstrecken. Bei solchen Gebirgsflüssen empfiehlt es sich aus diesen Gründen schon bei Dämmen unter 2 m, die wasserseitige Böschung im Verhältnis 1 : 2 anzulegen. Bei sehr hohen Dämmen und großen Tiefen aber wird man bis zu einer bestimmten Höhe eine Neigung von 1 : 3 oder noch flacher nehmen und dann erst die Böschung in die steilere Neigung von 1 : 2 übergehen lassen. Es bleibt aber immer zu beachten, daß die wasserseitige Böschungslinie möglichst kurz sein soll, um, wie erwähnt, dem eindringenden Wasser eine möglichst geringe Sickerfläche darzubieten. Eben deshalb wird man auch eine Berme wasserseits tunlichst vermeiden; erscheint aber eine solche für die Stützung der Rasendecke wünschenswert, so ist sie möglichst schmal zu machen.

Auch die Überlegungen, nach denen die landseitige Böschung festzusetzen ist, führen zu sich widersprechenden Forderungen. Zunächst einmal wäre es für den Bestand der Böschungen vorteilhaft, wenn der zu erwartende Sickerwasseraustritt an der landseitigen Böschung in möglichst geringer Höhe über dem gewachsenen Boden des Binnenlandes stattfände. Diese Rücksicht verlangt eine steile Neigung, wie aus den angeführten Rechnungsbeispielen hervorgeht, in denen die Anwendung von Gl. 2 gezeigt wurde. Nun würde wohl das grobkörnige Material der binnenseitigen Schotterdammeinlage eine steilere Neigung vertragen. Allein diese hat wieder den Nachteil, daß durch eine starke Neigung der landseitigen Böschung und die damit verbundene geringe Höhe des Sickerwasseraustritts das Gefälle und damit auch die Geschwindigkeit, u. U. sogar auch die Menge des Sickerwasserstromes zunimmt. Daher empfiehlt es sich im allgemeinen, auch landseitig nicht unter eine Neigung von tg α gleich 1 : 2 herunterzugehen.

III. Untersuchungen mit Rücksicht auf die auftretenden Kräfte.

Wie schon angedeutet, läßt sich die Standsicherheit eines Hochwasserdammes nicht so einfach wie die eines massiven Bauwerks nachweisen. Die Ursachen eines Dammbrechens sind vielfach auch ganz verschieden von denen, den Einsturz eines massiven Bauwerks zur Folge haben.

Zunächst verlangt jeder Schüttkörper, auf den nur das Eigengewicht wirkt (auf dem also keine einseitige Wasserlast ruht), die ihm zukommende natürliche Böschung. Diese Bedingung braucht nicht weiter untersucht zu werden, da sie schon bei Festsetzung des Mindestquerschnitts Berücksichtigung fand.

Dagegen muß auf die Wirkung des einseitigen Wasserdrucks näher eingegangen werden. Übersteigt dieser ein gewisses Maß, so überwindet ein Teil des Dammkörpers die Reibungskräfte und rutscht schließlich nach irgend einer Gleitfläche ab; dabei können Pressungen und Schoppungen im abrutschenden Erdkörper auftreten, durch die die abgleitende Bewegung gehemmt wird. Rechnerisch läßt sich das kaum in befriedigender Weise erfassen. Dagegen läßt sich wenigstens für die Auflagerschicht nachweisen, daß die Sicherheit gegen Gleiten nach der Wagerichten vorhanden ist, und eine solche Untersuchung erscheint angebracht, weil es denkbar ist, daß sich ein Damm ohne wesentliche Formänderung entlang der wagerichten Auflagerfläche verschiebt.

Der ungünstigste Fall dafür ist, daß der Dammkörper vom Sickerwasser durchsättigt einen Auftrieb erfährt. Der Einfachheit halber wird die Erdkörper von der Höhe H und der Grundlinienlänge L zugrunde gelegt, ner aus Kiesmaterial vom Eigengewicht γ_m = 2,0 t/m³ und von einer Hohlraumziffer μ = 0,25 geschüttet ist und bei dem die Reibungsziffer des Schütt- und Grundmaterials höchstens tg ρ = 0,5 beträgt. Es besteht dann Gleichgewicht gegen Verschieben entlang der Auflagerschicht, wenn für die Längeneinheit die Bedingung erfüllt ist:

[Dammgewicht — Auftrieb] · Reibungsziffer ≧ seitlicher Wasserdruck

$$\left[\frac{H \cdot L}{2} \cdot \gamma_m - \frac{H \cdot L}{2} (1 - \mu) \cdot \gamma \right] \cdot \text{tg } \rho \geq \frac{H^2}{2}$$

wobei $\frac{H \cdot L}{2} (1 - \mu)$ = Damminhalt auf der Längeneinheit nach Abzug der Hohlräume, die für den Auftrieb nicht in Betracht kommen;

γ = spezifisches Gewicht des Wassers = 1,0.

Es wird:

$$\left[\frac{H \cdot L}{2} \cdot 2,0 - \frac{H \cdot L}{2} (1 - 0,25) \cdot 1,0 \right] \cdot \frac{1}{2} \geq \frac{H^2}{2} \text{ bzw. } 0,6 L \geq H.$$

Auch dieser Bedingung entspricht der schon unter II empfohlene Mindestquerschnitt.

Neben dem sogenannten äußeren Wasserdruck von der Wasserseite her kann nach Schaffernak ein Dambruch auch durch die dynamische Wirkung der durchziehenden Sickerwasser herbeigeführt werden. Durch den Sickerwasserstrom werden Reibungskräfte erzeugt, die den Schleppkräften im offenen Flußlauf entsprechen und eine Spülwirkung hervorrufen, besonders dort, wo größere Hohlräume vorhanden sind. Schaffernak gibt auch für diese Reibungskräfte eine mathematische Beziehung und empfiehlt, durch Laboratoriumsversuche diejenige spezifische Reibungskraft festzustellen, der ein bestimmtes Materialgemisch ausgesetzt werden darf, ohne daß eine derartige verderbenbringende Spülwirkung zu befürchten ist, so daß sich danach die geeignete Materialzusammensetzung bestimmen läßt. Es erscheint aber zweifelhaft, ob sich bei den groben Verhältnissen, wie sie beim Bau ausgedehnter HW-Dämme bestehen, die Ergebnisse solch feiner Untersuchungen berücksichtigen lassen.

IV. Untersuchung, inwieweit die Dammabmessungen den Austritt größerer Sickerwassermengen zu verhindern vermögen.

Auf zwei verschiedenen Wegen kann man versuchen, sich Klarheit darüber zu verschaffen, ob der im einzelnen Falle gewählte Mindestquerschnitt ausreicht, an der binnenseitigen Böschung einen stärkeren Sickerwasseraustritt zu verhüten, nämlich mittels Rechnung und auf dem Wege des Vergleichs mit bestehenden HW-Damm-Anlagen. Bei diesen Untersuchungen wäre auf das vorhandene Dammaterial, die Untergrund- und Grundwasserstandverhältnisse sowie die Dauer der Hochwasserstände Rücksicht zu nehmen.

1. Weg der Rechnung.

Bei den weiteren Betrachtungen ist zu unterscheiden, ob der Untergrund fähig ist, das in den HW-Damm eindringende Sickerwasser aufzunehmen oder nicht.

Zunächst soll angenommen werden, daß der Untergrund dieses nicht mehr vermag. Die Sickerlinie stellt sich dann verschieden ein, je nachdem, ob die Zeit für die Ausbildung eines Beharrungszustandes der Sickerwasserbewegung ausreicht oder nicht. Beide Fälle sollen für sich besprochen werden. Der ungünstigste Fall ist der erstere, wenn ein Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung eintritt. Auch durch noch so reichliche Dammabmessungen läßt sich dann nicht vermeiden, daß Wasser an der landseitigen Böschung austritt. Gerade hier wird man daher die Schotterdammeinlage, die schon bei Festlegung des Mindestquerschnitts empfohlen wurde, kräftig ausbilden. Im zweiten Falle aber, wenn es nicht zur Ausbildung eines Beharrungszustandes kommt, wie es bei kurz dauernden HW-Wellen, raschem Anstieg und raschem Abfall eintritt, wechselt der Sickerwasserzufluß, wie erwähnt, mit der Höhe des Wasserstandes im Fluß. Bei der Querschnittsbemessung gilt es nun zu untersuchen, inwieweit der sich einstellenden Sickerwasserbewegung genügend Zeit zur Verfügung steht, um noch bei den hohen Ständen den Dammkörper mit Wasser zu sättigen. Meist will man höchstens erst bei den niedrigen Ständen des fallenden Wassers zulassen, daß es landseitig zu einem Austritt der Sickerwasser kommt. Für Durchführung einer Rechnung ist die Kenntnis der in den Damm eintretenden Sickerwassermenge erste Voraussetzung. Diese Menge kann auf Grund von Messungen an Entwässerungsgräben bestehender HW-Damm-Anlagen oder an Kanaldämmen von Wasserkraftanlagen einigermaßen genau eingeschätzt werden. Nur um den Rechnungsgang zu zeigen, soll hier die Sickerwassermenge aus dem Vergleich mit den Ergebnissen der von der Bayerischen Landesstelle durchgeführten Verarbeitungen von Grundwasserbeobachtungen abgeleitet werden. Es schluckten beispielsweise die Versitzbecken am Hachinger Bach unweit von Berg. a. Leim (5 km östlich von München) bei einer Fläche von 2400 m², 1,5 m Wassertiefe und einem Hohlraumverhältnis des Untergrundes von μ = 0,25 (gewachsener Schotterboden) rd. 160 l/Sek. Nimmt man einen Dammquerschnitt nach Abb. 5 an und legt die gleiche Hohlraumziffer zugrunde, so bemißt sich auf 1 m Dammlänge die Sickerfläche der wasserseitigen Böschung zu 9 m². Unter der Voraussetzung gleicher Verhältnisse wie bei der Versitzanlage am Hachinger Bach tritt in die Sickerfläche von 9 m²/lfd. m Damm eine Sickermenge von x l/Sek. ein. Dafür besteht die Beziehung:

$$x = \frac{160}{2400} \cdot 9 = 6 \text{ l/Sek.}$$

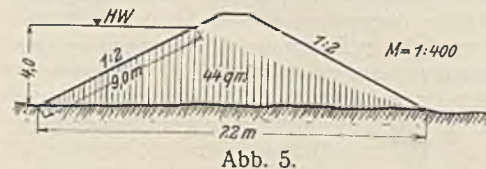


Abb. 5.

44 m², was einem durchtränkten Erdkörper von 44 m³ auf 1 lfd. m Dammlänge entspricht. Diese beanspruchen eine Sättigungsmenge von

Die äußerste zulässige Durchtränkung des Querschnitts ist in Abb. 5 durch die schraffierte Fläche gekennzeichnet. Sie beträgt

$44 \mu = 44 \cdot 0,25 = 11 \text{ m}^3$. Bei einer Sickermenge von 6 l/Sek. bedarf es dazu rd. 18 400 Sek. = rd. 5 Stunden; d. h. wenn der Damm 5 Stunden lang der Benetzung durch den höchsten Stand ausgesetzt ist, so ist seine Sättigung mit Wasser so weit vorgeschritten, daß der landseitige Wasseraustritt beginnt. Tatsächlich wird es noch früher dazu kommen, weil die Sickerfläche schon während des Wellenanstieges beansprucht wird. Diese Rechnung müßte für verschiedene Dammschichten und für verschiedene Durchdringungszustände (Abb. 1) durchgeführt werden. Nun ist allerdings zu bedenken, daß diesem Rechnungsbeispiel viel zu ungünstige Annahmen zugrunde liegen; denn hier beim Hachinger Bach stand die Sickerfläche unter dem gleichmäßigen Druck einer 1,5 m tiefen Wassersäule; auch ist bei einem HW-Damm die wasserseitige Böschung mehr oder weniger verschlickt und daher in geringerem Maße durchlässig. Die auf 1 lfd. m Damm treffende Sickerwassermenge wird daher ein Vielfaches kleiner angenommen werden dürfen.

Noch weniger als im Falle undurchlässigen Bodens läßt sich das Maß der Durchtränkung eines HW-Dammes bei wasseraufnahmefähigem Untergrund überblicken. Dammkörper einschließlich Dammgrund und Binnenland werden hier zu einer zusammenhängenden, wasserführenden Schicht, solange die geneigte Sickerlinie nicht die landseitige Böschung überschneidet. Man darf ohne weiteres sagen, daß dort, wo der Untergrund eindringendes Sickerwasser aufnehmen kann, viel weniger die Gefahr eines binnenseitigen Wasseraustritts besteht. Bei einem Grundwasserspiegel, der 1 bis 2 m unter der Bodenoberfläche liegt, vermag unter Umständen schon ein HW-Damm von den Mindestabmessungen tagelanges HW auszuhalten. Rechnerisch lassen sich diese Einflüsse allerdings kaum bewerten. Wollte man ähnlich vorgehen, wie es an Hand von Abb. 5 besprochen wurde, so müßte man bezüglich der Begrenzung der wasseraufnahmefähigen Bodenschicht weitere Annahmen machen; daher empfiehlt sich vielleicht der jetzt zu besprechende zweite Weg.

2. Weg des Vergleiches mit bestehenden HW-Damm-Anlagen.

Besonders, wenn es sich um eine Dammerhöhung handelt, wird man den im folgenden beschriebenen Weg benutzen. Aber auch bei Neuanlagen sollte man stets die Abmessungen ausgeführter Dämme zum Vergleich heranziehen. Doch ist das nur dann von Wert, wenn auch die dort bestehenden Verhältnisse, die Einfluß auf die Sickerwasserbewegung haben, entsprechend berücksichtigt werden. Angaben über bewährte Dammabmessungen sind nutzlos, wenn nicht gleichzeitig über das zur Verwendung gekommene Dammmaterial, über Dauer der HW-Stände und Durchlässigkeit des Untergrundes Aufschluß gegeben wird.

Der einzuschlagende Weg lehnt sich an das Vorgehen an, das bei der „Ermittlung des Normalprofils für die Rekonstruktion des linksufrigen HW-Schutzdammes in der Wiener Donaustrecke“ von Oberbaudirektor Ing. Rudolf Reich angewandt wurde.²⁾ In einer bestehenden Dammschicht sucht man einen Dammquerschnitt aus, der erfahrungsgemäß bei den Hochwässern standhielt und von dem man annehmen kann, daß er bis zum äußersten beansprucht war. Von ihm wird bei der Bemessung des neuen Dammes ausgegangen. Wenn dieser Vergleichsquerschnitt nicht voll ausgenutzt war, so wird damit eine zu ungünstige Annahme, also eine gewisse Sicherheit der Rechnung zugrunde gelegt. Es ist aber auch sorgfältig zu erheben, inwieweit zwischen Vergleichsdamm und geplantem Damm Unterschiede des Dammmaterials, der Schüttungsart, der Untergrundverhältnisse und insbesondere der Grundwasserstandhöhe bestehen. Man muß dann gefühlsmäßig abwägen, in welchem Maße beim Vergleichsdamm die Verhältnisse günstiger oder ungünstiger liegen. Je nachdem wird man den geplanten Damm reichlicher oder geringer bemessen. Dagegen lassen sich die Unterschiede in der Dauer der HW-Stände in einfacher Weise berücksichtigen. Der Gedankengang ist dabei folgender:

Von der Vergleichsdammstrecke ermittelt man die Benetzungsdauer der einzelnen Dammschichten und bringt sie durch Auftragen in ein Koordinatennetz mit den Dammbreiten in Verbindung. Die gefundene Beziehung überträgt man auf den geplanten Damm, berücksichtigt aber dabei, ob dort die Zeitdauer der Benetzungen größer oder kleiner ist als in der Vergleichsstrecke. In gleicher Weise stellt man die Höhe des Wasserdrucks, durch den die Dämme in den verschiedenen Schichtenhöhen beansprucht werden, den wechselnden Breiten der Dammschichten gegenüber. Die Durchführung der Aufgabe gestaltet sich folgendermaßen:

²⁾ Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, XXI. Jahrgang, Heft 17, Wien 1915.

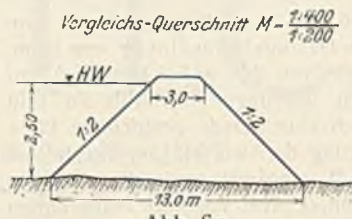


Abb. 6a.

Hochwasser-Verlauf

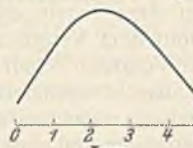


Abb. 6b.



Abb. 6c.

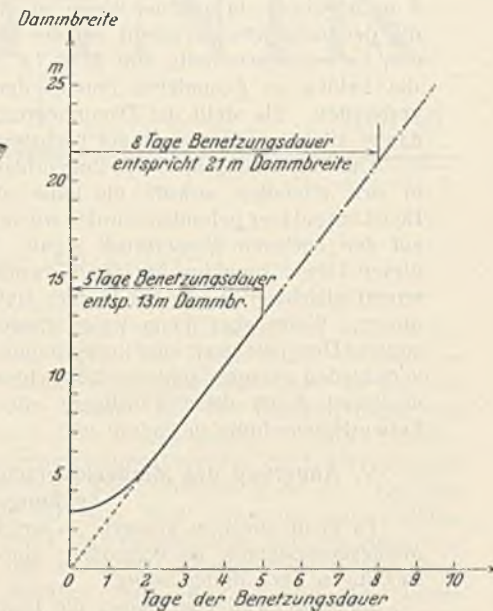


Abb. 6d.

Gegeben ist der Vergleichsquerschnitt (Abb. 6a). Bekannt ist auch, welchem längstdauernden Hochwasser der Damm Widerstand zu leisten vermag, ohne daß binnenseits Sickerwasser in größeren Mengen austritt. Aus Pegelbeobachtungen läßt sich feststellen, welchen Verlauf dieses für den Vergleichsdamm ungünstigste HW nahm. Abb. 6b soll diese HW-Welle darstellen. Aus ihr ergibt sich Abb. 6c, wo die Benetzungsdauer in den einzelnen Wasserstandhöhen bzw. in den verschiedenen Dammschichten aufgetragen ist. Aus dieser Darstellung hinwiederum lassen sich die Breiten der einzelnen Dammschichten in Beziehung bringen zur Benetzungsdauer (Abb. 6d). Da HW-Wellen zumeist angenähert symmetrische Form haben, so hat auch die Beziehungslinie von Abb. 6d einen zügigen Verlauf. Im Bereiche der längeren Benetzungsdauer, wie sie in den unteren Schichten auftritt, wird sie linear sein, während sie bei den ganz kurzen Benetzungsdauern umbiegt. Es macht sich dort der Einfluß der Dammkronenbreiten bemerkbar, für deren Abmessungen praktische Erwägungen ausschlaggebend sind. Vom Standpunkte der Benetzungsdauer aus könnte sich die Dammkrone dem Werte gleich Null nähern, wie es die punktierte Linie von Abb. 6d andeutet. Vom Vergleichsquerschnitt wird nun auf die Abmessungen geschlossen, die dem geplanten Damm zu geben sind.

Gesucht werden die Abmessungen eines HW-Dammes, der Hochwässern von anderem Verlauf ausgesetzt ist. Der Rechnungsgang bleibt der gleiche, ob es sich um die Erhöhung eines bestehenden Dammes oder um eine Neuanlage handelt.

Zunächst wird für den geplanten Damm (wie für den Vergleichsdamm) der ungünstigste HW-Verlauf gesucht. Abb. 7b soll diesen darstellen. Wird wieder entsprechend Abb. 6c die Benetzungsdauer in den verschiedenen Dammschichten aufgetragen, so ergibt sich Abb. 7c. Die Dammschichtenbreite nun, die die einzelne Benetzungsdauer verlangt, kann man mit dem Zirkel der Abb. 6d entnehmen. Auf diese Weise wird Abb. 7d erhalten. Man weiß jetzt, welche Dammschichtenbreite den verschiedenen Wasserstandhöhen zukommt. Für den geplanten Querschnitt nimmt man die gleiche wasserseitige Böschung an, wie sie bei Besprechung des Mindestquerschnitts in Abschnitt II empfohlen wurden, und überträgt die Dammschichtenbreiten von Abb. 7d, so daß sich die punktierte Linie in Abb. 7a ergibt. Dadurch sind die landseitigen Böschungslinien festgelegt, wie sie Abb. 7a zeigt. Damit ist auch die Aufgabe gelöst und der Querschnitt entworfen, allerdings allein vom Standpunkte der Benetzungsdauer.

In gleicher Weise, wie bei der Bewertung der HW-Standsdauer, kann auch bei der Berücksichtigung der statischen Kräfte infolge des höchsten Wasserdrucks vom Vergleichsdamm ausgegangen werden. Auch das soll an dem Beispiel erläutert werden. Beim Vergleichsquerschnitt betrug in der Höhe des höchsten Wasserstandes die Dammschichtenbreite gleich 3 m entsprechend Abb. 6a. In der Schicht des HW-Höchststandes ist

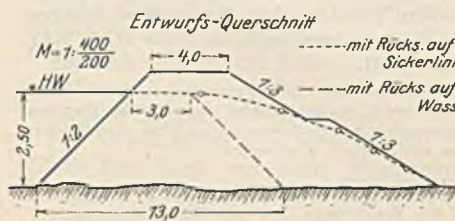


Abb. 7a.

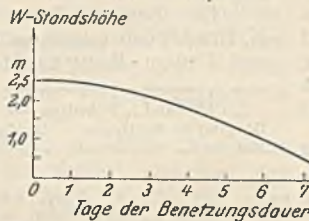


Abb. 7b.



Abb. 7c.

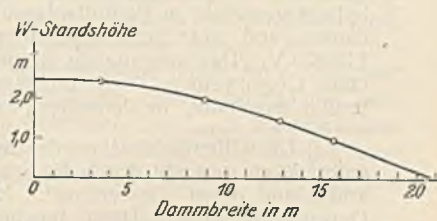


Abb. 7d.

daher dem Entwurfsquerschnitt von Abb. 7a ebenfalls eine Breite von 3 m zu geben. In gleicher Weise ist die Dammschichtenbreite von 13 m, die der Vergleichsquerschnitt bei der Tiefe von 2,50 m hat (Abb. 6a), auf den Entwurfsquerschnitt von Abb. 7a zu übertragen. In Abb. 7a sind die beiden so gefundenen Punkte durch eine gerade gestrichelte Linie verbunden. Sie stellt die Dammbegrenzung dar, wie sie der Vergleichsdamm allein mit Rücksicht auf höchsten Wasserdruck verlangt.

Die Begrenzungslinie des Entwurfsdammes (Abb. 7a) muß beide Linien in sich schließen, sowohl die Linie, die allein mit Rücksicht auf die Benetzungsdauer gefunden wurde, wie auch die, die die alleinige Rücksicht auf den höchsten Wasserdruck ergab. Man darf dann sagen, daß nach diesen Gesichtspunkten hin der Entwurfsquerschnitt dem Vergleichsquerschnitt gleichwertig ist. Bis hierher läßt sich der Vergleich scharf durchführen. Wenn aber beim Vergleichsquerschnitt das Schüttmaterial von anderer Durchlässigkeit oder insbesondere die Grundwasserstandverhältnisse verschieden gelagert sind, so läßt sich nur mehr abwägen und einschätzen, inwieweit durch diese günstigere oder ungünstigere Beeinflussung der Entwurfsquerschnitt zu ändern ist.

V. Änderung des Mindestquerschnitts auf Grund der Untersuchungen.

Es bleibt noch zu erörtern, in welcher Weise die Abmessungen des Mindestquerschnitts zu vergrößern sind, falls das Ergebnis der Untersuchungen dazu führen sollte.

Zunächst wird man immer die Dammkronenbreite entsprechend vergrößern. Als wasserseitige Böschung wird man die des Mindestquerschnitts beibehalten. Eine Unterbrechung der wasserseitigen Böschung in Form einer Abtreppung wird man aus den bei Besprechung des Mindestquerschnitts bereits angeführten Gründen vermeiden. Dagegen ist gegen eine Abtreppung der landseitigen Böschung nichts einzuwenden. Es wird dadurch nicht allein unnötiger Materialaufwand vermieden, sondern in willkommener Weise auch der über der Sickerlinie lastende Erddruck vermindert; denn entlang der Sickerlinie können leicht feine Risse und Durchsackungen entstehen, durch die sich eine Gleitfläche ausbilden kann. Eine solche ist um so ungefährlicher, je geringer die darauf wirkenden Massen sind. Die Ab-

treppung landseits muß aber so hoch gelegt werden, daß sie von der Sickerlinie bei undurchlässigem Boden, Beharrungszustand und gleich durchlässigem Schüttmaterial nicht überschritten wird. Gl. 1 u. 2, die im Abschnitt II erläutert wurden, geben die Handhabe zur Beurteilung. Der über der Abtreppung liegende Böschungsteil kann steiler gehalten werden als die Neigung des unteren Damnteils (Abb. 1). Handelt es sich um die Erhöhung oder Verstärkung eines Dammes, so wird die Dammverbreiterung vielfach an der wasserseitigen Böschung angebracht, weil dadurch der Zusammenhalt mit dem alten Dammkörper am sichersten gewährleistet ist. Auch eine Verstärkung landseits wird in manchen Fällen in Frage kommen, wenn man z. B. den Abflußquerschnitt des HW-Bettes nicht verkleinern oder wenn man den Dichtungsmantel an der Wasserseite nicht aufreißen will, oder wenn das vorhandene Material nur für eine landseitige Verwendung geeignet ist.

Die Ausführungen bezogen sich auf geschüttete Volldämme aus durchlässigem Baustoff. Die angegebenen Werte für Böschungsverhältnisse, Durchlässigkeit usw. betrafen gewöhnlichen Flußkies. Bei Verwendung eines anderen durchlässigen Materials wie Sand, Schlack usw. werden sich nicht allein diese Zahlenwerte entsprechend ändern, sondern wegen des grundsätzlich verschiedenen Verhaltens dieser Materialien bei Durchtränkung ergeben sich auch neue Gesichtspunkte für die Querschnittbemessung von HW-Dämmen, worauf hier nicht weiter eingegangen werden soll. Die grundsätzlichen Betrachtungen über Sickerlinien behalten aber ihre Gültigkeit.

Werden statt HW-Volldämmen Überlaufdämme gebaut, die bei einem bestimmten HW-Stand überronnen werden, so treten die hier behandelten Untersuchungen in den Hintergrund. Für ihre Querschnittbemessung ist in erster Linie die Forderung maßgebend, daß die landseitige Böschung nicht von der Schleppekraft des überlaufenden Wassers zerstört wird.

Nicht minder wichtig aber als die richtige Querschnittbemessung ist für jede Art von Hochwasserdämmen die sorgfältige bauliche Ausbildung und Unterhaltung der Dammanlagen. Genügt doch schon eine einzige schwache Stelle, um den Dammschutz hinfällig zu machen.

Vermischtes.

Inbetriebnahme des Achensee-Kraftwerkes. Am 19. September 1927 ist das Achensee-Kraftwerk, dessen erster Ausbau nunmehr beendet ist, durch den Bundespräsidenten Hainisch eröffnet worden. Die in dreijähriger Bauzeit von der Tiroler Wasserkraftwerke A.-G. ausgeführte Hochdruckspeicheranlage stellt die größte Wasserkraftanlage der österreichischen Alpenländer dar. Der Ausbau dieses Spitzenwerkes beruht auf dem Gedanken, das rd. 400 m betragende Gefälle zwischen dem Süden des 6,75 km² großen Achensees bei Seespitz (929 m ü. M.) und dem Inn bei Jenbach (530 m ü. M.) auszunutzen, deren gegenseitiger Uferabstand rund 5 km beträgt.¹⁾ Während bei dem ähnlich gearteten Walchenseewerk die Gefällstufe 200 m beträgt, mißt der Abstand zwischen dem 16,4 km² großen Walchensee und Kochelsee nur 2 km; das Einzugsgebiet des Achensees ist an der Sperrstelle bei Scholastika 106,2 km², das des Walchensees beim Ausfluß der Jachen 74 km². Da der zum Einzugsgebiet der Isar gehörige natürliche Abfluß des Achensees, der Achenbach,²⁾ bekanntlich am Nordende liegt, mußte der — im übrigen sehr schwankende — Seeabfluß (i. M. 3,68 m³/Sek.) durch Umbau der bestehenden Wehranlage entsprechend den Bedürfnissen der Wasserwirtschaft des Werkes geregelt werden (Seeperre). Das am Süden des Sees bei Seespitz gelegene Entnahmehauswerk liegt 13,5 m unter dem höchsten Seespiegel und gestattet die Entnahme von 25 m³/Sek. größter Betriebswassermenge (gespeicherte Wassermenge bei 5 m größter Seeabsenkung 36 Mill. m³). Diese wird in einem rd. 4,6 km langen kreisrunden Betondruckstollen von 2,75 m l. W. (2 Fensterstollen von 43 und 500 m Länge, d. h. sechs Angriffsorte mit je einem durchschnittlichen Tagesfortschritt von 5,4 m) durch die aus Wettersteinkalk und Reichenhaller Schichten (Rauhacker, Kalke, Tonschiefer) bestehenden Bergmasse des Bärenkopfes, Schwarzeckes und Weihnachtseckes zu dem am Südhänge des Weihnachtseckes ausgesprengten 46 m hohen Wasserschloß geführt, dessen untere Kammer 500, dessen obere 2200 m³ Inhalt hat. Von hier durchfließt das Betriebswasser einen mit Stahlblech ausgekleideten Druckschacht von 2,30 m l. Durchm. und 520 m Länge und gelangt zu dem an der Talsohle bei Jenbach errichteten Maschinenhaus. In diesem sind zunächst drei Maschinensätze (zweidüsige Freistrahlturbinen) zu je 8000 PS für die Belieferung der österreichischen Bundesbahnen mit Einphasenwechselstrom und zwei weitere Maschinensätze von je 15 350 PS zur Erzeugung von Drehstrom für die allgemeine Elektrizitätsversorgung aufgestellt. Die Umformung der elektrischen Energie von 5000 V zur Fernleitung geschieht in Freiluftanlagen in unmittelbarer Nähe des Maschinenhauses, und zwar beim Bahnstrom auf 55 000 und beim Drehstrom auf 115 000 V. Das ausgenutzte Betriebswasser wird — ohne Durchfließen eines Gegenweihers — in offenem Unterwasserkanal dem benachbarten Innfluß zugeleitet. Im derzeitigen ersten Ausbaustand beträgt somit

die Spitzenleistung des Achenseekraftwerkes 54 700 PS entsprechend einer Jahresarbeit von mindestens 90 Mill. kWh.

Durch den seit Beginn dieses Jahres im Gange befindlichen Vollausbau, dessen Beendigung bis Herbst 1929 zu erwarten ist, soll die Maschinenleistung auf 124 700 PS und die erzeugbare Jahresarbeit auf rd. 150 Mill. kWh gesteigert werden. Diese noch im Gange befindlichen Erweiterungsarbeiten, die namentlich der Verbesserung der Wirtschaftlichkeit dienen, bestehen in der Einleitung eines rechtsuferigen Zuflusses zum Achenbach, des Ampelsbaches, sowie in dem Überpumpen einiger unterhalb des Sees im Achenal bei Achenkirch entspringender Quellen mit 1 m³/Sek. durchschnittl. Ergiebigkeit. Die Einleitung dieser Gewässer geschieht nach Errichtung einer Sperrmauer im Ampelsbachtal durch ein mehr als 7 km langes Gerinne, das zuerst als Stollen, dann als offener Kanal dem Nordende des Sees unweit Scholastika zugeleitet wird.

Das Entnahmehauswerk, der Druckstollen, das Wasserschloß und der Druckschacht sind bereits im ersten Ausbau für die Vollaussnutzung bemessen worden, so daß nur das Krafthaus in Jenbach und dessen maschinelle und elektrische Einrichtungen einer dem Vollaussbau entsprechenden Erweiterung bedürfen. Dem künftigen Bedarf der Bundesbahnen wird durch die Aufstellung eines vierten Maschinensatzes von 8000 PS Leistung entsprochen werden, während zur Drehstromerzeugung noch zwei Maschinensätze von je 31 000 PS Leistung aufgestellt werden. Zur Unterbringung dieser drei neuen Maschinensätze ist das Maschinenhaus bereits verlängert worden; eine entsprechende Erweiterung der Freiluftumspannanlagen ist im Gange.

Ein besonderer Vorzug dieser neuesten Wasserkraftanlage ist, daß die erheblichen Kraftmengen, die nach dem Vollaussbau zur Verfügung stehen werden, bereits im Wirtschaftsleben untergebracht sind. Neben der Stadtgemeinde Innsbruck, die im Jahre 1919 den Achensee vom Benediktinerstift Fiecht gekauft hat, und anderen Inntal- und Achenalgemeinden, werden die österreichischen Bundesbahnen allmählich bis zu 40 Mill. kWh jährlich abnehmen, während jährlich rd. 85 Mill. kWh gemäß Stromlieferungsvertrag vom 18. November 1926 an die Bayernwerk A.-G. abgegeben werden. Zur Fortleitung dieser Strommengen ist eine 115 000 bzw. 125 000 V-Leitung von Jenbach über Innsbruck zur Landesgrenze zwischen Scharnitz und Mittenwald erbaut worden, wo der Anschluß an das Leitungsnetz der Bayernwerk A.-G. stattfindet.

Die Bauausführung lag in den Händen der Bauunternehmungen K. Innerebner und Architekt A. Mayer, Innsbruck, A. Porr G. m. b. H. und Union-Baugesellschaft in Wien. Mdt.

INHALT: Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. — Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen. — Die Querschnittbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material. — Vermischtes: Inbetriebnahme des Achensee-Kraftwerkes.

¹⁾ Die Öffentlichkeit wurde zuerst auf die Wasserkraft des Achensees aufmerksam gemacht durch die Schrift: C. H. Menghius, „Tirols Wasserkraft und deren Verwertung“. Herausgegeben von den Handels- und Gewerbekammern in Tirol. Innsbruck 1900.

²⁾ Vereintigt sich als Walchenbach auf bayerischem Gebiet mit der Isar.