

# DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 23. März 1934

Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

## Zur Betriebseröffnung des Schiffshebwerks Niederfinow.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck.

Im Hohenzollernkanal, nahe der Reichshauptstadt, nur 51 km von Stadtmitte und 35 km vom Nordostzipfel der politischen Grenze Groß-Berlins entfernt, geht nach langjähriger, mühevoller Arbeit ein von der Reichswasserstraßenverwaltung erstelltes Bauwerk seiner Vollendung entgegen, das als bedeutendes Wahrzeichen deutscher Ingenieurkunst und als einzigartige Spitzenleistung deutscher Technik gewürdigt zu werden verdient: das Schiffshebwerk Niederfinow.

heraus und wird nur dort unterbrochen, wo die Finow den alten diluvialen Talboden zerschnitten hat.

Das hier geschilderte Landschaftsbild hat durch Menschenhand eingreifende Änderungen erfahren. Um 1750 führte Friedrich der Große zur Entwässerung des sumpfigen Oderbruchs den von Güstebiese bis Hohensaaten führenden 21 km langen Oderdurchstich aus, der zwar zunächst nur einen Teil des Oderwassers abführte, sich aber durch die Räumungs-



Abb. 1.

Das Schiffshebwerk vermittelt den Abstieg des Hohenzollernkanals von seiner Scheitelhaltung zum Seengebiet der Oderberger Gewässer und zur Alten Oder, es überwindet den etwa 36 m hohen Steilrand, mit dem sich die Talsandfläche des weiten diluvialen Eberswalder Urstromtales gegen die alluviale Niederung des Oderbruchs abhebt (Abb. 1). Bei Eberswalde verschmelzen mit der Talsandfläche die Ausläufer des Sandurs der nördlich des Schiffshebwerks liegenden wallförmigen Choriner Endmoräne. Dieser Endmoränenwall entstand zur Zeit der diluvialen Vereisung durch einen langdauernden Stillstand vor der Stirn des nach Norden sich zurückziehenden Inlandeises. Die dem Eis entströmenden Schmelzwässer flossen vor dem Eisrand westwärts und schufen das Urstromtal, dessen Talboden die erwähnte Talsandfläche von Eberswalde und Liepe ist. Als sich nun das Eis nach Norden zurückzog, wurde der kürzere Weg für die Schmelzwässer nordwärts zum Ostseebecken frei, und die Schmelzwässer, d. h. also die Oder, konnten den vielleicht schon unter dem Eise geschaffenen Durchbruch von Oderberg benutzen, wobei sie in die Diluviallandschaft eine tiefe Rinne einschnitten. In dieser Rinne lagerten sich später Alluvionen ab, wodurch die tischebene Niederung des Oderbruchs entstand. Der Steilrand hebt sich im Landschaftsbild klar

kraft des Stromes fortschreitend erweiterte und zum Hauptstrom wurde. 1832 konnte der ehemalige Oderlauf bei Güstebiese abgeschlossen werden. Die Oder, die früher die Neuenhagener Oderinsel im Westen in weitem Bogen umfloß, war um 25 km gekürzt. Damit war die Hauptgrundlage für die überaus segensreiche Melioration des über 600 km<sup>2</sup> großen Oderbruchs gegeben.

Schon seit Jahrhunderten führt durch das geschilderte Gebiet ein die Havel mit der Oder verbindender Kanal. Während aber der ältere Finowkanal, dem Einschnitt des Finowtales folgend, mit diesem langsam fällt und bei Niederfinow mit kleinem Gefälle in die Oderberger Gewässer einmündet, liegt der kurz vor dem Weltkrieg vollendete Hohenzollernkanal in der genannten Talsandfläche und erfordert daher bei Niederfinow einen hohen Abstieg.

Ein „Finowkanal“ war schon zu Beginn des 17. Jahrhunderts von dem Kurfürsten Joachim Friedrich begonnen, später von dem Kurfürsten Georg Wilhelm vollendet und 1620 dem Verkehr übergeben, er ging aber im 30jährigen Kriege zugrunde und wurde vergessen. Friedrich der Große erbaute ihn von neuem, so daß er 1746 zum zweiten Male in Betrieb genommen werden konnte. Der Kanal wurde später weiter ausgebaut

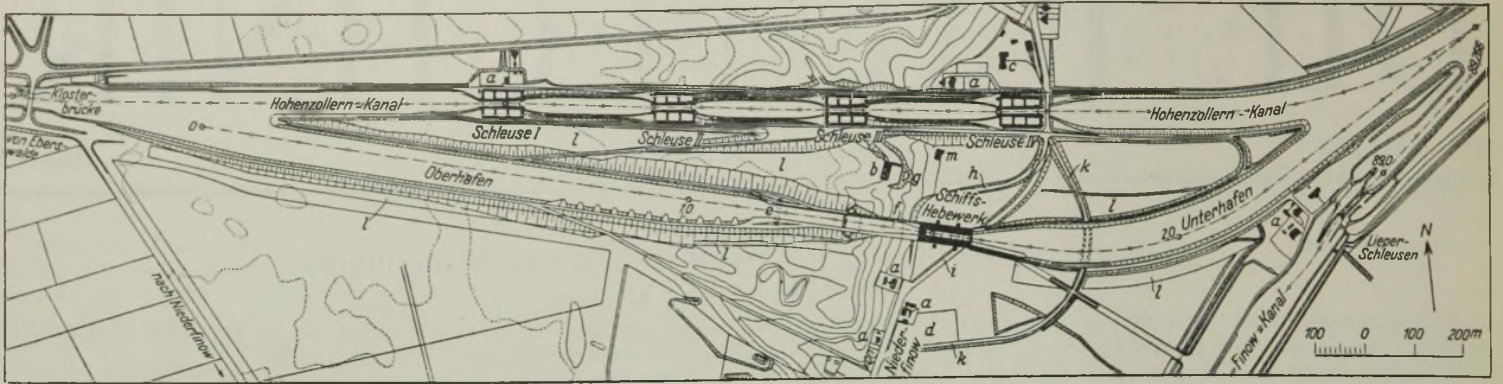


Abb. 2. Übersichtslageplan.

und ist bis heute in Betrieb. Er steigt von seiner auf NN + 39,10 liegenden Scheitelhaltung in 13 Schleusen zur Alten Oder herab. Er befördert Schiffe bis zu einer Tragfähigkeit von 175 t und erreichte im Jahre 1905 seinen Jahreshöchstverkehr mit 2,75 Mill. t. Da aber seine Leistungsfähigkeit den gesteigerten Ansprüchen des Wasserstraßenverkehrs von Berlin nach Stettin nicht mehr genügte, so wurde auf Grund des Preußischen Wasserstraßengesetzes vom 1. April 1905 der Hohenzollernkanal — Großschiffahrtweg Berlin—Stettin — für 600-t-Kähne erbaut. Er beginnt am heutigen Berliner Westhafen und führt zunächst zur Havel.

Die 47,6 km lange, von Lehnitz bis Niederfinow reichende Scheitelhaltung des Hohenzollernkanals liegt bei gewöhnlichem Wasserstand auf NN + 37,10; es ist aber in Aussicht genommen, sie künftig, wenn erforderlich, höher anzuspannen, äußerstenfalls auf + 37,80, um sie auch für größere Schiffe mit größerem Tiefgang befahrbar zu machen. Berücksichtigt man noch die Möglichkeit eines Windstaus um 40 cm, so ist mit einem Höchstwasserstand auf NN + 38,20 zu rechnen. Die anschließende untere Haltung, die sich bis Hohensaaten an der Oder erstreckt, liegt bei gewöhnlichem Wasserstand auf NN + 1,39, bei niedrigstem Niedrigwasser auf + 0,99. Demnach ergibt sich für das Schiffshebewerk ein Höchstgefälle von 37,21 m, während vorläufig das gewöhnliche Gefälle rd. 36 m beträgt.

die eingereichten Entwürfe betrafen geneigte Ebenen, die man damals zur Überwindung so großer Höhen für zweckmäßig ansah. Ein zweiter, größerer Wettbewerb wurde 1906 veranstaltet. Es gingen von sechs Firmen zehn Vorschläge ein, sechs von den Entwürfen betrafen Hebewerke der verschiedensten Anordnungen. Das Ergebnis des Wettbewerbs wurde der preußischen Akademie des Bauwesens vorgelegt, die aber in ihrem Gutachten vom Oktober 1907 keinen von den eingereichten Entwürfen zur Ausführung empfahl, vielmehr riet, zunächst nur eine Schleusentreppe zu errichten und die wichtigsten Grundgedanken der Wettbewerbsentwürfe weiter durcharbeiten zu lassen.

Demgemäß wurde zunächst nur eine Schleusentreppe erbaut und unter wenigen Firmen ein weiterer Wettbewerb — 1912 — veranstaltet. Von den dabei eingereichten Entwürfen wurde, entsprechend einem zweiten Gutachten der Akademie, dem Entwurf der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg auf ein Waagebalken-Hebewerk der Vorzug gegeben. Der Krieg unterbrach die vorbereitenden Arbeiten.

Während des Weltkrieges erlahmte das Interesse der Öffentlichkeit an dem Bau des Hebewerks keineswegs. So wurden im Preußischen Ab-

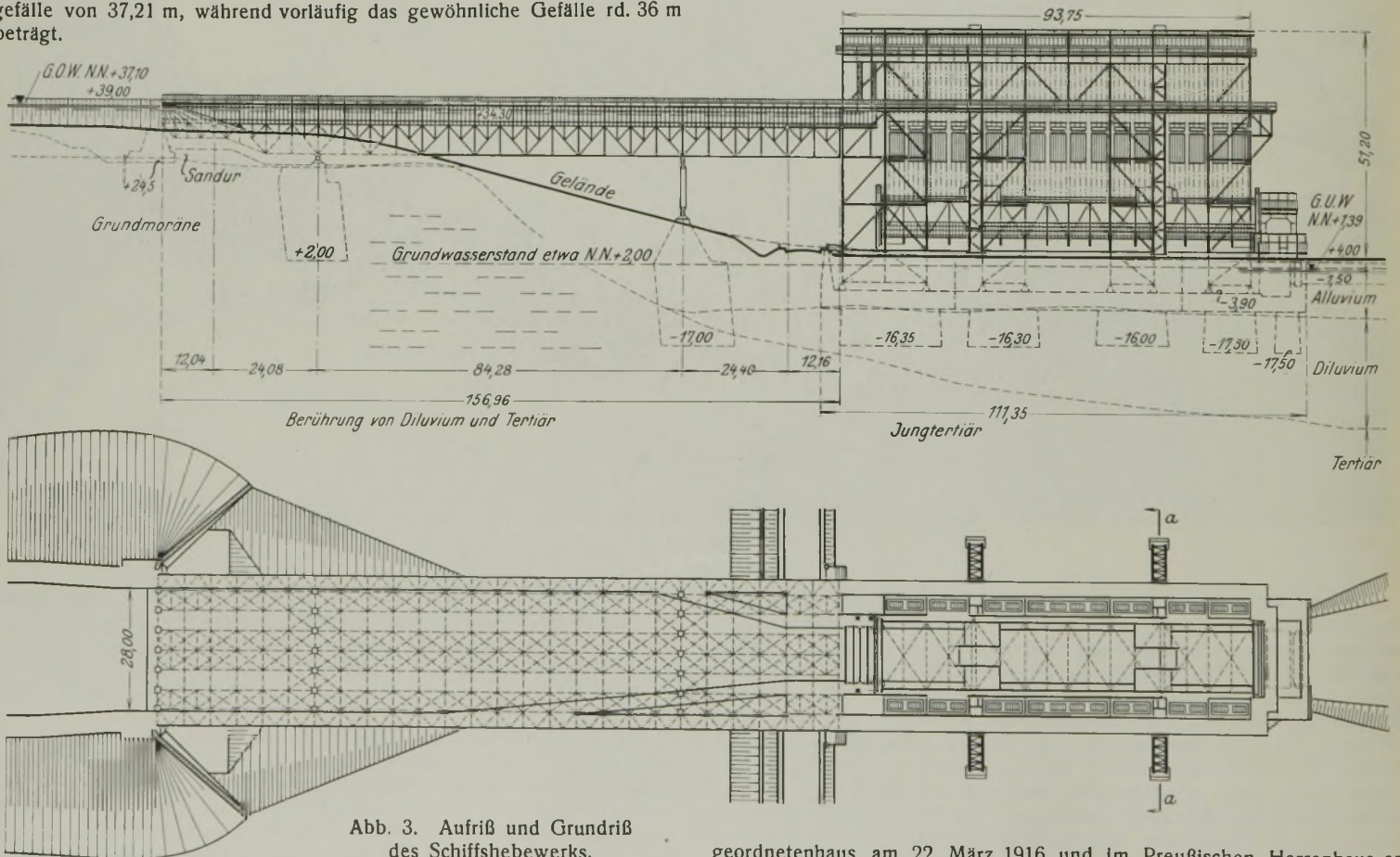


Abb. 3. Aufriß und Grundriß des Schiffshebewerks.

Schon in dem erwähnten Wasserstraßengesetz war zur Bewältigung des zu erwartenden Verkehrs neben einer Schleusentreppe eine zweite Abstieganlage vorgesehen, deren Herstellung aber zunächst unterblieb, bis bauliche Mängel an den bestehenden Schleusen ihre Errichtung dringlich erscheinen ließen. Um zu einem Entwurf für das Abstiegsbauwerk zu gelangen, hatte man schon 1898 drei Firmen um Vorschläge ersucht;

geordnetem Haus am 22. März 1916 und im Preußischen Herrenhaus am 31. März 1916 Entschließungen zugunsten der Errichtung eines zweiten Abstiegs bei Niederfinow angenommen.

Die technischen Untersuchungen wurden nach kurzer Unterbrechung fortgesetzt. Sie führten aber zu der Erkenntnis, daß der Errichtung eines Waagebalken-Hebewerks nach dem vorliegenden Entwurf oder nach einem der weiterhin vorgelegten Vorschläge nicht zu überwindende technische Schwierigkeiten entgegenstanden. Andererseits zeigten die wiederholt vor-

genommenen vergleichenden Untersuchungen, daß der Bau eines Schiffshebwerks vor dem einer zweiten Schleusentreppe den Vorzug verdiente. Demgemäß entschloß sich die 1921 ins Leben gerufene Reichswasserstraßenverwaltung nach eingehenden Erwägungen, ein Hebewerk zu errichten, dabei aber keinem der Firmenentwürfe zu folgen, sondern einen eigenen Entwurf nach folgenden Grundzügen aufzustellen:

- lotrechter Hub mit Naßförderung,
- untere Haltung abgeschlossen (trockene Trogkammer),
- Auswuchtung durch zahlreiche Gegengewichte an Drahtseilen, wobei zur Erzielung eines vollkommenen Gewichtsausgleichs auch das Gewicht der ablaufenden Seile ausgeglichen wird,
- Bewegung durch vier an Zahnstockleitern arbeitende Ritzel, die zugleich die waagerechte Troglage gewährleisten, mechanische Verbindung der Antriebe durch eine Wellenleitung,
- Sicherung gegen erhebliche Gleichgewichtstörungen in beiden Richtungen (Trogleerlauf und Trogüberlast) durch Drehriegel nach dem Patent Loebell.

Diesen Grundzügen entsprechend wurde beim Neubauamt in Eberswalde ein neuer Entwurf aufgestellt, wobei die 1924 im Reichsverkehrsministerium bearbeiteten Skizzen die Hauptgrundlage bildeten. Versuche und Modelle unterstützten die Arbeit. Der im Februar 1927 der Akademie des Bauwesens vorgelegte Entwurf wurde von dieser gebilligt<sup>1)</sup>, und demgemäß der Ausführung zugrunde gelegt; seine Einzelheiten sind dann unter reger Mitwirkung der ausführenden Firmen weiter durchgebildet.

Die danach sich ergebende Gestaltung des eindrucksvollen Bauwerks ist aus Abb. 3 bis 9 ersichtlich. Der Bau ist im technischen Schrifttum wiederholt beschrieben<sup>2)</sup>, weitere eingehende Veröffentlichungen werden demnächst folgen. Die nachstehenden Zeilen beschränken sich auf eine kurze Erläuterung.

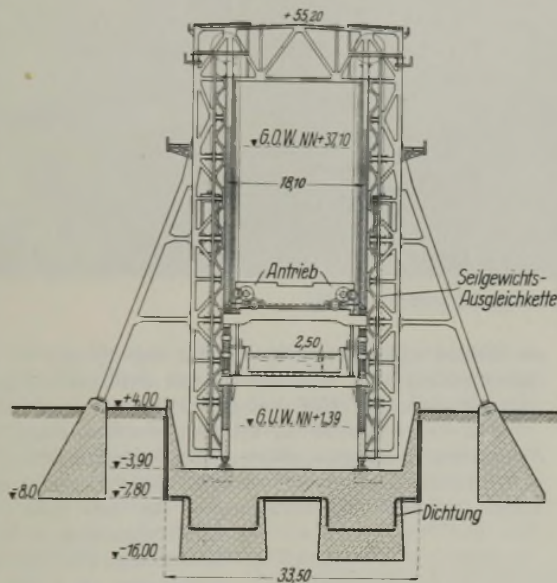


Abb. 4. Querschnitt a—a.

Wie die obige Darstellung der geologischen Verhältnisse erwarten läßt, wechselt an der Baustelle die Beschaffenheit der Bodenschichten sehr stark. An ihrem Aufbau beteiligen sich in unregelmäßiger Lagerung drei Formationen: Jungtertiär, Diluvium und Alluvium. Die Baugrundverhältnisse sind dementsprechend recht ungünstig. Die neun Gründungspfeiler des Hebewerks mußten, um hinreichend tragfähige Sandschichten zu erreichen, unter Anwendung von Druckluft bis auf mehr als 20 m unter Gelände hinabgeführt werden, wobei noch zu berücksichtigen war, daß das gewissermaßen eine große Maschine darstellende Bauwerk auch gegen verhältnismäßig kleine ungleichmäßige Setzungen sehr empfindlich ist. Auch der benachbarte Pfeiler der Kanalbrücke, dessen Grundrißfläche die für einen Druckluftpfeiler ungewöhnlich großen Abmessungen  $32 \times 17$  m aufweist, mußte so tief hinabgeführt werden. Die Baugrube des Hebewerks wurde bis zur Unterfläche der Sohle der Trogkammer, d. i. bis auf 12 m unter Gelände, durch Grundwassersenkung trockengelegt. Die geräumige Trogkammer, deren Sohle aus einer rd. 4 m starken, eisenerbetonierten Betonplatte besteht, konnte demgemäß ganz im Trockenen hergestellt werden, was auch die Herstellung einer sie umschließenden Klebedichtung ermöglichte. Darunter wurde mit Druckluft gearbeitet. Die Ungunst der Schichtenlagerung am Hang zwang dazu, der zur Verbindung des Hebewerks mit der oberen Haltung dienenden Kanalbrücke eine sehr große Spannweite zu geben.

Der aus St 52 hergestellte, im Lichten 85 m lange und 12 m breite Trog des Hebewerks ist beiderseits durch Hubtore abgeschlossen, er wiegt leer 1600 t, also mit der 2700 m<sup>3</sup> betragenden Wasserfüllung 4300 t. Er wird in der Längs- und Querrichtung durch feste Rollen geführt und in

seinen Endstellungen durch Gegenhalter in waagrechtem Sinne mit den Haltungsabschlüssen verriegelt.

Zur Auswuchtung dienen 192 Gegengewichte aus Beton mit Eisenstäben, die durch vorgereckte Drahtseile von 52 mm Durchm. mit dem Trog verbunden sind. Die Seile sind Rundlitzenseile in Gleichschlag (Längsschlag), bestehend aus sechs Litzen zu je 37 Drähten von 2,4 mm Durchm. mit einer Hanfseele. Die blanken Gußstahldrähte haben eine Bruchfestigkeit von 150 kg/mm<sup>2</sup>. Je zwei Seile greifen an zwischen-geschalteten Waagebalken an. 64 weitere Seile tragen Rahmen, die die Gegengewichte zu Gruppen zusammenfassen und etwa abreißende Gewichte auffangen. Die Drahtseile werden über 128 zweirillige, auf Wälzlager-

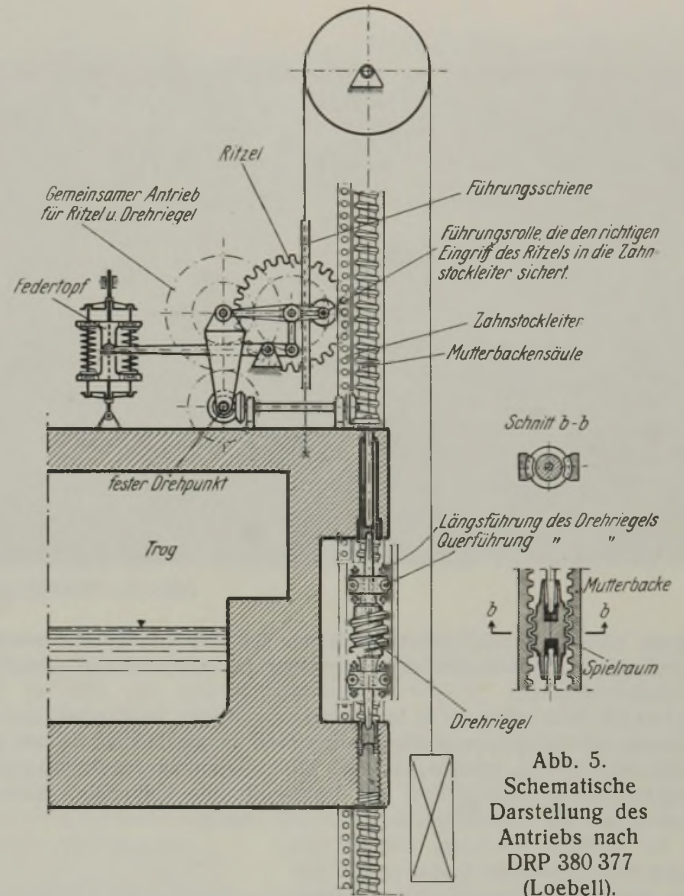


Abb. 5. Schematische Darstellung des Antriebs nach DRP 380 377 (Loebell).

laufende Seilscheiben von 3,50 m Durchm. geführt, über jede Scheibe läuft je ein rechts- und ein linksgängiges Seil. Die Seilscheiben befinden sich in den das Bauwerk oben abschließenden Hallen. Zum Ausgleich für das Gewicht der ablaufenden Seile dienen vier mitlaufende Gelenkketten, die einerseits unten am Trog, andererseits an Gegengewichten befestigt sind, und deren Gewicht dem der 256 Seile entspricht.

Die vier Antriebsritzel werden durch vier Gleichstrommotoren von je 75 PS in Leonardschaltung angetrieben, die durch ein geschlossenes Wellenviereck zwangläufig verbunden sind. Der erforderliche Gleichstrom wird durch einen umlaufenden Umformer erzeugt. Umformer und Motoren befinden sich in zwei Maschinenräumen auf dem Trog. Die zahlreichen sonstigen Motoren werden unmittelbar aus dem Überlandnetz mit Drehstrom gespeist. Die Hubgeschwindigkeit beträgt i. M. etwa 12 cm/sek, so daß ein Hub rd. 5 min erfordert.

Von denselben vier Motoren werden auch die Drehriegel angetrieben (Abb. 5), das sind 1,40 m lange, am Trog gelagerte Schraubenspindeln mit 78 cm Kerndurchmesser, durch die sich bei erheblichen Gleichgewichtstörungen der Trog unmittelbar auf das Gerüst abstützt. Sie laufen in geschlitzten Muttergewinden, die am Gerüst gelagert sind, den sogenannten Mutterbackensäulen, berühren diese aber im Regelbetrieb nicht, sondern lassen stets einen beiderseitigen Spielraum von 30 mm frei. Die Antriebsritzel sind auf einer Schwinge nach oben und unten federnd gelagert (DRP. 380377, Loebell) derart, daß sie in einer Mittellage festgehalten werden. Die Federn sind so vorgespannt, daß sie erst bei einer Gleichgewichtstörung von 30 t je Ritzel nachgeben und ausschlagen. Dadurch wird unter entsprechender Vergrößerung der Federspannung der Spielraum der Drehriegel in dem Gewinde verkleinert und bei hinreichend großem Ausschlag vollständig überwunden; die Drehriegel lagern sich dann auf die Mutterbackensäulen auf und halten selbstsperrend den Trog fest. Zu dem Zweck müssen die Mutterbackensäulen eine dem Trog leerlauf entsprechende aufwärts gerichtete Kraft von 2700 t aufnehmen können. Es ist dafür Sorge getragen, daß die Motoren, falls sie etwa vorher in Be-

<sup>1)</sup> Gutachten vom 11. Mai 1927, vgl. Ztrbl. d. Bauv. 1927, S. 341, Bautechn. 1927, S. 459.

<sup>2)</sup> Vgl. u. a. Bautechn. 1926, S. 154; 1927, S. 319; 1930, S. 676; 1932, S. 443; 1933, S. 214; Stahlbau 1930, S. 205; 1932, S. 129; 1933, S. 177; Z. d. VdI 1927, S. 787; 1929, S. 73; 1931, S. 1438; Ztrbl. d. Bauv. 1930, S. 254; 1931, S. 668; Bauing. 1930, S. 242; DWW 1930, S. 104; 1934, S. 41.



Abb. 6. Ansicht von Südwesten (Februar 1934).

wegung waren, während des Ausschlagens der Ritzel stillgesetzt werden, so daß sich die Drehriegel stets in ruhendem oder nahezu ruhendem Zustande aufsetzen.

Das rd. 60 m hohe, 94 m lange und 27 m breite Stahlgerüst, das zur Erzielung größtmöglicher Steifigkeit aus St 37 hergestellt ist, besteht aus aneinandergereihten, oben durch einen Windverband zusammengehaltenen Zweigelenkrahmen, die sich in drei Teile — Türme — gliedern. Es trägt als Hauptlast die 128 Seilscheiben.

Der kräftige Westturm enthält den oberen Haltungsabschluß und nimmt den oben auftretenden waagerechten Wasserdruck auf. Der aus zwei Teilen bestehende Mittelturm trägt die Zahnstockleitern und Mutterbackensäulen; er ist gegen seitliche Schwingungen durch vier Streben gesichert. Der schmale Ostturm trägt in der Höhe der obersten Trogstellung einen erkerartig ausgekragten kräftigen Prellbalken, der verhindert, daß das Tor etwa durch ein anfahrendes Schiff herausgestoßen wird, und der auch bei einem etwaigen Bruch des oberen Gegenhalters den Trog gegen Ausschwingen schützen soll.

Zum dichten Anschluß des Troges an die Haltungen dienen U-förmige, vorschiebbare Dichtungsrahmen, die an den Haltungsabschlüssen angebracht sind, und die mit Gummileisten gegen entsprechende Dichtungsflächen am Trog angepreßt werden. Die untere Haltung ist durch ein Hubtor abgeschlossen, die obere ist zur Sicherheit mit zwei Hubtoren ausgestattet.

Die den Anschluß des Hebewerks an den Hang vermittelnde stählerne Kanalbrücke, die teils aus St 52, teils aus St 37 besteht, stellt mit 4000 t Stahlgewicht schon für sich ein bedeutendes Bauwerk dar. Die sieben Hauptträger der Brücke sind Gerberträger von rd.  $36,1 + 84,3 + 36,6 = 157$  m Stützweite. Der Brückentrog ist (abgesehen von dem an das Hebewerk anschließenden Schleppträger) 28 m breit, seine Tiefe erhöht sich bei Anspannung und Windstau äußerstenfalls auf 3,90 m, seine Nutzlast war demnach für das laufende Meter mit  $28 \times 3,9$  m, das sind mehr als 100 t, einzuführen. Rund 300 m oberhalb des Oberhauptes ist im Vorhafen ein

als Hubtor wirkendes Sicherheitstor angeordnet. — Zur Einfahrt in den Hebewerktrug sind oben und unten Seiltreidelanlagen eingerichtet, zur Ausfahrt dienen Treidellokomotiven.

Bei dieser Einrichtung erfordert ein Hub einschließlich des Ein- und Ausfahrens 20 Minuten, während die Durchfahrt durch die Schleusentreppe zwei Stunden in Anspruch nimmt. Da aber dabei die Schiffe einen um 1 km längeren Weg zurücklegen, für den etwa 15 Minuten in Ansatz zu bringen sind, so beträgt der durch die Benutzung des Hebewerks zu erzielende Zeitgewinn etwa  $120 - 20 - 15 = 85$  min oder rd.  $1\frac{1}{2}$  Std. Das Hebewerk wird nach vorsichtiger Schätzung einen Jahresverkehr von etwa zehn Millionen Tragfähigkeits-tonnen oder von fünf Millionen Ladungs-tonnen aufnehmen können.

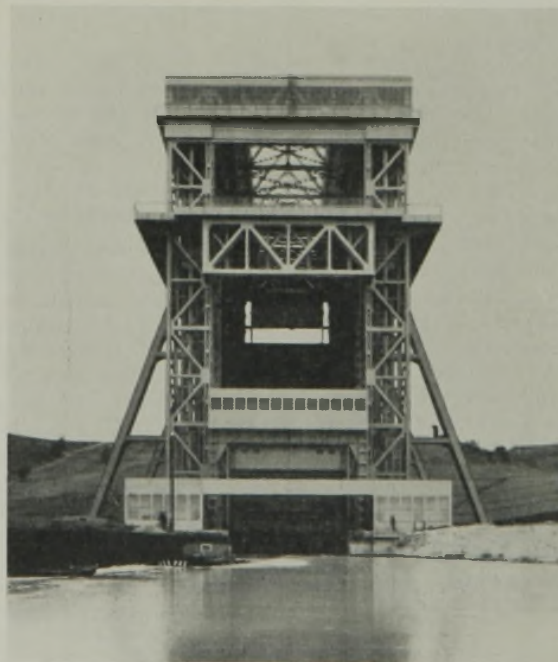


Abb. 8. Ansicht von Osten (Januar 1934).

Das wuchtige Äußere des Bauwerks ist in einfachster Weise seiner Zweckbestimmung entsprechend gestaltet. Die Türme zeigen ein weitmaschiges Dreieckfachwerk; auf Ersatz der einfachen Streben durch Andreaskreuze oder gar durch Vierendeelrahmen ist verzichtet. Die Akademie hatte in ihrem Gutachten an erster Stelle angeregt, durch Fortführung der Waagerechten des Brückensteges um das Hebewerk herum diesem eine wohlthuende zweckentsprechende Teilung in seiner Höhenentwicklung zu geben. Wie die Abbildungen zeigen, ist das geschehen. Ferner sollte unter anderem für das im Osten vorgelagerte Betriebsgebäude, für das in dem Entwurf der Wasserstraßenverwaltung ein Ziegelbau in größeren Abmessungen vorgesehen war, eine tunlichst einfache Umrißform gewählt werden. Zur Gewinnung eines dementsprechenden Vorschlags wurde ein Monatswettbewerb im Berliner Architekten- und Ingenieurverein veranstaltet. Das Äußere des dem Wettbewerbsergebnis entsprechend in Stahl und Glas mit einfachsten Umrißlinien errichteten Gebäudes lehnt sich eng an die Gestaltung der das Bauwerk krönenden, ringsumlaufenden Seilscheibenhalle an. Zur Bauausführung sei noch angegeben:

Nachdem gewisse vorbereitende Arbeiten schon ausgeführt, besonders die Grundwassersenkungsanlage schon eingebaut und die Erdarbeiten ent-

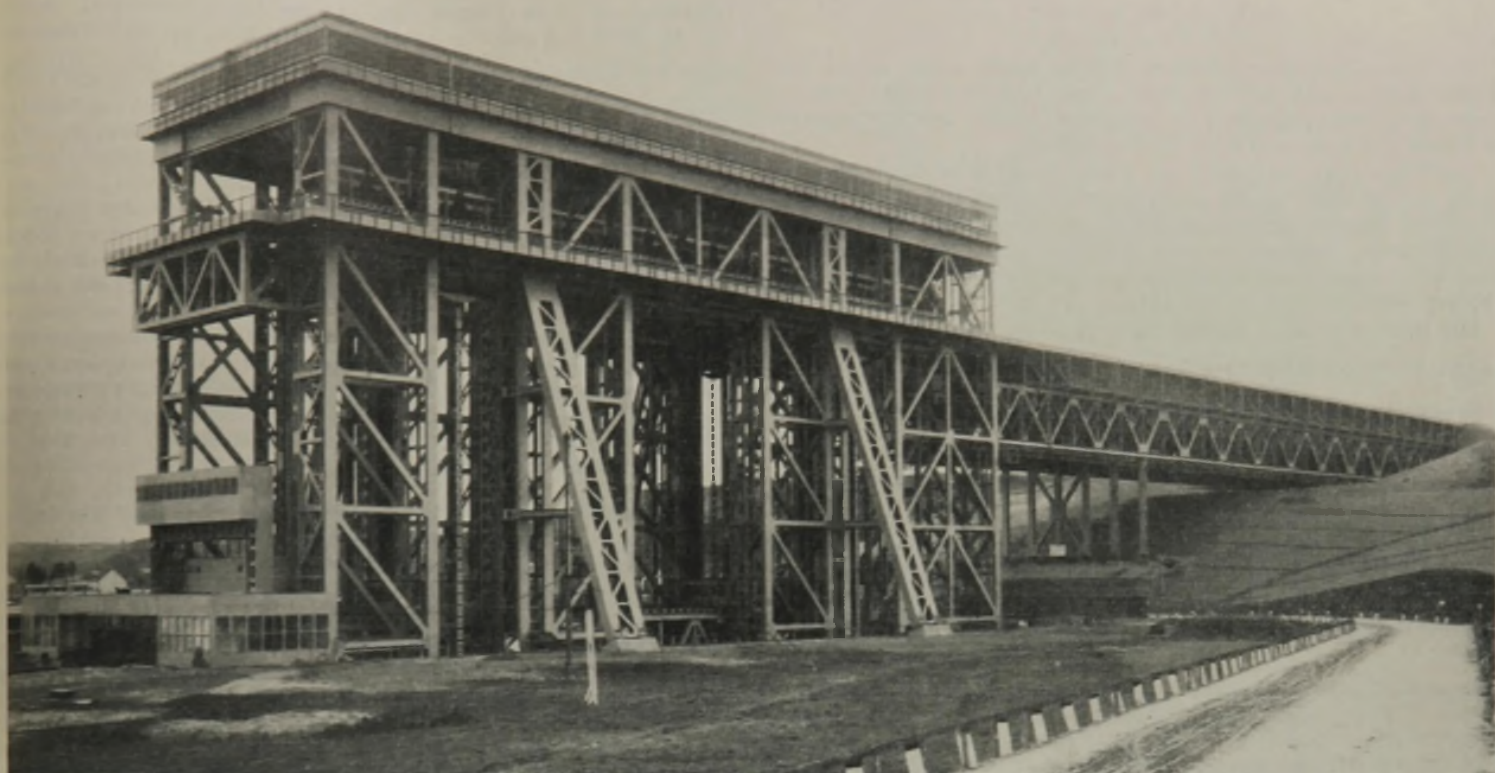


Abb. 7. Ansicht von Nordosten (Februar 1934).

sprechend gefördert waren, wurde, alsbald nach Bekanntgabe des erwähnten Gutachtens der Akademie, im Sommer 1927 das Hebewerk — ohne Brücke — öffentlich ausgeschrieben. Zu dem Verdingungstermin im Januar 1928 gingen zahlreiche Angebote ein; da aber auf keins von ihnen der Zuschlag erteilt werden konnte, so wurden die Arbeiten freihändig vergeben, und zwar die Gründungsarbeiten im April 1928 an die Beton- und Monierbau-AG in Berlin, die die Druckluftarbeiten durch Christoph & Unmack G. m. b. H., Berlin, ausführen ließ, Gerüstbau und Maschinenanlagen im Juli 1929 an eine Firmengemeinschaft, bestehend aus

den Firmen: Demag AG, Duisburg; Ardetwerke, Eberswalde; Krupp-Grusonwerk, Magdeburg; Ang. Klönne, Dortmund; J. Gollnow & Sohn, Stettin; Gutehoffnungshütte AG, Oberhausen, und Mitteldeutsche Stahlwerke AG, Lauchhammerwerk, Lauchhammer. Der Überbau der Kanalbrücke wurde — verzögert durch die Knappheit der Geldmittel — erst im Juli 1931 der Firma Beuchelt & Co., Grünberg, übertragen, nachdem die gleiche Firma schon das Sicherheitstor und die Kanalbrückenpfeiler übernommen hatte. Eine Mitteilung über die große Zahl der weiteren hauptsächlich beteiligten Firmen bleibt einer späteren Veröffentlichung vorbehalten, hier seien nur noch genannt: Felten & Guillaume, Carlswerk AG, Köln-Mülheim, für die Drahtseile; Jaeger AG, Elberfeld, für die Walzlager; Siemens-Schuckert-Werke, Berlin, und AEG, Berlin, für die elektrischen Anlagen.

Das Bauwerk hat einschließlich der Brücke 72 000 m<sup>3</sup> Beton und 14 000 t Stahl erfordert. Die Gesamtkosten der Anlage einschließlich der

Vorhäfen usw. belaufen sich auf etwa 27 $\frac{1}{2}$  Mill. RM. — Die Zahl der auf der Baustelle beschäftigten Arbeiter stieg in der zweiten Hälfte des Jahres 1927 auf 600, war aber sonst wesentlich kleiner. Die Hauptarbeit ist in den Werkstätten geleistet. Gleichzeitig in Rheinland-Westfalen und Schlesien, in Brandenburg, Sachsen und Pommern regten sich fleißige Hände für das große Werk. So hat die Errichtung des Hebewerks ungefähr 8 Jahre lang im Mittel etwa rd. 1000 Volksgenossen in weiten Gauen Deutschlands lohnende Beschäftigung und damit ihnen und ihren Familien Brot gegeben.

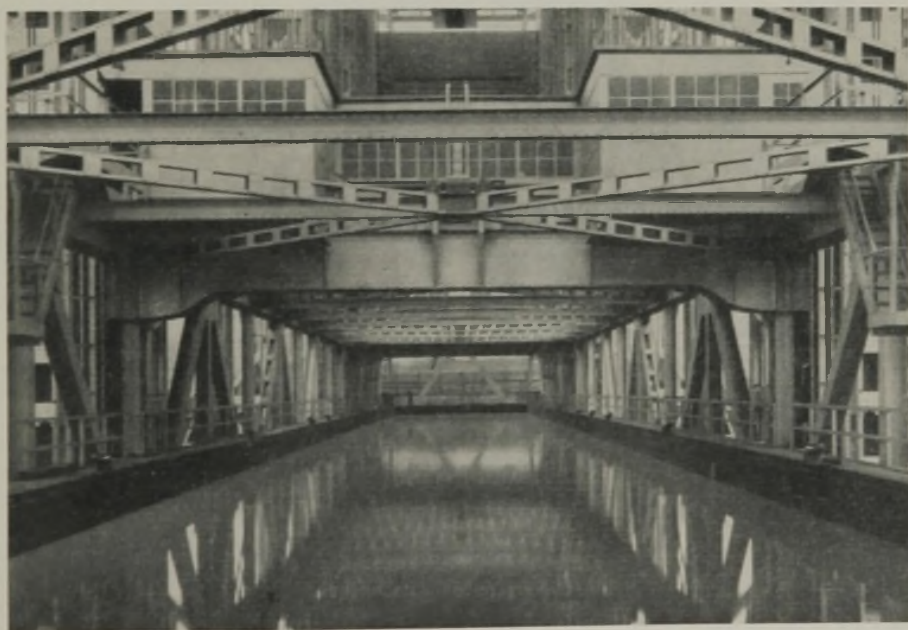


Abb. 9. Blick in den Trog.

Bei der schwierigen Bauausführung waren leider auch Unfälle zu beklagen, von denen 25 als schwer zu bezeichnen sind und einer leider zum Tode führte.

Für Unterkunft und Verpflegung der Baustellenarbeiter wurden zwei Wohnbaracken und eine Kantine bereitgestellt. Aufenthaltsräume und ein Sportplatz boten Unterhaltung in der Freizeit, eine Badeanstalt und ein Freibad dienten der Gesundheitspflege. —

Die Betriebseröffnung des Schiffshebewerks Niederfinow ist inzwischen am 21. März feierlich vollzogen worden. Das bedeutsame Bauwerk wird die Leistungsfähigkeit des Hohenzollernkanals sichern und erhöhen und die Schifffahrt erleichtern.

Es wird dem Verkehr dienen und damit die Gesamtwirtschaft fördern. Möge es sich bewähren und seiner Zweckbestimmung gerecht werden als ein Glied in der Kette der Maßnahmen zur Hebung der deutschen Wirtschaft. Möge der von ihm bewältigte Verkehr wachsen und Zeugnis ablegen von einer neuen Blüte unseres deutschen Vaterlandes!

# Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Fr. Dischinger, ord. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

## I. Teil. Vorgeschichte.

### 1. Vorbemerkungen.

Die zweite feste Moselbrücke in Koblenz wurde in den Jahren 1932 bis 1934 erbaut, also in den Jahren des Endkampfes der nationalsozialistischen Bewegung und ihres endgültigen Sieges, und trägt nunmehr den Namen des Führers Adolf-Hitler-Brücke.

Die Frage liegt nun nahe, ob dieses Bauwerk in technischer Beziehung so bedeutend ist, daß es ein Recht auf diesen stolzen Namen hat. Ich möchte diese Frage bejahen. Wenn die neue massive Moselbrücke bezüglich ihrer Spannweiten auch durch eine Anzahl anderer weitgespannter Massivbrücken übertroffen wird, so überragt sie doch m. W. alle bisherigen Massivbrücken an Kühnheit.

Die Kühnheit einer Bogenbrücke wird allgemein nach Professor Spangenberg gekennzeichnet durch die Kühnheitszahl  $\frac{l^2}{f}$ , wobei  $l$  die Spannweite und  $f$  die Pfeilhöhe des Gewölbes ist. Die Zahl  $\frac{l^2}{f}$  ist gleich dem achtfachen Scheitelkrümmungshalbmesser der einbeschriebenen Parabel ( $R = \frac{l^2}{8f}$ ). Ich glaube, daß durch die Angabe der Größe des Scheitelkrümmungshalbmessers ein anschaulicheres Bild von der Kühnheit eines Gewölbes gegeben ist, besonders, weil diese Bewertung es auch ermöglicht, die Kühnheit von solchen Gewölben zu kennzeichnen, die stark gegenüber der Stützlinie überhöht sind und bei denen also der Scheitelkrümmungshalbmesser etwas größer ist als der der einbeschriebenen Parabel.

vorgekragt ist — das Gelenk liegt, wie aus Abb. 2 hervorgeht, 26,58 m vor der Mitte Fundament — dann ergäbe sich für die rechte Gewölbehälfte eine Spannweite von  $\frac{107}{2} + 26,58 = 80,18$  m oder bei symmetrischer Ausbildung des rechten Bogens eine Gesamtspannweite von 160,36 m. Es ist deshalb die Größe des Krümmungshalbmessers  $R$  (bzw. der Kühnheitszahl  $K = 8R$ ) der einzig brauchbare Maßstab, die Kühnheit einer Brücke zu messen.

Aus der zweitletzten Spalte ist zu ersehen, daß die drei Bogen der Moselbrücke Koblenz wesentlich flacher sind als die Bogen der übrigen weitgespannten Brücken, und daß der Krümmungshalbmesser des größten Bogens von Koblenz wesentlich größer ist als die der anderen angeführten Brücken.

Der bereits begonnene großzügige Ausbau unseres Autostraßennetzes wird die deutschen Brückenbauingenieure vor neue große Aufgaben stellen, und hoffentlich ergibt sich hierbei auch die Möglichkeit, weitgespannte Massivbrücken zu bauen, um auch bei Ausnutzung der gewonnenen Erfahrungen bezüglich der Größe der Spannweiten den Vorsprung des Auslandes wieder einholen zu können.

### 2. Vorgeschichte, Ausschreibungsbedingungen und Untergrundverhältnisse für die neue Brücke.

#### a) Die Lage der Brücke.

Die neue Moselbrücke hat die Bezeichnung „zweite feste Moselbrücke in Koblenz“, weil Koblenz in der Balduinbrücke schon eine feste Brücke besitzt. Die Balduinbrücke, benannt nach ihrem Erbauer, dem Kurfürsten Balduin von Trier, wurde schon im vierzehnten Jahrhundert errichtet; sie überspannt die Mosel in 14 kleinen Bogen, die ein großes Hemmnis für die neuzeitliche Schifffahrt bilden. Diese Massivbrücke hat also Jahrhunderte überstanden und ist auch heute noch bemerkenswertes Kulturdenkmal einer früheren Zeit. Dem modernen Fernstraßenverkehr ist diese Brücke schon lange nicht mehr gewachsen, um so mehr, als der Zugang zu dieser Brücke durch die engen Straßen der Altstadt — im alten Festungsbereich — führt. Der damit verbundene Zeitverlust war um so störender, als der

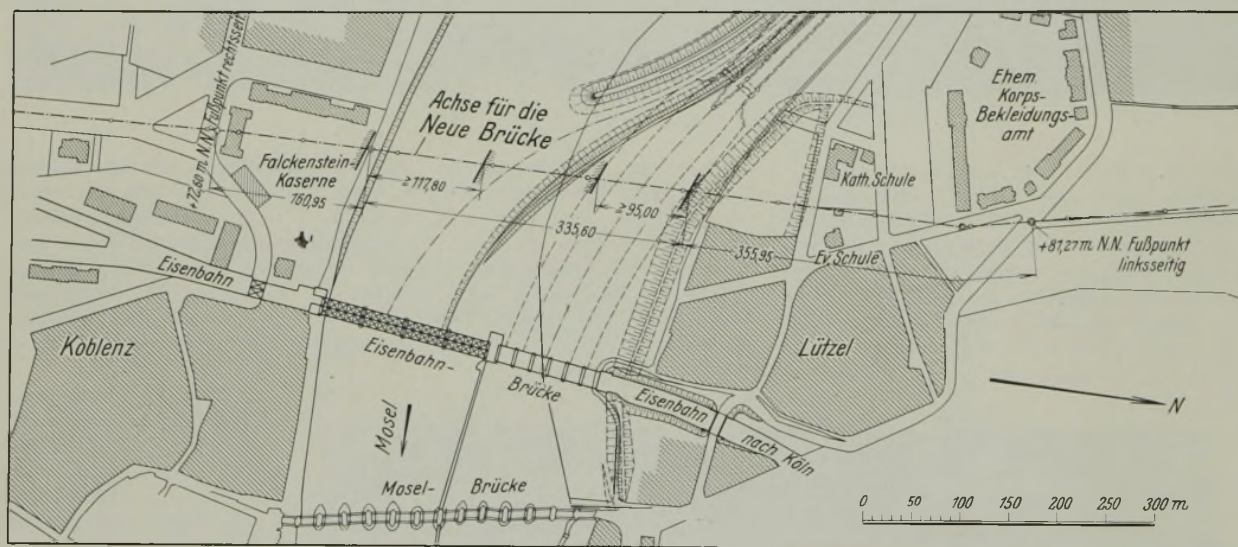


Abb. 1. Lageplan der Moselbrücke.

In der nachstehenden Tabelle sind die Massivbogenbrücken zusammengestellt, deren Scheitelkrümmungshalbmesser mehr als 100 m beträgt.

	Vollendungsjahr	Brückenbreite m	Lichtweite $w$ m	Stützweite $l$ m	Pfeilhöhe $f$ m	Pfeilverhältnis $l/f$ m	Krümmungshalbmesser
1. Neckarbrücke Heilbronn . . . . .	1932	8,5 + 4 = 12,5	107,2	112,8	13,7	8,2	116
2. Oise - Brücke bei Conflans . . . . .	1929	5,0 + 2 = 7,0	126,0	—	16,6	7,6	120
3. Elorn - Brücke bei Plougastel . . . . .	1929	9,30	180,0	—	33,6	5,4	120
4. Tranebergsund-Brücke Stockholm	1932	19 + 8,5 = 27,5	—	181	26,2	6,9	156
5. Moselbrücke Koblenz (drei versch. Bogen) . . . . .	1933	12 + 6 = 18,0	100 105,63 118,63	90 95 107	8,36 8,40 8,12	10,77 11,30 13,18	121 134 176

Weder die Gelenkspannweite noch die lichte Weite sind ein Maßstab der Kühnheit. Berücksichtigt man, daß bei dem großen Bogen von Koblenz das Gelenk gegenüber dem Fundament außerordentlich weit

ganze Verkehr längs des Rheines von Basel nach Holland sich im wesentlichen auf der linken Rheinseite abspielt und deshalb über diese enge und ungünstig gelegene alte Brücke geführt werden mußte.

Eine zweite feste Moselbrücke mit einem neuen aufnahmefähigen Straßensystem war deshalb eine dringende verkehrstechnische, volkswirtschaftliche und städtebauliche Notwendigkeit. Die geographische Lage der Stadt am Schnittpunkte von drei Flüssen, dem Rhein, der Mosel und der Lahn, erfordert für den Verkehr im allgemeinen und besonders für den in der Nord-Süd-Richtung vorhandenen Verkehr eine klare, fließende, durch die engen Straßen der Altstadt unbehinderte Linienführung; von der Brücke aus mußte nicht nur für einen guten Zu- und Abfluß des Verkehrs nach den verschiedenen bestehenden Hauptstraßen, sondern auch für eine möglichst gute Verbindung mit der neu herzustellenden Straßenbrücke über den Rhein gesorgt werden.

Diese neue Straßenbrücke über den Rhein war wegen der außerordentlich schlechten Verbindung durch die alte Schifffbrücke und wegen der nur eingleisigen Spur auf der alten Pfaffendorfer Brücke<sup>1)</sup> für die Stadt Koblenz von fast ebenso großer Bedeutung wie die neue Moselbrücke, besonders auch, weil die Pfaffendorfer Brücke nur mit 6 km/h Geschwindigkeit befahren werden durfte, und auch die Schifffbrücke nicht in der Lage ist, bei dem starken Schiffsverkehr eine hinreichende Entlastung herbeizuführen. Die alte Pfaffendorfer Eisenbahnbrücke wird z. Zt., nachdem sie aus dem Eigentum der Reichsbahn in das der Stadt übergeführt wurde, durch Hebung der Fahrbahn über die bisher die Fahrbahn durchschneiden-

<sup>1)</sup> Die zweite Spur war allein der Straßenbahn vorbehalten.

den Bogen zu einer modernen breiten Straßenbrücke ausgebaut<sup>2)</sup>, die in der Lage ist, den starken von Köln kommenden Verkehr in die rechte Rheinstadt und in die großen Verbindungstraßen der Lahn nach Gießen und davon abzweigend nach Wiesbaden zu leiten.

Die Verkehrsabwicklung nach diesen Straßenzügen geschieht innerhalb des Stadtgebietes durch die an den Moselbrücken an anschließenden breiten Ringstraßen — den Kaiserin-Augusta- und den Kaiser-Wilhelm-Ring.

Diese Gesichtspunkte waren für die Festlegung der Brückenachse durch das Tiefbauamt der Stadt Koblenz unter Leitung des damaligen Dezernenten, Herrn Oberbaurat Rogg, maßgebend. Zwangsläufig ergab sich hieraus als Fußpunkt für den Brückenzug auf der Koblenzer Seite der Schnittpunkt des Kaiserin-Augusta-Ringes mit der Falkenstein-Kaserne und auf der linken Seite der Zusammenlauf der Straßen nach Bonn, Köln, Andernach-Mayen und Metternich. Dieser linksseitige Fußpunkt liegt genau im Fußpunkte der Trierer Straße und der Mariahilfer Straße.

Der neue Brückenzug führt demnach durch den Teil der Falkenstein-Kaserne hindurch, dessen Front den Abschluß des Kaiserin-Augusta-Ringes bildete und deshalb abgebrochen werden mußte. Dann durchschneidet er den Hof dieser Kaserne, überschreitet die Moselwerft und die Mosel mit ihrem Vorlande, hinter dem linksseitigen Hochwasserdamm führt er dann zwischen den beiden dortigen Schulanstalten hindurch und endet am ehemaligen Corpsbekleidungsamt. Die Länge der gesamten Brücke beträgt also:

vom Fußpunkte der rechtseitigen Rampe bis zum rechten Widerlager	160,95 m,
vom rechten Widerlager bis zum linken Widerlager	336,75 m,
vom linken Widerlager bis zum Fußpunkte der Rampe links	346,08 m.

Nach den Vorschriften der städtischen Verwaltung sollte die Straße vom rechtseitigen Fußpunkte, dessen Kote mit 72,60 festgelegt war, ohne Gegengefälle bis zur Höhe 81,27 des linksseitigen Fußpunktes durchgeführt werden, für die rechtseitige Rampe wurde eine größte Steigung von 1:35 zugelassen. Aus dieser Forderung ergab sich dann die in dem verzerrten Längenprofil gekennzeichnete Gradienten der Brücke, die zuerst mit der angegebenen Steigung 1:35 zum Scheitel des rechten Bogens und dann fast eben mit einer Steigung 1:1000 bis zum Widerlager an der Metternicher Straße führt, um dann auf der linksseitigen Erdrampe bei einer Steigung von 1:93 beim rechtseitigen Fußpunkte zu endigen.

Mit dieser Festlegung wollte die Verwaltung jedes Gegengefälle vermeiden. Vom Standpunkte des Brückenbauers allein wäre es günstiger gewesen, eine etwas größere Steigung bis zum Scheitel des mittleren Bogens beizubehalten, und dann bis zum linken Widerlager der Strombrücke ein Gegengefälle einzulegen. Dadurch hätte sich eine günstigere Entwässerung der Fahrbahn ergeben, weil das Quergerade der Isolierung noch durch ein Längsgerade ergänzt worden wäre.

b) Die Vorgeschichte und die Forderungen der Rheinstromverwaltung.

Bei dem ersten Wettbewerb im Jahre 1927, bei dem die Entwürfe der Firmen Grün & Bilfinger, Butzer, Holzmann, Dyckerhoff & Widmann in der angegebenen Reihenfolge ausgezeichnet wurden, und der vor allem den Zweck hatte, der Stadtverwaltung greifbare Unterlagen für die schwierigen Finanzierungsverhandlungen dieses großen Bauvorhabens zu liefern und über dessen Ausgang von Herrn Prof. Kayser ausführlich in B. u. E. berichtet wurde<sup>3)</sup>, waren nur zwei schmale Schiffahrtöffnungen von je 20 m und auf dem linken Vorland eine von 30 m Breite vorgeschrieben. Die letztere sollte für die Durchführung des Unterkanals der im Zuge der Moselkanalisierung für später 500 m oberhalb der neuen Brücke im sog. Gänsefürtchen geplanten Staustufe dienen (Abb. 1). Die mittlere Öffnung sollte nur eine vorläufige Zufahrt zu der Schleuse dieser Staustufe bilden, solange dieser Unterkanal noch nicht fertiggestellt war, denn der endgültige Unterkanal sollte erst gebaut werden nach Vollendung sämtlicher Staustufen der Mosel.

<sup>2)</sup> Vgl. Bautechn. 1933, Heft 41, S. 582.

<sup>3)</sup> Prof. H. Kayser, Wettbewerb für eine zweite feste Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz. B. u. E. 1928, Heft 10 bis 14. — Prof. H. Spangenberg, Die Entwürfe für weitgespannte Gewölbe bei dem Wettbewerb der Moselbrücke Koblenz. Bauing. 1928, Heft 38/39.

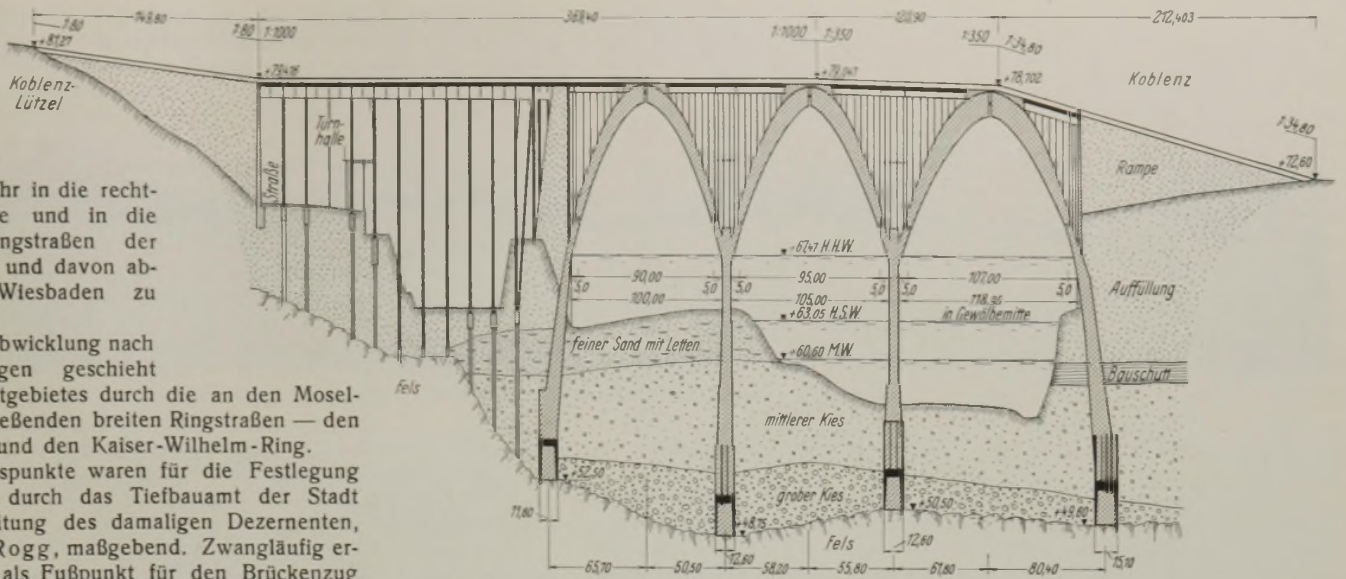


Abb. 2. Verzerrtes Längenprofil der neuen Moselbrücke.

Auf Grund dieser Forderung der Rheinstromverwaltung war von seiten der Stadt beim ersten Wettbewerb eine Aufteilung der Strombrücke in drei Öffnungen verlangt worden, bei der nur beim rechten Strompfeiler und beim rechten Widerlager eine geringe Freiheit bezüglich der Lage gegeben war.

Für den zweiten Wettbewerb, der im November 1930 ausgeschrieben wurde, nachdem die Finanzierung jetzt soweit geklärt war, daß von seiten des Reiches, des Staates Preußen und der Provinz verbindliche Zusagen über die bewilligten Summen vorlagen, wurden von der Rheinstromverwaltung im Interesse der Schifffahrt veränderte Bedingungen gestellt, die aus Abb. 3 hervorgehen. Danach wurde eine Vergrößerung der Schiffahrtöffnungen in dem rechten Bogen von 20 auf 76,90 m, in dem mittleren von 20 auf 34 m und in dem linken von 30 auf 47 m gefordert. Außerdem sollten auch Entwürfe eingefordert werden mit nur zwei Öffnungen von 171,5 m bei 343 m Gesamtspannweite. Unter dem rechten Bogen sollte eine Schiffahrtöffnung mit 119,9 m und unter dem linken eine solche von 47 m Breite vorgesehen werden. Diese weitergehenden Bedingungen waren für die Entwürfe mit drei Öffnungen von keiner allzu großen Bedeutung; sie hatten nur eine Vergrößerung der rechten Öffnung auf 110 m gegenüber 107 m beim ersten Wettbewerb zur Folge. Es ergaben sich dadurch zwar etwas ungünstigere Pfeilverhältnisse für die rechte Öffnung, aber es bestand keine Schwierigkeit,

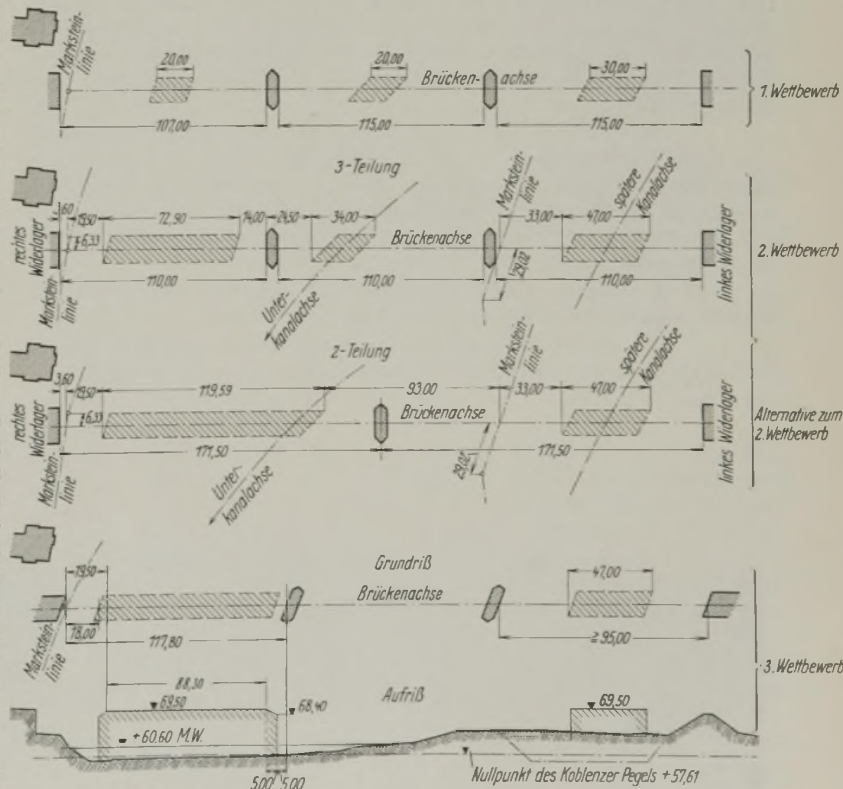


Abb. 3. Die Bedingungen der Rheinstromverwaltung bezüglich der Schiffahrtöffnungen für die drei Wettbewerbe.

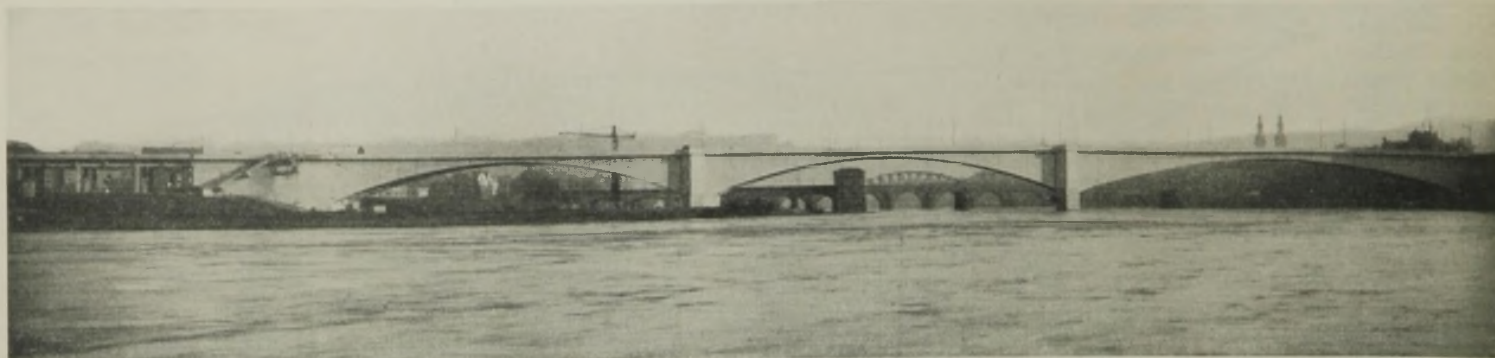


Abb. 4. Ansicht der neuen Moselbrücke von Oberstrom, aufgenommen am Flußufer.

die Bogen ebenso wie beim ersten Wettbewerb unter der Fahrbahn anzuordnen.

Bei dem Vergleichsentwurf mit zwei Öffnungen von 171,5 m Spannweite, wofür insgesamt elf Entwürfe in Eisen und einer in Eisenbeton von seiten der Firma Dyckerhoff & Widmann AG eingelaufen waren, wurden nur Systeme mit über der Fahrbahn liegenden Tragkonstruktionen eingereicht. Hiervon war der von der Dyckerhoff & Widmann AG in Eisenbeton eingereichte Entwurf am billigsten, und damit wurde zugleich der Beweis geliefert, daß auch bei derartig großen Spannweiten bei gutem Baugrunde Massivkonstruktionen gegenüber Eisen wettbewerbfähig sind. Aber trotzdem war dieser Entwurf um 300 000 RM teurer als der billigste der drei in engere Wahl gezogenen Massiventwürfe mit je drei Öffnungen der Firmen Grün & Bilfinger, Butzer und Dyckerhoff & Widmann AG. Abgesehen vom Preise waren diese Entwürfe mit 171,5 m Spannweite und über die Fahrbahn reichenden Tragkonstruktionen denen mit unter der Fahrbahn liegenden Gewölben oder Trägern in architektonischer Beziehung nicht gleichwertig. Auf Grund der inzwischen gewonnenen Erfahrungen wäre es aber wohl möglich gewesen, die für die Schifffahrt sehr günstigen Bedingungen der Rheinstromverwaltung auch mit unter der Fahrbahn liegenden Eisenbetongewölben zu erfüllen und damit eine sowohl in architektonischer wie auch in schiffahrtstechnischer Beziehung sehr zusagende Lösung zu schaffen.

Ebenso wie die Konstruktionen mit über der Fahrbahn liegenden Tragkonstruktionen wurden mit Rücksicht auf das Landschaftsbild auch sämtliche Fachwerkstrukturen ausgeschieden, und es blieben nur noch die massiven Bogenbrücken und eisernen Blechbalken in Wettbewerb. Die endgültige Entscheidung fiel zugunsten der Massivbrücken aus, weil nach Ansicht des Preisgerichtes die Blechträger mit ihrem breitflächigen langgestreckten Bande allzu sehr auf die Wasserfläche drücken und das Blickfeld unnötig einschränken, während die Massivbrücken mit ihrer leicht beschwingten Linienführung bei kleinster Scheitelstärke das Blickfeld möglichst frei lassen, das Landschaftsbild bereichern und sich in Material und Farbe am besten der alten Balduinbrücke anpassen. Bei der Prüfung der Entwürfe wurde vom Preisgericht folgender Leitsatz aufgestellt:

„Beherrschend im Landschaftsbild ist das breitgelagerte Massiv des Ehrenbreitstein, daneben steht die schön bewegte Stadtsilhouette mit dem Deutschen Eck. Das für den Mittelrhein charakteristische und historische Gesamtbild darf durch den neuen Brückenzug nicht gestört, soll vielmehr durch ihn noch bereichert werden.“

Und am Schlusse seines Gutachtens, mit dem sich das Preisgericht für eine massive Bogenbrücke entschließt, wird gesagt:

„Ein solcher Brückenzug wird infolge seiner günstigen Höhenlage und der geschlossenen Bauschönheit zu einer selbständigen

städtebaulich hervorragenden Dominante und wird in der Tat das überlieferte, lebendig schöne Stadt- und Landschaftsbild, das sich in Koblenz durch Ort, Ströme und Ehrenbreitstein zusammenfügt, bereichern.“

Die spätere Ausführung der massiven Bogenbrücke hat diesen Leitsatz und dieses Urteil des Preisgerichtes in architektonischer und städtebaulicher Beziehung bestätigt. Die am Flußufer selbst aufgenommene Abb. 4 sowie Abb. 5 zeigen, daß infolge der geringen Scheitelstärke die Bogen das Stadtbild nicht verdecken, sondern den Durchblick auf die alte Balduinbrücke, das Stadtbild und den Ehrenbreitstein freigeben.

Auch das Preisgericht des dritten Wettbewerbes<sup>4)</sup> hat sich diesem grundlegenden Gedanken des zweiten Preisgerichtes voll angeschlossen. Ich nehme dessen Urteil schon vorweg, weil dieses in engem Zusammenhang mit den soeben erörterten architektonischen und städtebaulichen Gesichtspunkten steht.

„Die Eisenbetonbrücke mit ihrem schlanken Bogen und der geringen Scheitelstärke deckt das Stadtbild nicht zu, läßt es vielmehr gefällig rahmend in mehreren Bildern reizvoll offen und tritt als verbindendes Glied zwischen Strom und Landschaftsbild ein. Hierzu kommt noch, daß der massive Bau der modernen Eisenbetonbrückenbogen gut mit der schönen historischen Balduinbrücke harmoniert und eine außerordentlich wertvolle Bereicherung des Stadtbildes bringen wird.“

Abb. 4 bestätigt unzweifelhaft dieses Urteil des zweiten und dritten Wettbewerbes. Die Scheitelstärken der Massivgewölbe liegen zwischen 1,50 bis 2,00 m. Die Höhen der in Wettbewerb stehenden Blechbalken betragen dagegen rd. 6,00 m, sie wären also drei- bis viermal so hoch gewesen und hätten, wie man sich an Hand von Abb. 4 leicht klar machen kann, das ganze Landschaftsbild zerschnitten und den Durchblick auf die alte Balduinbrücke ganz verdeckt.

Das dritte Preisgericht hatte dies in folgenden Sätzen ausgedrückt:

„Das nahezu gleichbleibende einförmig hohe Band des Stahlbalkens lastet schwer auf Strom und Vorland. Es läuft der Wasser- und Landfläche nahezu parallel, verdeckt einen großen Teil des Stadtbildes und tritt in breiter Fläche scharf trennend zwischen Stadt- und Landschaftsbild.“

Bei einer eisernen Brücke hätte allerdings die Fahrbahn rd. 3 m tiefer gelegt werden können als bei den in Wettbewerb stehenden Massivbogenbrücken. Aber diese höhere Lage der Fahrbahn der Betonbrücke wurde von dem Preisgericht nur als Vorteil angesehen, einerseits ergibt sich dadurch ein besserer Durchblick unter der Brücke auf die alte

<sup>4)</sup> S. hierüber auch den ausführlichen Bericht über den zweiten und dritten Wettbewerb mit dafür eingereichten Entwürfen von Oberregierungsbaurat Wilhelm Weber in Zement 1932, Heft 34 bis 37.

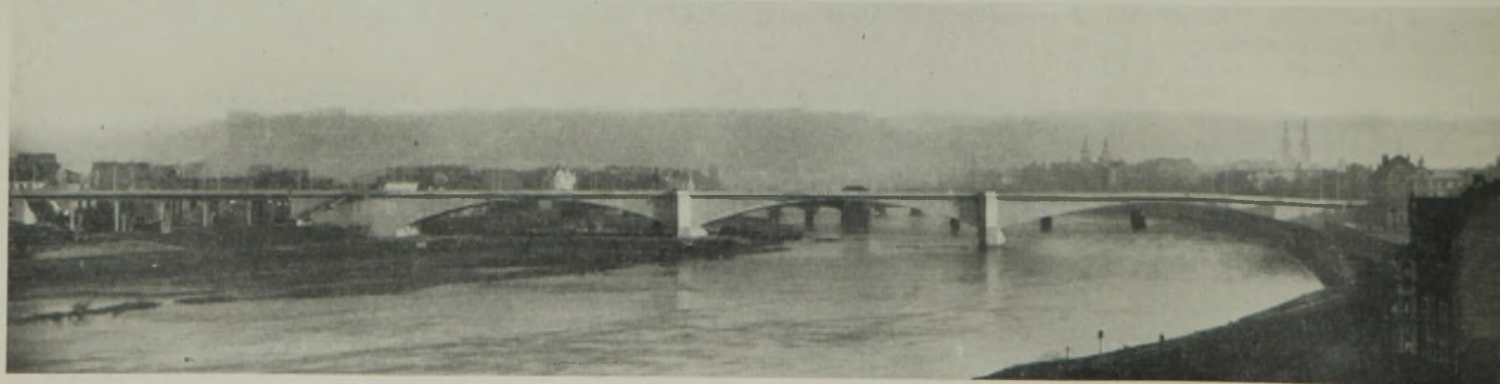


Abb. 5. Ansicht der neuen Moselbrücke von Oberstrom, von höherem Standpunkte aus aufgenommen.



Balduinbrücke, andererseits ist dadurch von der Fahrbahn der Brücke aus ein freier Blick auf die einzig schöne Silhouette der Stadt Koblenz möglich, während bei der tiefliegenden Fahrbahn der eisernen Balkenbrücke sich das Fachwerk der alten unschönen Eisenbahnbrücke in den Vordergrund geschoben und mit der Silhouette von Koblenz verschnitten hätte.

Das zweite Preisgericht erklärte die drei schon erwähnten Entwürfe der Firmen Grün & Bilfinger, Butzer und Dyckerhoff & Widmann für fast gleichwertig; konstruktiv wurde dem Entwurf von Grün & Bilfinger der Vorrang eingeräumt. In künstlerischer Hinsicht entschieden sich zwei der drei Gutachter für den Entwurf der Firma Butzer, bei dem die Pfeiler im Gegensatz zu den Entwürfen von Grün & Bilfinger und Dyckerhoff & Widmann nicht bis zur Fahrbahn hochgezogen waren, sondern nur bis zu den Kämpfern der Gewölbe reichten.

Der billigste der drei Entwürfe wurde von der Dyckerhoff & Widmann AG mit 3021800 RM, gegenüber 3082500 RM und 3135000 RM der beiden anderen Firmen eingereicht.

Der vierte Eisenbetonentwurf der Firma Holzmann war wegen unzuverlässiger Ausführung der Bogen ausgeschieden, obwohl er billiger war als die der drei anderen Firmen. Eine nähere Begründung dieser Unzuverlässigkeit hatte das Preisgericht nicht gegeben. Die Gründe lagen jedoch darin, daß die Firma Holzmann eine aufgelöste Bogenkonstruktion gewählt hatte anstatt eines Massivbogens.

Die Verwaltung hatte nämlich in der Ausschreibung verlangt, daß das von der Firma Grün & Bilfinger beim ersten Wettbewerb gewählte Konstruktionssystem angewandt werden sollte. Die Firma Holzmann, die bei diesem ersten Wettbewerb einen Eingelenkbogen angeboten hatte, hatte aus dieser Bedingung nur herausgelesen, daß als System der Dreigelenkbogen gewählt werden sollte, während die Stadt Koblenz damit den massiven Dreigelenkbogen gemeint hatte. Diese Vorschrift der Stadt Koblenz beengte meiner Ansicht nach unzweifelhaft in hohem Maße den Wettbewerb der Massivfirmen, denn je weiter eine Brücke gespannt ist und je kühner die Brücke, d. h. je größer der Scheitelkrümmungshalbmesser ist, um so mehr muß man zur aufgelösten Bogenkonstruktion kommen. Das beweisen sowohl die großen Brückenbauten des Auslandes als auch meine späteren Ausführungen in Teil II, 4a und Teil V dieses Aufsatzes.

Mit Recht legte deshalb die Holzmann AG gegen das Urteil des Preisgerichts Verwahrung ein; des weiteren wurde auch von der Firma Dyckerhoff & Widmann AG Beschwerde eingelegt, da sie der Ansicht war, daß ihr Entwurf nicht genügend Beachtung gefunden habe, obgleich er der billigste von den drei als gleichwertig erachteten Entwürfen war und bei ihm bereits gewisse Wünsche der Gutachter erfüllt waren, die die Spanne gegenüber den anderen Entwürfen noch erhöht hatten; ebenso legten auch die Eisenfirmen, die sich durch das Urteil des Preisgerichts benachteiligt fühlten, Verwahrung ein.

Durch die weiteren Ereignisse wurden diese Beschwerden jedoch von selbst erledigt. Die Ausschreibungsbedingungen der beiden ersten Wettbewerbe hatten im Einverständnis mit der Rheinstromverwaltung die Pfeilerstellung senkrecht zur Brückenachse vorgeschrieben. Zwei Stahlbauunternehmen hatten jedoch die Wettbewerbsentwürfe mit stromrecht gestellten Pfeilern, womit eine Abweichung von der Senkrechten um 20° verbunden war, eingereicht. Da hierdurch nur geringe Mehrkosten entstanden, gab dies der Rheinstromverwaltung Veranlassung, nunmehr eine stromrechte Stellung der Pfeiler zu verlangen, die unzweifelhaft im Interesse der Schifffahrt lag, denn durch die enge Aufeinanderfolge der drei Brücken — neue Moselbrücke, Eisenbahnbrücke, Balduinbrücke — in Abständen von etwa 200 m ist die Moselschifffahrt sehr beengt. Die Dampfer der Moselschifffahrt müssen auf der kurzen Strecke zwischen der Balduinbrücke und der Eisenbahnbrücke wenden, bzw. müssen sich schon gedreht durch die Eisenbahnbrücke treiben lassen, um an ihren zwischen Balduin- und Eisenbahnbrücke gelegenen Kais anlegen zu können. Aus diesem Grunde war von der Rheinstromverwaltung schon im zweiten Wettbewerb verlangt worden, durch eine entsprechende Ausschreibung auch Unterlagen für eine Brücke mit nur zwei Öffnungen zu beschaffen, denn bei einer Brücke mit zwei Öffnungen wäre der eigentliche Stom mit einer einzigen Öffnung überbrückt worden, und damit wäre jede zusätzliche Behinderung der Schifffahrt vermieden worden. Bei einer Brücke mit drei Öffnungen und stromrecht gestellten Pfeilern ergibt sich bei gleicher Spannweite gegenüber einer Brücke mit senkrecht gestellten Pfeilern eine weitere Vergrößerung der Schifffahrtöffnung um rd. 6 m, die sehr erwünscht war.

Da die Rheinstromverwaltung nunmehr aus diesen Gründen auf die stromrechte Stellung der Pfeiler größten Wert legte und davon nicht abging, mußte der zweite Wettbewerb aufgehoben und ein dritter ausgeschrieben werden, bei dem die Bedingungen bezüglich der Schifffahrtöffnungen auch insofern erweitert wurden, als eine lichte Öffnung von fast 100 m gemäß Abb. 3 verlangt wurde. Außerdem sollte auch während der Bauzeit für die Schifffahrt eine 30 m breite Öffnung im Lehrgerüst der rechten Öffnung freigehalten werden.

Am 4. Mai folgte daraufhin die Neuausschreibung mit sehr kurz für den 1. Juni gestelltem Termin, so daß dem Bearbeiter nur eine Frist von 25 Tagen zur Verfügung stand. Als Preisrichter wurden dieselben

Herrn bestellt wie beim zweiten Wettbewerb, außerdem wurde noch Prof. Dr.-Ing. Gehler der Technischen Hochschule Dresden beigezogen. Trotz der Bedingungen der Rheinstromverwaltung, die für die Betonfirmen so erschwerend waren, daß man anfangs nicht daran glaubte, daß diese Firmen in der Lage seien, sie zu erfüllen, ging auch der dritte Wettbewerb zu deren Gunsten aus.

An diesem dritten Wettbewerb beteiligten sich insgesamt 11 Stahlbauunternehmen und die 4 Betonfirmen der Arbeitsgemeinschaft, von denen 15 Hauptentwürfe und 7 Varianten in Eisen und 4 Eisenbetonentwürfe eingereicht wurden. Von den Stahlentwürfen wurden sämtliche Balkenbrücken mit über 7 m Trägerhöhe ausgeschieden; in der engeren Wahl blieben dann zuletzt außer den vier Eisenbetonentwürfen zwei Balkenbrücken der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg (MAN) und der Vereinigten Stahlwerke und ein Entwurf einer Zweigelenkbogenbrücke der MAN, der als künstlerisch und konstruktiv ausgezeichnet bewertet wurde, aber seiner höheren Kosten wegen doch ausscheiden mußte.

Diese Tatsache, daß eiserne Bogenbrücken bei den vorliegenden Verhältnissen teurer sein konnten als eine Massivbrücke, wird manchen Fachmann in Erstaunen setzen, denn man möchte annehmen, daß durch die leichtere Fundierung derartige Summen gespart werden, daß die Mehrkosten des eisernen Bogens gegenüber dem Massivbogen weit aufgehoben werden. Das mag stimmen bei Brücken mit einer Öffnung, nicht aber bei mehreren Öffnungen. Die Widerlager werden bei der eisernen Brücke infolge des geringen Schubes unzweifelhaft billiger, aber in demselben Maße verteuern sich die Zwischenpfeiler. Bei der zulässigen Felspressung von 15 kg/cm<sup>2</sup> entfallen bei den Zwischenpfeilern der Massivbrücke etwa 7,5 kg/cm<sup>2</sup> auf Eigengewichtspresung, die restlichen 7,5 kg/cm<sup>2</sup> auf die schwankenden Pressungen aus Verkehrslast, so daß die Randpressungen 15 kg/cm<sup>2</sup> und 0 kg/cm<sup>2</sup> betragen. Bei einer Stahlbrücke mit denselben Pfeilverhältnissen und derselben Spannweite beträgt aber die Eigengewichtspresung nur 4,5 kg/cm<sup>2</sup>, und da die schwankenden Pressungen dieselben bleiben, ergibt sich eine Höchstpressung von 11,5 kg/cm<sup>2</sup> und eine unzulässige Zugspannung von 3,5 kg/cm<sup>2</sup>. Der Pfeiler muß also entweder breiter werden, oder es muß künstlich ebenso viel zusätzliche Last auf den Pfeiler gebracht werden, als die Differenz der Gewichte zwischen den Massiv- und den Stahlbogen beträgt, um die Zugspannung von 3,5 kg/cm<sup>2</sup> wegzubringen. Man ersieht daraus, daß die Minderkosten an den Widerlagern wieder durch Mehrkosten an den Zwischenpfeilern aufgehoben werden.

Die Kosten der bis zuletzt in Betracht gezogenen Entwürfe betragen:

Stählerne Balkenbrücke	{	Vereinigte Stahlwerke	. . . . . 2 887 997 RM
		MAN	. . . . . 2 907 867 "
		Dyckerhoff & Widmann	. . . . . 3 120 130 "
Eisenbetonbogenbrücke	{	Butzer	. . . . . 3 191 279 "
		Grün & Bilfinger	. . . . . 3 207 510 "

Bei dem Holzmannschen Entwurf, der bei weitem der billigste war, wurden von dem Preisgericht auch Zuschläge für verschiedene Verstärkungen gemacht und die Gesamtkosten einschließlich der Verstärkungen mit 2 839 984 RM festgesetzt. Er blieb aber trotzdem noch am billigsten. Er bot außerdem der Stadt noch den Vorteil, daß an Ort und Stelle eine wesentlich größere Anzahl Erwerbslosentagewerke geleistet werden konnten<sup>5)</sup>.

Da im übrigen das Preisgericht in architektonischer Hinsicht an dem Urteil des zweiten Wettbewerbes festhielt, entschloß man sich, auf Grund des billigsten Angebotes der Firma Holzmann den vier Firmen Holzmann-Butzer-Dyckerhoff & Widmann-Grün & Bilfinger als Arbeitsgemeinschaft den Auftrag zu erteilen, um die weitgehenden, besonders auch die im Laufe der drei Wettbewerbe gewonnenen Erfahrungen sämtlicher vier Firmen für die Ausführung dieser schwierigen Brücke und ihre konstruktive Durchbildung auszuwerten.

In Zusammenarbeit der vier Firmen wurde dann in den Jahren 1932 bis Anfang 1934 ein Bauwerk geschaffen, auf das die deutsche Eisenbetonindustrie stolz sein darf.

Die Hoffnung aber, daß in demselben Jahr noch mit dem Bau begonnen werden konnte, war vergeblich, da wegen der inzwischen eingetretenen allgemeinen Wirtschaftskrise vom Sommer 1931 die fest zugesagten Mittel nicht flüssig gemacht werden konnten. Die Auftragserteilung zog sich deshalb bis Januar 1932 hinaus. Im Januar 1932 waren endlich die finanziellen Schwierigkeiten beseitigt, so daß am 25. Januar der Vertrag abgeschlossen und mit dem ersten Spatenstich begonnen werden konnte.

Die Zwischenzeit wurde jedoch nicht unbenutzt gelassen. Durch tief in den Felsen geführte Kernbohrungen wurde nochmals die genaue Lage der Felsschichten und deren Tragfähigkeit untersucht. Der gesunde tragfähige Fels wurde bei den einzelnen Pfeilern und Widerlagern auf nachstehenden Höhenkoten festgestellt. Daneben sind die

<sup>5)</sup> Über die konstruktiven Einzelheiten der vier Betonentwürfe s. den Aufsatz von Oberbaurat Weber in Zement 1932, Heft 34 bis 37.

Höhen angegeben, die von der Verwaltung für die Angebotabgabe vorgeschrieben worden waren:

- Rechtes Widerlager + 49,60 m (48,80)
- Rechter Pfeiler . . + 50,60 „ (50,50)
- Linker Pfeiler . . . + 48,75 „ (49,50)
- Linkes Widerlager + 52,50 „ (57,00)

Die Höhenkoten für das rechte Widerlager und die Zwischenpfeiler stimmten also sehr gut mit den verwaltungsseitigen Unterlagen überein, nur das linke Widerlager mußte wesentlich tiefer fundiert werden, und aus diesem Grunde mußte die zwischen Spundwänden vorgesehene Gründung durch eine Druckluftgründung ersetzt werden. Die Grundlagen für diese Mehrleistungen bildeten die Einheitspreise des Kostenanschlages der Firma Holzmann, und damit erhöhte sich der Gesamtpreis auf 2 950 000 RM.

In diesem Preise ist aber außerdem noch der Bau einer Turnhalle mit eingeschlossen, die erst kurz vor den Abschlußverhandlungen hinzukam. Diese Turnhalle ist in die Rampenbrücke mit eingebaut und bildet zugleich eine Verbindung zwischen den beiden Schulgebäuden zwischen der Metternicher und der Weinbergstraße. Außerdem mußte bei den Schlußverhandlungen die Arbeitsgemeinschaft die Verpflichtung übernehmen, daß der Bau



Abb. 6. Ansicht der Brücke von Unterstrom, gesehen in der Brückenachse.

zwar nach Einheitspreisen abgerechnet wird, daß aber alle Mehrleistungen im Rahmen des Vertrages, durch die in der Endsumme der Betrag von 2 950 000 RM überschritten wird, von ihr selbst zu tragen sind.

Alle Rechte vorbehalten.

### Erdbebensichere Kaimauern in Japan.

Von Dipl.-Ing. Hartwig Wegner, Hamburg.

Seit alter Zeit ist Japan bekanntlich ein Land, das oft von Erdbeben heimgesucht wurde. Es ist deshalb nicht verwunderlich, besonders nach der ungeheuren Erdbebenkatastrophe am 1. September 1923, die sich in und um Tokio ereignete, daß die Baufachleute, Ingenieure und Architekten, sich bemüht haben, durch Forschungen und Versuche Konstruktionen auszubilden, die geeignet sind, wenn auch nicht allen, so doch einem großen Teil von Erderschütterungen zu widerstehen. Im deutschen Fachschrifttum ist mehrfach über die Wirkung der Erdbeben und über deren Berechnung berichtet worden<sup>1)</sup>, jedoch wurde in den meisten Fällen die Aufmerksamkeit auf Hochbauten gerichtet. Nur Briske bringt in seinem Aufsatz „Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten“ interessante Aufschlüsse über die Wirkung von Erdbeben auf Brücken und Tiefbauten verschiedener Art. Wie diese Untersuchungen sich auf die Konstruktion verschiedener Bauwerke, besonders von Kaimauern und Landungsanlagen, in der letzten Zeit ausgewirkt haben, dürfte auch in Deutschland von allgemeinem Interesse sein. Verfasser dieses Aufsatzes ist in der Lage, auf Grund von Unterlagen, die ihm von Japan aus zur Verfügung gestellt wurden, einen Überblick zu geben über die in den letzten Jahren in Japan errichteten Kaimauern.

Zunächst soll noch einiges über die Berechnungsart gesagt werden. Wesentlich für den Entwurf eines Bauwerks im Erdbebengebiet ist, daß man weiß, wie das Erdbeben auftritt und wo es angreift. Nimmt man zunächst an, daß nur eine waagerechte Beschleunigung vorhanden ist, so wird das Erdbeben das Bestreben haben, das Bauwerk seitlich zu verschieben. Für die Berechnung kann man also annehmen, daß der Erdboden sich nicht bewegt, d. h. auf derselben Stelle bleibt, während das Bauwerk sich in der entgegengesetzten Richtung des Erdbebens verschiebt. Der Angriffspunkt wird im allgemeinen der Schwerpunkt sein. Nach der dynamischen Grundgleichung

$$\text{Kraft} = \text{Masse} \times \text{Beschleunigung}$$

greift also im Schwerpunkte die Erdbebenkraft

$$P_E = m \alpha$$

an, worin  $\alpha$  die waagerechte Beschleunigung

$$\alpha = \frac{4\pi^2 A}{T^2}$$

bedeutet (Abb. 1 a).  $A$  bezeichnet die Amplitude und  $T$  die Periode der Erdbebenwelle. Führt man nun das Gewicht des Körpers  $W$  ein, so erhält man

$$P_E = m \alpha = \frac{W}{g} \cdot \alpha = W \epsilon,$$

<sup>1)</sup> Vgl. Briske, Die Erdbebensicherheit von Gebäuden, Bautechn. 1927, Heft 30 u. 32. — Ders., Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten, Bautechn. 1927, Heft 39. — Neumann, Über die Wirkung der Erdbeben auf Bauwerke, Bauing. 1931, Heft 39.

worin  $\epsilon = \frac{\alpha}{g}$  die Erdbebenintensität oder — nach Briske — den Erschütterungsgrad darstellt. Es ist also der

$$\text{Erschütterungsgrad} = \frac{\text{Erdbebenbeschleunigung}}{\text{Erdbeschleunigung}}$$

eine Zahl, die bei allen Berechnungen im Erdbebengebiet berücksichtigt werden muß. Die Baupolizei in Tokio hat Bestimmungen erlassen, wonach die waagerechte Erdbebenbeschleunigung zu 10% der Erdbeschleunigung einzusetzen ist, jedoch ist diese Zahl beim großen Erdbeben im Jahre 1923 bis zu 30% angestiegen<sup>2)</sup>.

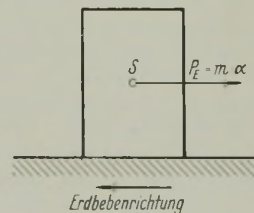


Abb. 1 a.

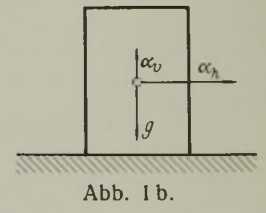


Abb. 1 b.

Diese Berechnungsweise hat aber nur Gültigkeit, wenn lediglich eine waagerechte Beschleunigung auftritt, in Wirklichkeit muß die auftretende Beschleunigung in zwei Komponenten zerlegt werden, die waagerechte Beschleunigung  $\alpha_h$  und die senkrechte Beschleunigung  $\alpha_v$ , so daß das Bauwerk im ganzen drei Beschleunigungen unterworfen ist, wie in Abb. 1 b ersichtlich. Die Erdbebenkraft  $P$  errechnet sich dann zu

$$P = \frac{W}{g - \alpha_v} \cdot \alpha_h = W \cdot \frac{\alpha_h}{g - \alpha_v} = W \epsilon',$$

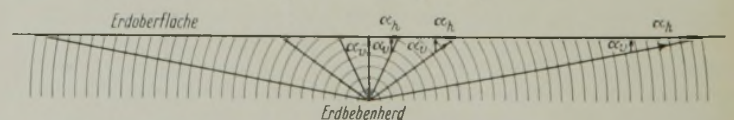


Abb. 2.

worin der Erschütterungsgrad  $\epsilon'$  jetzt von allen drei Beschleunigungen abhängig ist. Im allgemeinen wird jedoch die lotrechte Beschleunigung nur gering sein, denn die Wellen des Erdbebens gehen vom Entstehungspunkte radial aus, treffen also nur in seiner unmittelbaren Nachbarschaft fast senkrecht an die Erdoberfläche, während in der weiteren Umgebung die Wellen den Boden in fast waagerechter Richtung bewegen (Abb. 2). Da aber die Wahrscheinlichkeit, daß das Erdbeben gerade unter dem zu errichtenden Bauwerk entsteht, nur äußerst gering ist, begnügt sich die

<sup>2)</sup> Vgl. Bautechn. 1927, Heft 30, S. 428.

Praxis damit, nur den Erschütterungsgrad  $\epsilon$ , der sich aus der waagerechten Beschleunigung errechnet, zu berücksichtigen.

Diese Berechnungsart ist im allgemeinen üblich, jedoch kann sie einer kritischen Betrachtung nicht standhalten. Der Grund, daß sie vom entwerfenden Ingenieur immer wieder angewandt wird, liegt nur in ihrer Einfachheit. Es wird hier eine waagerechte Kraft  $W/\epsilon$ , d. h. nach den japanischen Vorschriften  $1/10$  des Körpergewichtes, eingesetzt, wodurch die Berechnung rein statisch wird. In Wirklichkeit hat aber die Erdbeben-

schleunigung zu erfassen, und man wird in Zukunft doch zu einem dynamischen Rechnungsverfahren übergehen müssen. —

Die folgenden Beispiele sollen ein Bild geben, wie man heute in Japan den schädlichen Einwirkungen des Erdbebens beim Bau von Kaimauern entgegenzutreten versucht. Beim Hochbau haben sich in letzter Zeit verschiedene Sonderkonstruktionen herausgebildet.<sup>3)</sup> So hat man im Eisenbau Diagonalen in die Wände eingesetzt, die Knotenpunkte infolge der Veränderlichkeit der Biegemomente verstärkt und auch die waagerechten Glieder höher bemessen. Bei Eisenbetonkonstruktionen hat man

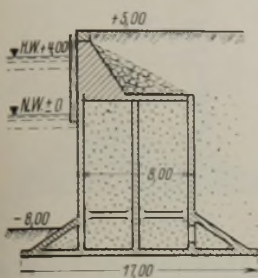


Abb. 3.

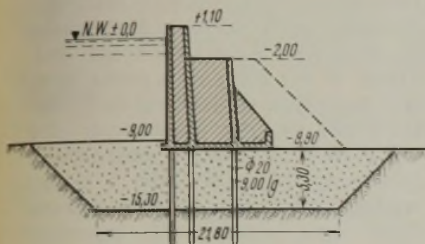


Abb. 5.

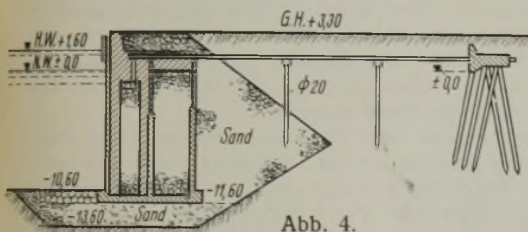


Abb. 4.

das Bauwerk ist nur gering bei einer zeitweilig kurzen Bewegung. Ist aber die Zeitdauer des Erdbebens lang, so wird der Einfluß eine verheerende Wirkung haben, auch dann, wenn die Beschleunigung nur klein ist. Diese Tatsache läßt sich leicht an Hand der seismographischen Aufzeichnungen nachweisen. Es ist daher nicht richtig, die Erdbebenkraft nur in statischer Weise durch Einführung der waagerechten Be-

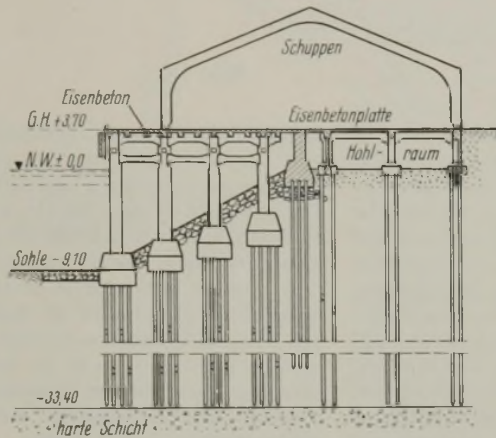


Abb. 6.

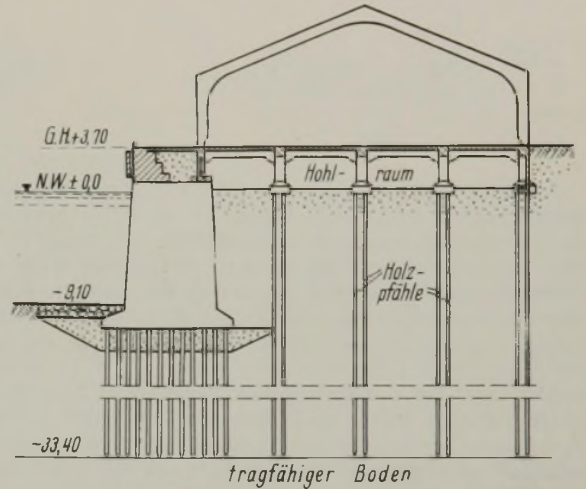


Abb. 7.

bewegung gegen das Bauwerk einen dynamischen Charakter, und ihr Einfluß ist abhängig von der Länge der Zeit des Auftretens. Gleichgültig wie groß die Beschleunigung ist, die Einwirkung auf

Stahlanker eingezogen, auch Träger und Zugbänder in den Wänden sind ausprobiert worden. Beim Tiefbau haben sich solche besonderen Bauweisen nicht entwickelt, wenn man von einer allgemeinen Verbreiterung des Fundamentes oder einer vergrößerten Tiefe der Gründung absieht. Früher hat man bei Pfahlgründungen wenig Wert auf die Güte des Bodens gelegt, hat bei schlechtem, nicht tragfähigem Boden eine schwebende Gründung angeordnet und damit natürlich ungünstige Erfahrungen gesammelt. Heute versucht man auf jeden Fall bei der Rammung den tragfähigen Untergrund zu erreichen, auch wenn man mit erheblichen Mehrkosten rechnen muß. Die Anwendung von Eisenbetonpfählen, der Gebrauch von Senkkasten und besonders die Rammung von eisernen Spundwänden haben zu guten Ergebnissen geführt. Im allgemeinen ist zu sagen, daß lediglich durch die Verstärkung der Gründung der Einfluß des Erdbebens aufgenommen wird.

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1933, H. 53, S. 708 u. f.; ferner B. u. E. 1933, H. 17, S. 261 ff.

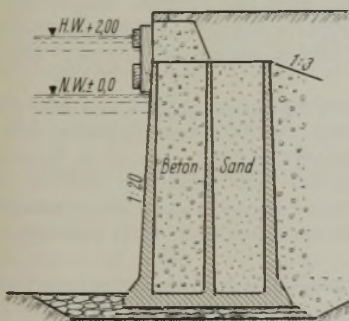


Abb. 8.

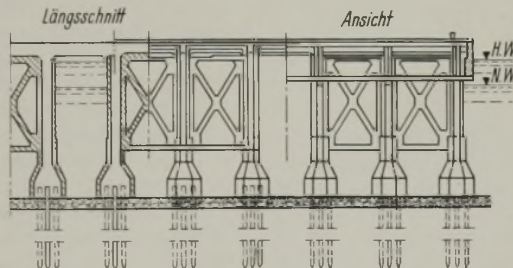


Abb. 10a.

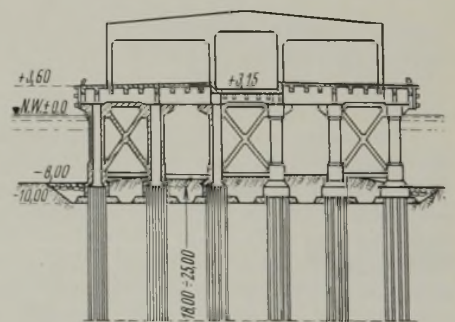


Abb. 11.

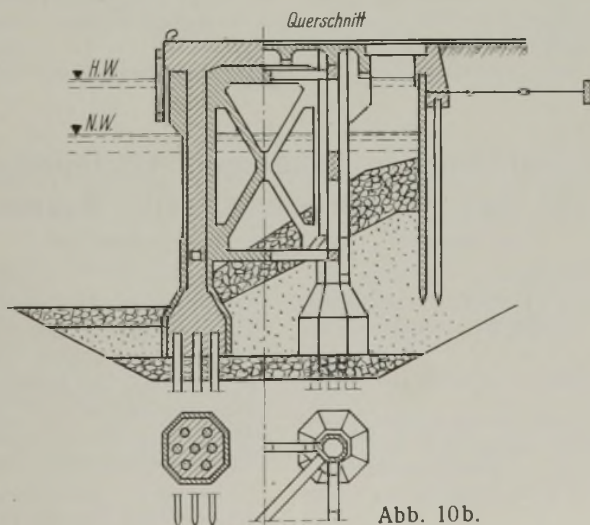


Abb. 10b.

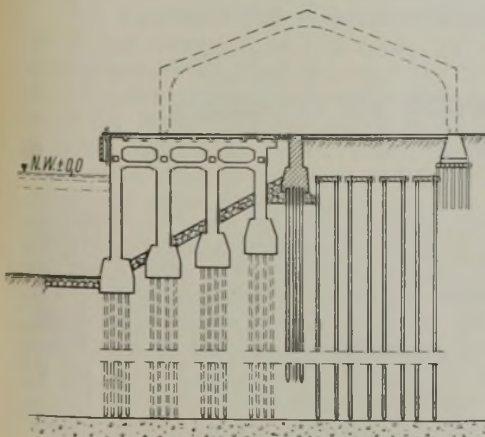


Abb. 9.

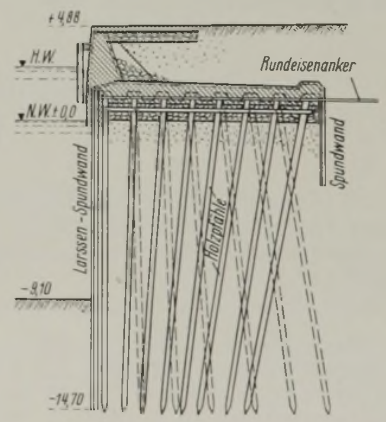


Abb. 12.

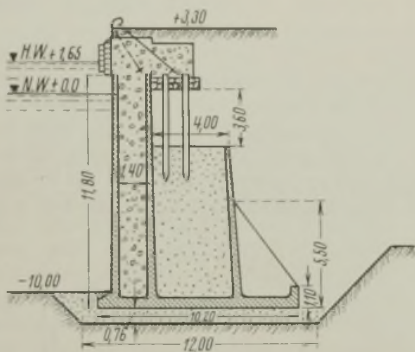


Abb. 14.

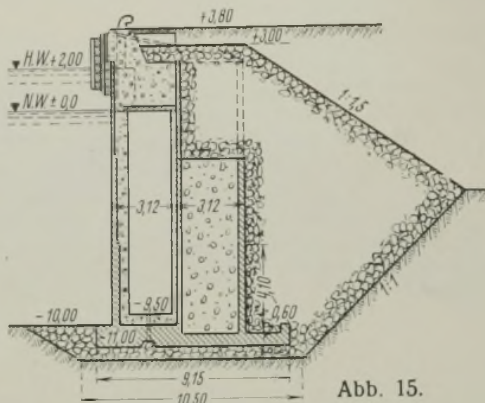


Abb. 15.

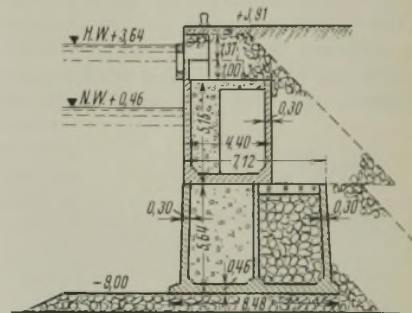


Abb. 16.

Abb. 3 zeigt eine Kaimauer, die auf einem Senkkasten ruht. Die Standsicherheit dieses Senkkastens ist dadurch erhöht, daß seine Sohle nach vorn und hinten stark verbreitert ist. Die gesamte Sohlenbreite beträgt über das Doppelte der Senkkastenbreite. Bei der in Abb. 4 gezeigten Konstruktion im Hafen von Shimizu ist der schlechte Boden entfernt und durch Kies ersetzt worden, außerdem ist auf der Rückseite in einer Entfernung von rd. 30 m eine Ankerwand angeordnet. Um ein Durchhängen der Zuganker zu vermeiden, sind Pfähle von 20 cm Durchm. geschlagen worden, auf denen die Rundeisen liegen. Das Ersetzen des nicht tragfähigen Bodens durch Sand und Kies ist auch in Abb. 5 ersichtlich. Bei diesem Entwurf bildet der Senkkasten gleichzeitig die Ufermauer, außerdem ist er noch auf Pfähle gestellt, die bis in den festen Untergrund hinabreichen. Zum Hinterfüllen der Wand ist am besten geeignet ein Boden mit möglichst großem Reibungswinkel, weil dadurch der Erddruck erheblich vermindert wird. Je kleiner aber die seitliche Erddruckkraft ist, desto größer ist die Standsicherheit des Bauwerks auch beim Erdbeben.

oberen Platte können bestehen bleiben. Ähnlich ist die Anordnung in Abb. 7. Auch hier ist die Auflast des Schuppenbodens durch Pfahlgründungen abgefangen und durch Hohlräume das Eigengewicht vermindert. Der vordere Teil zeigt wieder eine Kaimauer auf Senkkasten, übrigens eine in Japan sehr beliebte Konstruktion. Auch Abb. 8 zeigt solch eine Senkkastengründung, nur ist hier der Kasten in der Mitte noch einmal unterteilt. Auf der Rückseite ist er mit Sand ausgefüllt, während auf der Vorderseite Beton eingebracht ist, was den Vorteil hat, den Mauerkörper völlig mit dem Senkkasten zu verbinden, da in einem Arbeitsgang durchbetoniert werden kann. Abb. 9 ist in der Anordnung ähnlich wie Abb. 6, nur hat man hier den hinteren Erddruck dadurch abzufangen versucht, daß man einzelne Eisenbetonplatten auf Pfähle legte, wodurch die sogenannte Schirmwirkung erzielt wurde.

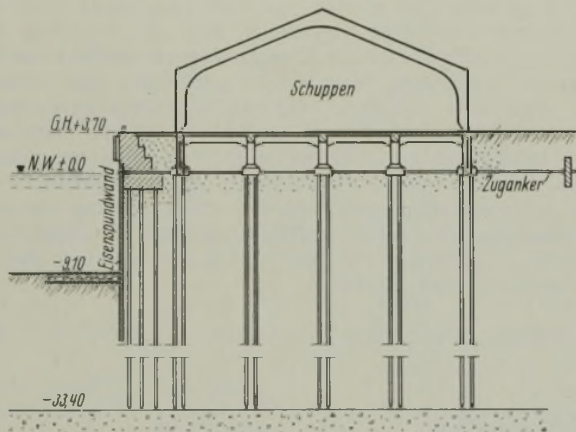


Abb. 13.

Völlig andere und neuartige Konstruktionen findet man z. T. in Tokio und Yokohama (Abb. 10 u. 11). Hier bildet die gesamte Landungsanlage ein Rahmenwerk, das aus senkrechten Säulen mit prismatischem oder kreisförmigem Querschnitt besteht, die diagonal und waagrecht gegeneinander abgestützt sind. Diese Säulen werden als Hohlkörper auf Pfähle gesetzt und dann mit Beton oder Sand ausgefüllt.

Eine andere Art, den seitlichen Erddruck zu vermindern, zeigt Abb. 6. Hier ist das Bauwerk in zwei Teile getrennt worden, die völlig unabhängig voneinander sind. Der vordere Teil stellt eine Landungsbrücke dar, die auf Eisenbetonsäulen ruht, die ihrerseits wieder auf Pfählen aufgesetzt sind. Der hintere Teil ruht ebenfalls auf Eisenbetonsokeln, die auch von Pfählen getragen werden. Auf diese Weise ist vermieden worden, daß der Boden irgendwie durch Nutzlast beansprucht wird, denn alle durch Auflast entstehenden Kräfte werden unmittelbar auf die einzelnen Pfahlgründungen übertragen. Auch der Erddruck, der infolge des Eigengewichtes auftritt, ist stark vermindert dadurch, daß der Boden nicht bis zur Geländehöhe aufgeschüttet zu werden braucht, denn die Hohlräume unter der

Bekannt ist die Gründungsart einer Kaimauer (Landzunge) im Hafen von Nagoya (Abb. 12). Die Mauern, die die Landzunge auf beiden Seiten begrenzen, sind, wie die Abbildung andeutet, durch Zuganker miteinander verbunden. Der Erddruck wird hier durch Spundwände aufgenommen; meistens werden deutsche Eisenspundwände verwendet, nur selten findet man Eisenbetonwände. Auch Pfähle aus Eisenbeton werden in diesen Fällen, wo sie völlig im Erdboden stehen und nicht dem wechselnden Wasserstande ausgesetzt sind, nur in vereinzelten Fällen verwendet. Der Gebrauch von Eisenspundwänden hat sich im japanischen Erdbebengebiet sehr bewährt. Ein Beispiel dafür gibt Abb. 13. Die Spundwände sind an ihrem oberen Ende in den Mauerkörper eingelassen und außerdem durch Rundeisen nach der Rückseite hin verankert. Bemerkenswert ist, daß die Kaimauer selbst nur verhältnismäßig schwach ausgebildet ist, jedoch sind auch hier wieder wie in Abb. 7 auf der Rückseite Anordnungen getroffen worden, um den Erddruck infolge Auflast und Eigengewichtes auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Abb. 14 bis 16 geben dann noch einige bemerkenswerte Ausführungen mit Verwendung von Senkkasten, bei der Mauer in Nagasaki (Abb. 16) sind sogar zwei Senkkasten übereinander gestellt. Ob diese Anordnung zweckmäßig ist, erscheint dem Verfasser zum mindesten fraglich, denn das Vorhandensein einer waagerechten Fuge, wie sie doch zwischen den Senkkasten tatsächlich besteht, kann beim Auftreten eines Erdbebens unmöglich von Vorteil sein.

Wie sich nun alle diese bereits ausgeführten Konstruktionen bei einem schweren Erdbeben verhalten werden, kann mit Sicherheit unmöglich vorausgesagt werden. Immerhin zeichnen sie sich gegenüber den Ufermauern, die vor der großen Katastrophe von 1923 errichtet wurden, durch eine bedeutend höhere Standsicherheit und Festigkeit aus.

## Systeme voneinander unabhängiger einhöftiger Stützliniengewölbe als Grundlage für die statische Berechnung von Staumauern.<sup>1)</sup>

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.- u. Baurat a. D. P. Ziegler, Clausthal.

Das allgemein übliche Verfahren für die Berechnung von Stütz- und Staumauern beruht auf einem geistreichen Versuch französischer Ingenieure, den erfahrungsgemäßen Dreiecksquerschnitt nachträglich rechnerisch zu rechtfertigen.

Noch auf dem V. Internationalen Binnenschiffahrts-Kongreß, Paris 1892,

<sup>1)</sup> Man kann den dreieckförmigen hinterstauten Mauerquerschnitt als einhöftiges Gewölbe auffassen, das auf seinem Lehrgerüst ruht; vgl. Ziegler, Zeitschr. f. Bauw. 1917, S. 690, Abb. 24. — Der Nachweis des Strebenwiderstandes für Staumauern. Ziegler, Weltkraftkonferenz Stockholm 1933, Bd. V.

kennzeichnet Pelletreau das Verfahren lediglich als eine moralische Rückendeckung des Ingenieurs. Dieses „Trapezgesetz“ führt alle oberhalb einer gedachten waagerechten Fuge eines Staumauerquerschnitts von der Tiefe 1,0 angreifenden Gewichte und Lasten auf eine Einzelkraft  $P$  und ein Kräftepaar  $Pe$  zurück. Die zentrische Kraft  $P$ , angreifend im Mittelpunkt  $M$  der Fuge, soll durch gleichmäßig über letztere verteilte Widerstände aufgenommen werden, das Moment  $Pe$ , ebenfalls bezogen auf  $M$ , durch geradlinig wachsende Naviersche Biegespannungen (Abb. 1).

Die gleichmäßig verteilten Druckwiderstände erfordern einen völlig starren Mauerkörper, die Biegespannungen einen vollkommen

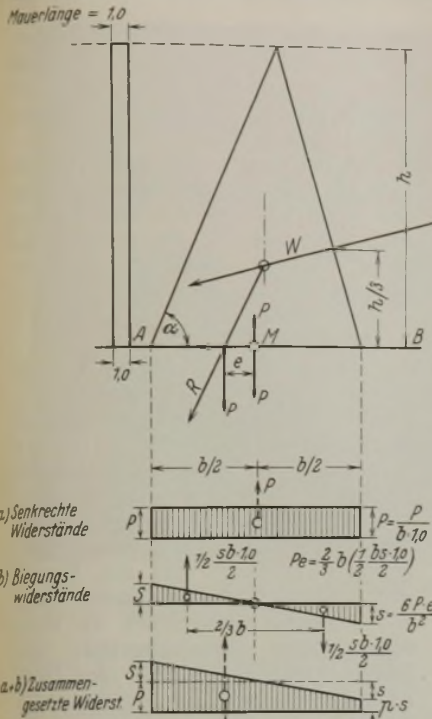


Abb. 1. Das Trapezgesetz mißbräuchlich auf die Berechnung eines Stau-mauerquerschnitts angewendet.

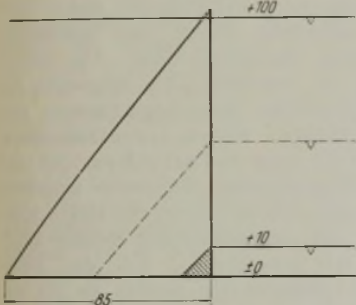


Abb. 4. Die fortschreitende Inanspruchnahme des Mauerquerschnitts mit steigendem Staudruck.

Namen gibt, hat daher schwerlich Anspruch auf Zuverlässigkeit. Irrig aber ist die Annahme, daß der Wasserdruck  $\frac{h^2}{2}$  ein Moment  $\frac{h^3}{6}$  erzeuge. Der auf der Wasserseite der Mauer ruhende Druck pflanzt sich auch unterhalb der gedachten Fuge fort. Diese ausfächernde Kraft geht nicht nur von dem momentbildenden Wasserdruck  $\frac{h^2}{2}$  ab, sondern würde auch in bezug auf M ein Gegenmoment erzeugen (Abb. 2 u. 3). Es ist eben nicht möglich, daß eine Kraft, die bereits durch unmittelbare Druckwiderstände aufgenommen ist, noch ein Moment bildet. Durch Verfolgung der Einwirkung des wachsenden Staues kann man sich schon ein ungefähres Bild verschaffen, wie die Widerstände dagegen im Gesamtquerschnitt und Gründungsfuge von der Wasserseite aus, allmählich verlaufend sich ausbreiten.

Eine standfähige Stauwand von 10 m Höhe, 10 m hoch hinterstaut, die in den wasserseitigen Fuß einer 100 m hohen Mauer von 85 m Gründungsbreite eingebaut ist, wird ihre Wasserlast allein aufnehmen (Abb. 4). Aber auch bei wachsendem Stau kann die kleinere Mauer ihren Anteil am Wasserdruck nur soweit an die größere übertragen, als sie nachgibt. So kann man sich im wasserseitigen Fuß immer höhere Mauern unter vollem Staudruck eingebaut denken, die einen Teil der 100 m hohen Mauer und deren Gründungsfuge luftseitig spannungslos lassen. Bis schließlich bei 100 m Stau die Möglichkeit besteht, daß auch der luftseitige Fuß der hohen Mauer von Spannungen erreicht wird. Für die Fernwirkung des Staues gibt es also in Querschnitt und Gründungsfuge eine luftseitige Grenze, die m. E. in den üblichen Querschnitten kaum erreicht wird. Sie ist einerseits gegeben durch die festliegende Stau- oder Überfallhöhe und das Raumgewicht des Wassers, andererseits durch die mangelnde Nachgiebigkeit des Baustoffes, der Bauform und des Baugrundes.

Von starken Querschnitten wird daher nur ein Teil zum Widerstande gegen den jeweiligen Wasserdruck herangezogen. Die Fortpflanzung des

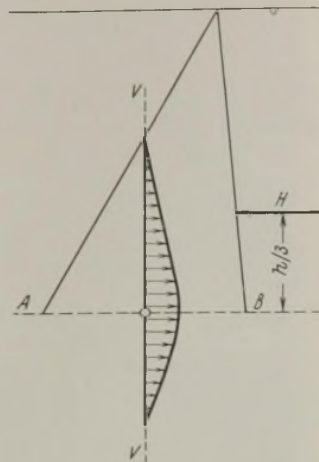


Abb. 2. Die waagerechten Widerstände einer senkrechten Querschnittsfuge.

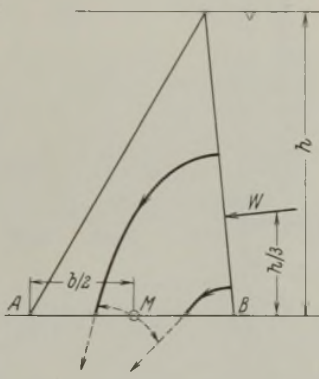


Abb. 3. Das Gegenmoment, das durch den unterhalb der Fuge A-B übertragenen Wasserdruck in bezug auf M entstehen würde.

elastischen. Beide Eigenschaften widersprechen sich. Die Vereinigung beider Spannungsdarstellungen zu dem Drucktrapez, das dem Gesetz den

Wasserdruckes von dem Angriffspunkte, nämlich der wasserseitigen Mauerbegrenzung aus, kann man sich nach Art des Übertritts der Licht- und Wärmewellen in ein ungleichmäßiges Medium denken. Die plastischen, elastischen und Festigkeitseigenschaften des Baustoffes hängen aber vom Mischungsverhältnis, den Einbau- und Erhärtungsvorgängen, der Lage des Moleküls im Querschnitt, der größeren oder geringeren Auflast u. a. ab. „Die Spannungswellen“ des Wasserdruckes pflanzen sich also nicht geradlinig und gesetzmäßig fort, sondern sie werden durch Bau-, Abbinde-, Wärme-, Quellungsspannungen beeinflusst und durch die überwiegenden Gewichtsspannungen auf den Baugrund abgelenkt<sup>2)</sup>. Die vielgestaltigen Auflagerungsflächen des letzteren führen schließlich unter Stauungen und Reflexionen die Spannungen in die unbegrenzte Erdmasse über.

Diese Umstände sowie die Aufhebung der Kontinuität des Mauerkörpers infolge der unvermeidlichen Rissebildung machen die Untersuchungen von größeren Mauermassen auf Grund der Elastizitätslehre und der kleinsten Formänderungsarbeit unmöglich.

Man muß sich daher mit der Aufstellung der statischen Gleichgewichtsbedingung begnügen. Auch zu diesem Zwecke darf man nicht den Gesamtmauerquerschnitt betrachten, sondern muß ihn in einzelne statisch klar umrissene Bauglieder zerlegen, die den Gesamtwasserdruck auf den Baugrund übertragen. Die übersichtliche Zerlegung des Mauerquerschnitts ist in Abb. 5 dadurch ermöglicht, daß das Wasserdruckdreieck von 100 m senkrechter Wasserseite, also  $\frac{100 \cdot 100}{2} = 5000 \text{ m}^2 = 5000 \text{ t}$  in 50 waagerechte Streifen vom gleichen Flächeninhalt  $f = 100 \text{ m}^2 = 100 \text{ t}$  zerlegt ist.

Diese Druckflächen in ihren Schwerlinien angreifend sind je einem Stützliniengewölbe als Stirnlasten zugewiesen<sup>3)</sup>.

Mit Rücksicht auf Rechnung, Zeichnung und Möglichkeit der Nachprüfung durch die Leser ist als Baustein für die einhäufigen Stützliniengewölbe der Würfel von 1 m Seite und 2 t Gewicht gewählt. Da alle Stützlinien gleiche und gleichgerichtete Stirnlasten  $f = 100 \text{ t}$  besitzen und aus gleichen Bausteinen bestehen, genügt es, die oberste, von größter Länge zu konstruieren. Die übrigen kürzeren liegen in senkrecht gemessenem Schwerpunktabstände der Laststreifen untereinander. In die Zeichnung eingetragen sind nur vier obere, eine mittlere und die vier untersten Stützlinien, und zwar acht davon ohne die Leibungsbegrenzungen und Fugen<sup>4)</sup>.

Für jede gegebene Stauhöhe lassen sich unzählige Systeme voneinander unabhängiger Stützliniengewölbe finden. Ja, es ist sogar technisch möglich, durch eine Stauwand, die die Gewölbestirnen verbindet, eine rechnungsmäßig genaue Konstruktion durchzuführen. Umgekehrt verlieren aber die Gewölbe mit der Änderung der Stauhöhe ihren Stützliniencharakter. Es ist daher vorzuziehen, dem wechselnden Staudruck in einem Vollmauer- oder Pfeilerquerschnitt die Möglichkeit zu bieten, selbsttätig nach Bedarf die günstigsten Spannungsgebilde einzuspielen zu lassen. Die Systeme voneinander unabhängiger einhäufiger Stützliniengewölbe können nur dazu dienen, diese Spannungsgebilde der Widerstände in Stütz- und Stauwänden unter Wasser- und Erddruck zu veranschaulichen und aus ihnen synthetisch die Querschnitts- und Auflagerformen zu finden.

Die größte Länge hat das oberste Stützliniengewölbe mit 132 Bausteinen = 132 m. Bei 100 t Stirnlast und 282 t Kämpferdruck kann man im Mittel etwa 200 t zentrische Druckspannung annehmen, d. s. 20 kg/cm<sup>2</sup>. Für  $E = 264000 \text{ kg/cm}^2$  wäre daher die größte vorkommende elastische Zusammendrückung  $\Delta l = \frac{132000 \cdot 20}{264000} = 10 \text{ mm}$ .

Derjenige Teil des vollen Mauerquerschnitts, der für die Stützliniengewölbe nicht in Anspruch genommen wird, wirkt sich nach zwei Richtungen hin aus:

1. er verstärkt den Querschnitt vornehmlich der oberen Stützliniengewölbe, ermäßigt die Zusammendrückungen und führt durch sein Gewicht die geringeren Spannungen in steileren Abfall nach dem Felsauflager;

<sup>2)</sup> Die Ablenkung des Wasserdruckes durch das Mauergewicht und das Zusammenwirken beider geht aus den Stützliniengewölben der Abb. 5 klar hervor.

<sup>3)</sup> Die Tiefe des r-ten Streifens unter Stauspiegel findet man aus  $t_r = \sqrt{2rf} = \sqrt{2r \cdot 100}$ . Die Tiefe  $t_0$  der waagerechten Angriffslinie (= Schwerlinie) findet man aus  $t_0 = \frac{2}{3} \cdot r \cdot \sqrt{2rf} - \frac{2}{3} (r-1) \sqrt{2(r-1)f}$ ; z. B. für den obersten Streifen, der ein Dreieck darstellt, ist  $r = 1$ ;  $t_0 = \frac{2}{3} \cdot 14,14 = 9,4 \text{ m}$ .

Für  $r = 18$ ,  $r-1 = 17$  ergibt sich aus den vorstehenden Formeln  $t_{17} = 58,31 \text{ m}$ ,  $t_{18} = 60,00 \text{ m}$ ,  $t_0 = 59,20 \text{ m}$ . Diese Werte sind in Abb. 5 angegeben.

<sup>4)</sup> Zur Konstruktion der Stützlinien sind je 10 Bausteine zu einer im Schwerpunkte angreifenden Last von 20 t zusammengefaßt. Die Stützlinienseite ist daher 10 m. Der erste Knickpunkt des Stützlinienvielecks liegt auf der Verlängerung der waagerechten Stirnlast gemessen in 5 m Abstand von der wasserseitigen Mauerbegrenzung. Als waagerechter Polabstand des Kräfteplans ist die Stirnlast = 100 t gewählt. Strahl 1 des Kräfteplans wird vom ersten Knickpunkte aus, der Richtung nach, abgetragen und auf 10 m abgelängt. Von seinem Ende geschieht die Abtragung und Ablängung von Strahl 2 usw.

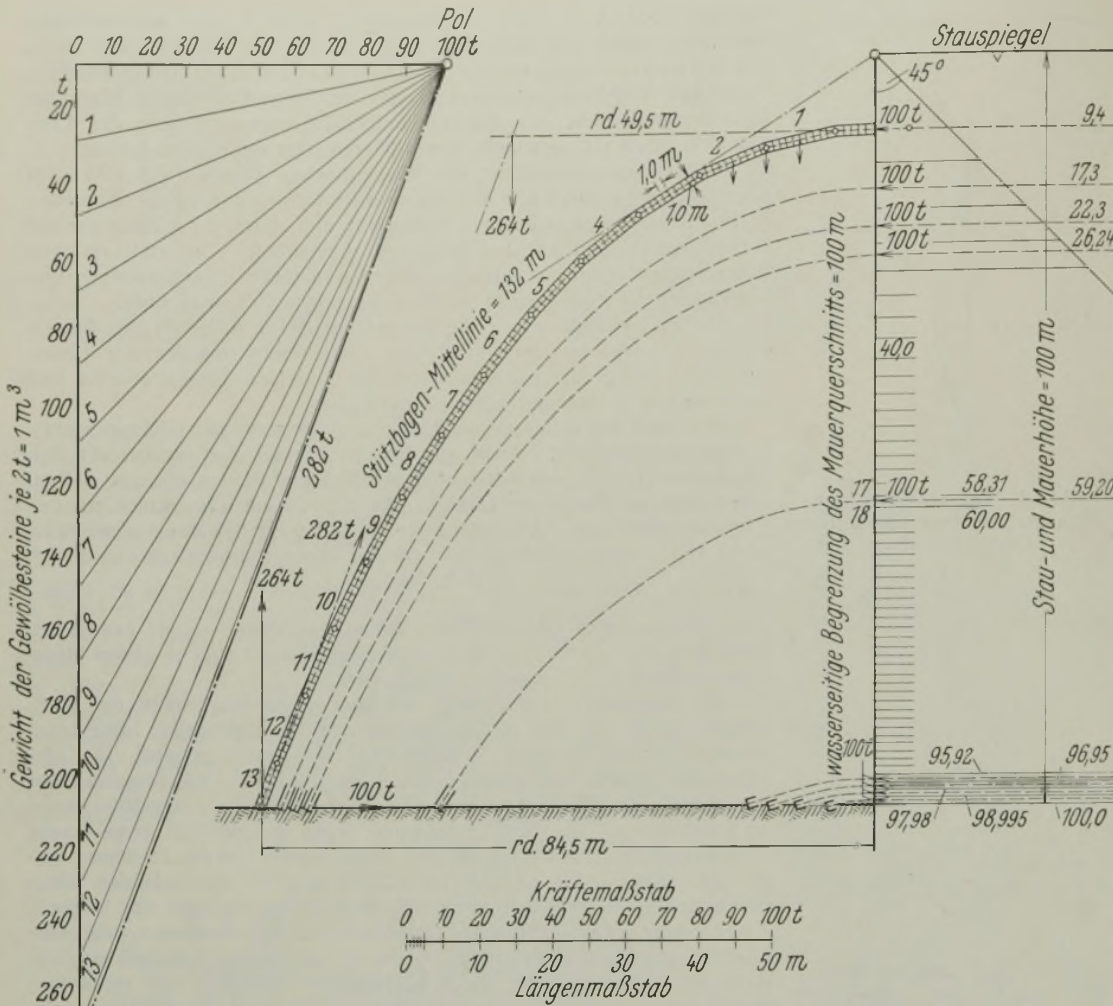


Abb. 5. Schematische Veranschaulichung des Stützbogenwiderstandes innerhalb eines Staumauerquerschnittes von der Höhe 100 m und der Tiefe 1,0 m gegenüber höchstem Staudruck von 100 m.

2. stellt er den Zusammenhang zwischen den einzelnen Stützliniengewölben derart her, daß sich den größeren Zusammendrückungen der oberen die immer geringer werdenden der unteren entgegenstemmen und sie weiterhin vermindern.

Der Widerstand des verhältnismäßig unverschieblichen Baugrundes setzt sich daher ausgleichend nach oben in die durch den Wasserdruck in Anspruch genommenen Querschnittsteile fort. Die Verschiebung der Wasserseite der Mauer (Konsolbiegung) ist nach vorstehendem so außerordentlich gering, daß Biegungsspannungen im Sinne des Trapezgesetzes vollständig ausgeschlossen erscheinen. Durch unmittelbare Messungen an der Tirsosperre konnten ebenfalls merkbare waagerechte Verschiebungen des Querschnitts nicht festgestellt werden.

Die Vorstellung vom Strebenwiderstande der Staumauern wird durch Zerstörungerscheinungen an solchen, deren Zusammenhang durch irgendeine einleitende Ursache gelockert wurde, bestätigt. Es bilden sich dann von der Wasserseite nach der Luftseite abfallende Bruchfugen. Der oberhalb der letzteren liegende Mauerkörper wird durch Stützbogen nicht mehr

gehalten und rutscht unter seinem Eigengewicht und verhältnismäßig geringem Wasserdruck ab (vgl. Glenosperre, Lake-Hodgessperre, Bouzeysperre, Habrasperre<sup>5)</sup>).

Diese Vorstellung erklärt endlich auch die Standfähigkeit stark geböschter Erd- und Gerölledämme, wie z. B. der alten Harzdämme, die lediglich auf Druck- und Reibungswiderstände zurückzuführen ist.

### Schlußfolgerungen.

Die endgültige Erforschung des Spannungsverlaufes in Staumauerquerschnitten und Gründungsugen wird wohl nie gelingen. Nicht einmal dieselbe Spannungsgröße und Spannungsverteilung ist zu erwarten, wenn nach längerer Frist derselbe Staudruck wieder eintritt. Da aber nunmehr einwandfrei nachgewiesen erscheint, daß sich Wasser- und Erdkräfte in den üblichen Stütz- und Staumauerquerschnitten als stützbogenähnliche Spannungsgebilde fortpflanzen, empfiehlt es sich, den Querschnitt synthetisch aus entsprechenden Baugliedern zusammenzusetzen. Als Grundlage der Berechnung sind der höchstmögliche Staudruck, das tatsächliche, möglichst hohe Raumgewicht der Stützliniengewölbe und deren Unabhängigkeit festzuhalten, damit man in einfachster Weise den Spannungsvorgang übersehen kann. Die Einteilung der Stirnlasten, die Neigungen der wasserseitigen Mauerbegrenzungen und die radialen Höhen<sup>6)</sup> der Stützliniengewölbe sind so zu wählen, daß das Stützbogensystem von einem möglichst geringem Mauerquerschnitt eingeschlossen und zusammengefaßt werden kann. Es ist anzunehmen, daß die Beanspruchungen des vollen Querschnitts geringer sein werden als die der gedachten Bauglieder (Stützliniengewölbe). Der wasserseitige Fuß des Mauerquerschnitts muß so weit ausladen, daß die senkrechten Lasten allmählich auf den Baugrund übertragen werden, und so steil begrenzt sein, daß die Spitze nicht abplatzt. In die Felssohle sind unter Schonung des Gefüges Kämpferauflager einzuarbeiten.

Die Ringe im Grundriß gewölbter Sperren sind nichts anderes als geschlossene waagerechte Stützliniengewölbe mit den Kämpferauflagern in den Talwänden. Sie treten allerdings nur in Wirksamkeit, wenn ihre Länge im Verhältnis zu den senkrechten einhäufigen Stützliniengewölben nicht zu groß ist (enge Täler), und nur insoweit, als die Zusammendrückung der senkrechten Bauglieder dies gestattet.

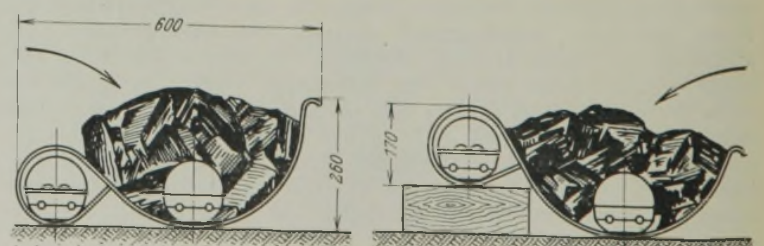
<sup>5)</sup> Ziegler, Der Talsperrenbau, 3. Aufl., Bd. II. Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.  
<sup>6)</sup> Zur Regulierung der Bausteingewichte könnten auch Hohlräume in den Bausteinen angeordnet werden. Für die Stützlinieneinteilung von Pfeilersperren kommen die Pfeilerteilungen und die Pfeilerstärken in Betracht.

### Vermischtes.

**Neue Formen von Seilförderern.** Zu Fördervorgängen bei Bauarbeiten sind die gewöhnlichen Förderbänder mit Gummigurten sehr verbreitet und haben sich überall bewährt. Der Gummigurt besteht aber zu etwa 90% aus Einfuhrstoffen, so daß man anfängt, an Stelle des Gummis Werkstoffe deutschen Ursprungs für den fördernden Teil zu verwenden und wegen der günstigen Eigenschaften zum Drahtseil überzugehen. Die Anfänge hierzu liegen etwa 2 1/2 Jahre zurück. Als erstes praktisch brauchbares Fördermittel dieser Art entstand der Seilbandförderer<sup>1)</sup>.

Der Seilbandförderer (der Gewerkschaft Eisenhütte Westfalia, Lünen) ist inzwischen weiter entwickelt und vereinfacht worden. An Stelle der geraden Quersprossen wurden runde Scheiben eingesetzt und die Zahl der parallel liegenden Seile von 9 auf 2 vermindert (Abb. 1 u. 2). Daraus folgte eine Vereinfachung des Rinnenquerschnitts. Die vereinfachten Rinnenstücke, die nur ineinandergesteckt werden, haben Längen von 2 oder 2,5 m, und die Förderscheiben liegen in Abständen von 1 m. Das Förderscheibenband besteht aus Einzelstücken von je 10 m Länge, die durch einfache Schlösser mit selbsttätigen Verriegelungen verbunden

werden. Zum Angleichen an die ausgelegte Rinnenlänge dienen kurze Paßstücke. Die waagrecht oder senkrecht liegende Treibscheibe des Antriebes (Abb. 2) von 640 mm Durchm. ist mit eingesetzten, auswechselbaren Sprossentaschen versehen, in die sich die Förderscheiben beim Übergang einlegen. Das in Öl laufende Schneckenvorgelege der Antrieb-



Beschickung von links. Beschickung von rechts.  
Abb. 1. Querschnitt durch einen Scheibenförderer.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1931, Heft 34, S. 509.

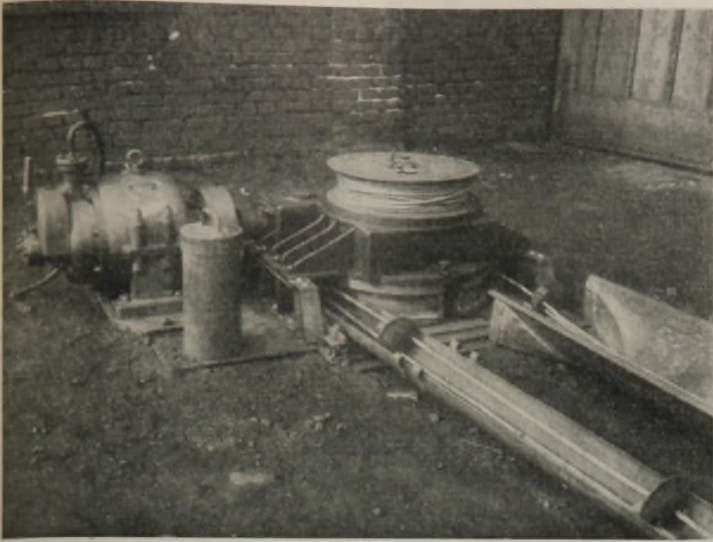


Abb. 2. Antrieb (waagrechte Treibscheibe) eines Scheibenförderers. An der rohrförmigen Rückführung ist der obere Teil abgenommen.

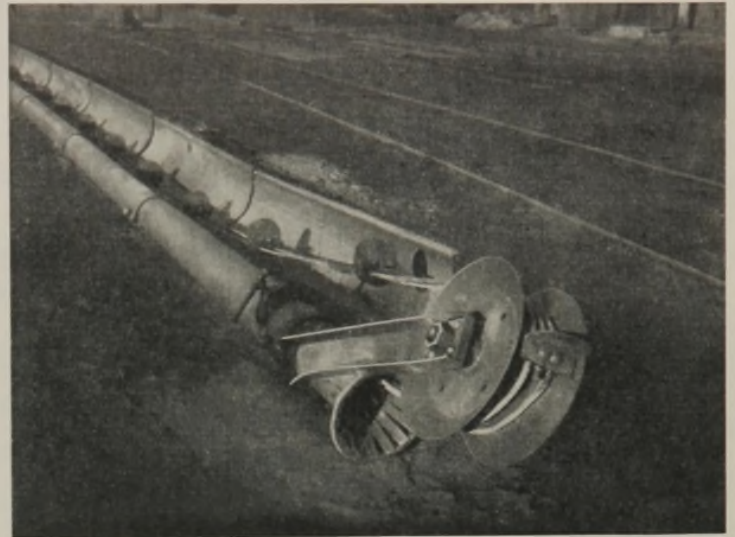


Abb. 3. Endumführungstrommel eines Scheibenförderers.

scheibe ist über eine Kupplung mit dem Motor verbunden. Oben trägt der Antrieb ein kleines Spill zum Einziehen des Förderscheibenbandes in die geschlossene Rückführung. Am anderen Ende des Förderers liegt eine Umkehrscheibe von 480 mm Durchm. (Abb. 3), die zum Anspannen des Scheibenbandes um 1200 mm verstellbar ist. Die Förderleistung schwankt je nach der Größe der Bandgeschwindigkeit und kann bis  $140 \text{ m}^3/\text{h}$  betragen.

Ein anderes Fördermittel, das zum Fördern ebenfalls Seile verwendet, jedoch das Fördergut in der Rinne nicht vorwärtschiebt, sondern ähnlich wie ein Förderband trägt, ist das Seilkastenband (der Schenck & Liebe-Harkort AG, Düsseldorf), das aus einzelnen übereinandergeschobenen Rinnenstücken von je 300 bis 800 mm Länge besteht. An dem einen Ende wird ein Rinnenstück von einer Achse mit Laufrädern, die auf Schienen laufen, getragen (Abb. 4), und mit dem anderen Ende liegt es auf dem nachfolgenden Rinnenstück lose auf, so daß die einzelnen Glieder keinen Zugbeanspruchungen ausgesetzt sind. Zusammengehalten wird das Band durch Seilschlaufen (Abb. 5), die unter den Rinnen liegen und je vier Laufradachsen mit den zugehörigen vier Rinnen zu einem Element verbinden. Das eine Ende der Seilschleife ist mit der einen Achse fest verbunden und das andere mit einer einfachen Spannvorrichtung zur Regelung der Achsentfernung an die vierte Achse des nächsten Rinnen-elementes angeschlossen. Die zwei Zwischenachsen sind nur leicht an

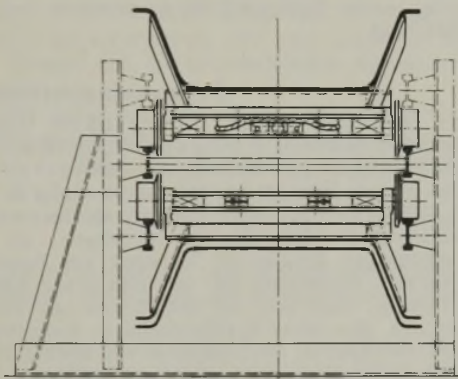


Abb. 4. Querschnitt durch ein Seilkastenband.

es auf dem nachfolgenden Rinnenstück lose auf, so daß die einzelnen Glieder keinen Zugbeanspruchungen ausgesetzt sind. Zusammengehalten wird das Band durch Seilschlaufen (Abb. 5), die unter den Rinnen liegen und je vier Laufradachsen mit den zugehörigen vier Rinnen zu einem Element verbinden. Das eine Ende der Seilschleife ist mit der einen Achse fest verbunden und das andere mit einer einfachen Spannvorrichtung zur Regelung der Achsentfernung an die vierte Achse des nächsten Rinnen-elementes angeschlossen. Die zwei Zwischenachsen sind nur leicht an

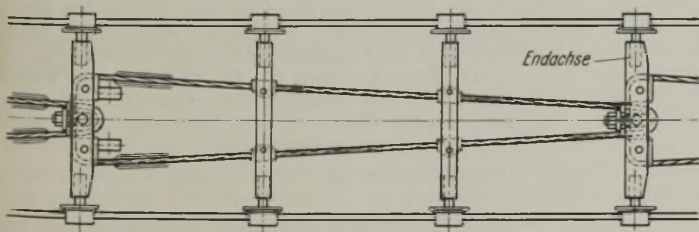
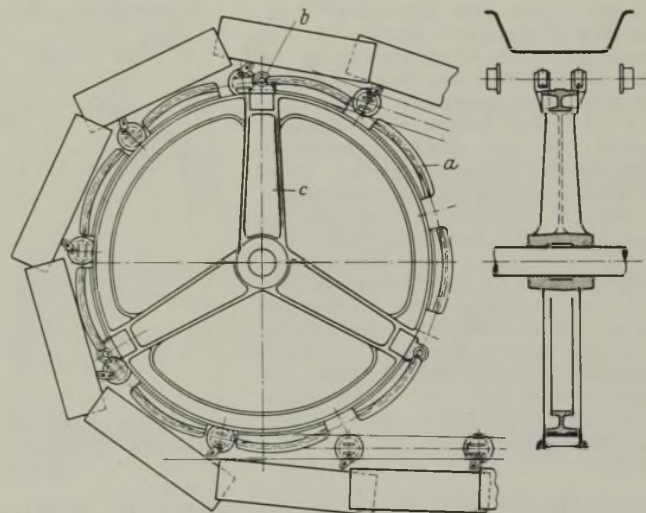


Abb. 5. Verbindung von vier Rinnenstücken durch eine Seilschleife zu einem Förderelement.

der Schleife befestigt, da sie keine Angriffstellen an der Antriebscheibe bilden. Infolge der Seilschlaufen ist die Förderrichtung nicht starr. Das Seilkastenband kann im Bogen in waagrecht Ebene verlegt und während des Betriebes gerückt werden. Da auch axiale Verdrehungen möglich sind, kann man das Band in jedem Gelände aufstellen.

Wegen der Seilschlaufen hat die Antriebscheibe (Abb. 6) eine besondere Form. Auf dem Umfang der Scheibe sind Segmente (a) aufgesetzt, deren Rücken nach einem kleineren Halbmesser als der der Scheibe gebogen ist. Die Tragachsen legen sich zwischen den Segmenten ein und die Schlaufen in einer Rinne, die zwischen den Segmenten gerade verläuft, so daß das Seil nicht geknickt wird. Von der Treibscheibe mitgenommen werden nur die Endachsen der Seilschlaufen durch die Rollen (b), die an den drei Armen (c) der Treibscheibe angebracht sind. Da nur jede vierte Achse

mitgenommen wird, fällt der Durchmesser der Scheibe verhältnismäßig klein aus. — Die Fördergeschwindigkeit eines Seilkastenbandes beträgt bis  $2 \text{ m/sk}$ . Bei einer Leistung bis  $100 \text{ t/h}$  und  $600 \text{ m}$  Länge genügt ein Endantrieb, ebenfalls bei einer Steigung von  $18^\circ$  und  $100 \text{ m}$  Länge. Für größere Strecken muß ein Zwischenantrieb eingefügt werden. Da jeder Zwischenantrieb nur das Stück bis zum nächsten Antrieb zu bewegen hat, kann



a aufgesetzte Segmente. b Rollen zur Mitnahme einer Endachse eines vierachsigen Förderelementes. c Treibarme.

Abb. 6. Antriebscheibe eines Seilkastenbandes.

eine beträchtliche Förderlänge (1 km) mit einer entsprechenden Zahl Zwischenantriebe ausgelegt werden. Die Antriebmotoren werden dann von einer Zentrale gleichzeitig ein- und ausgeschaltet.

R.—

Das Klappenwehr von Suresnes besteht nach einem Bericht in T. d. Travaux 1934, Nr. 1 (Januar) aus 34 Einzelklappen von je  $2129 \text{ mm}$  Breite und  $7000 \text{ mm}$  Länge und ist insgesamt  $72,38 \text{ m}$  breit. Es dient als Ersatz für ein veraltetes Schützenwehr und wurde von 1931 bis 1933 in offener Baugrube errichtet. Es ist nach System Pascaud gebaut, nachdem man mit einem gleichen Wehr in der Anlage von Vives Eaux ausgezeichnete Erfahrungen gemacht hatte. Die Sohle des neuen Wehrs (Abb. 1) liegt  $2 \text{ m}$  unter der des alten Wehrs. Die Gleitschienen für die Klappenstützen besitzen zwei Rasten, um zwei verschiedene Stauhöhen mit einem Stauunterschiede von  $650 \text{ mm}$  zu erzielen. Die Grundschwelle aus Eisenbeton besitzt Ansätze, auf die die Klappen abgelegt werden. Die Stütze jeder Klappe ist mittels eines senkrechten Zapfens an einem Querhaupt befestigt, das gelenkig am Klappenkörper angeordnet ist. Die Bedienung der Klappen geschieht durch einen Bedienungsarm von einer fahrbaren Bedienungs-bühne aus, die an einer mit Fahr-schienen versehenen Brücke aus zwei Gitterträgern hängt. Die Gitterträger der Fahrbrücke sind an den Enden an je einem Querträger befestigt, der auf zwei Eisenbetonsäulen ruht, deren Abstand so groß ist, daß die Bedienungs-bühne zwischen ihnen durchfahren kann. Die Bedienungs-bühne wiegt  $78 \text{ t}$  und enthält das Triebwerk, die Motoren sowie den Bedienungsstand. Der Bedienungsarm A ist ein Teil eines storchschnabelartigen Parallelhebelsystems, an dessen festem Drehpunkt O (Abb. 2) ein Hebelsystem nach Art einer Nürnberger Schere angreift. Am Punkte a der Nürnberger Schere greift ein Drahtseil N an, durch dessen Zug die Öffnungsbewegung (Klappensenkung) bewirkt wird, während das die Schließbewegung ausführende Drahtseil M am Bedie-

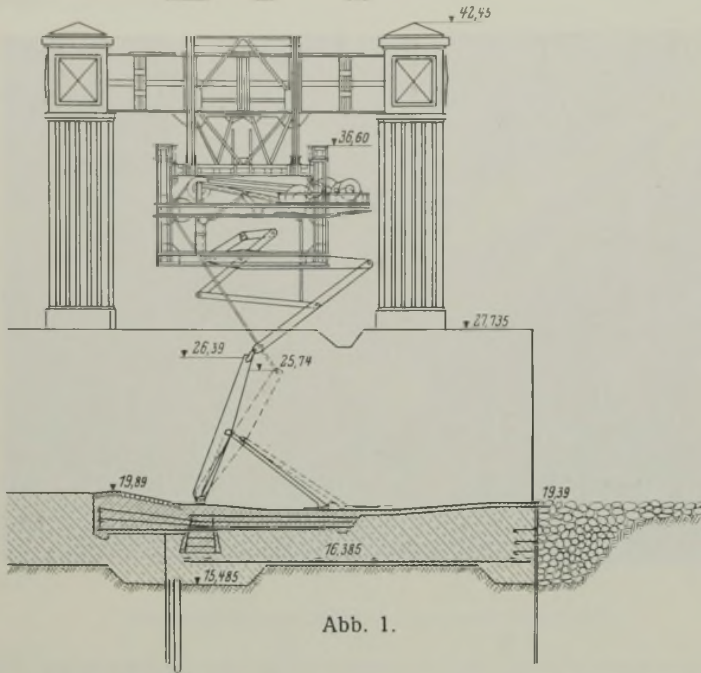


Abb. 1.

Der Bedienungsarm selbst angreift. Der Bedienungsarm muß dabei mit seinem freien Ende einen Kreisbogen um die Klappendrehachse *S* beschreiben. Um dies zu erreichen, greift neben dem Drahtseil *N* am Punkte *a* der Nürnberger Schere eine Querstange *b* an, die um einen Festpunkt *P* drehbar ist. Um bei der Auf- und Abwärtsbewegung im Leerlauf ein Auftreffen des Bedienungsarms auf die Klappen zu vermeiden, ist der Festpunkt *P* an einem drehbaren Hebelsystem angeordnet, das von einem Exzentertrieb aus hin- und herbewegt werden kann. Dabei wird der Festpunkt je nach Bedarf von *P* nach *P'* verschoben. Je nach der Stellung beschreibt dabei das freie Ende des Bedienungsarmes zwei gleichachsige Kreisbogen *C* und *C'* um die Klappendrehachse *S*. Die Verstellung der Klappen geschieht auf dem Kreisbogen *C*. Die Arbeitsgänge werden dem Bedienungsmann durch Lichtsignale angezeigt. Zum Antriebe des Bedienungsarmes dient ein 45-kW-Motor und zum Fahren der Bühne mit 18 m/min Geschwindigkeit ein 14-kW-Motor. Die Bedienungszeit für eine Klappe schwankt zwischen 5'9" und 6'33".

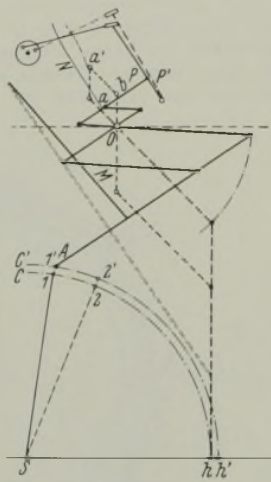


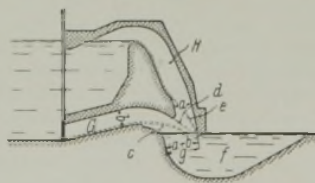
Abb. 2.

**Die Gebäudekonstruktionen des Kraftwerkes der Mikramag in Magdeburg.** Zu diesem in Bautechn. 1934, Heft 2, S. 21, erschienenen Aufsatz wird uns folgendes nachträglich mitgeteilt:

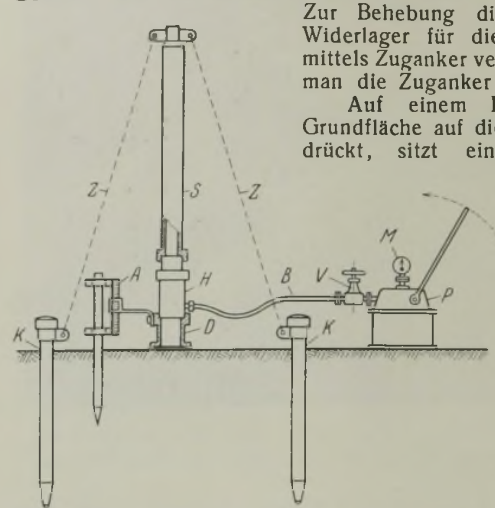
Die gesamten Stahlkonstruktionen wurden von der Fa. Nomag, Norddeutsche Maschinenfabrik, Duisburg-Hamborn, und der Fa. C. Jucho, Dortmund, geliefert. Die Montage wurde von der Nomag besorgt. Ferner hat die Fa. Carl Brandt, Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, Berlin, das Einlaufwerk der Wasserversorgung am Industriebecken hergestellt.

**Patentschau.**

**Stauanlage mit einem Grundablaß und darüberliegendem selbsttätigen Heber.** (Kl. 84 a, Nr. 556 156 vom 22. 8. 1929 von Dr.-Ing. Fritz Heyn in Aachen.) Um die Anlage auch bei Frost betriebsicher zu gestalten, mündet der in Mündungstrecke spitzwinklig zum Heber verlaufende Grundablaß oberhalb des Unterwasserspiegels aus, wobei die Ausmündung von der dem Unterwasser zugekehrten und in dieses eintauchenden Wand des Hebers überdeckt und die Hebermündung etwa um den Querschnitt des Grundablasses erweitert ist. Die Schubbahn des Grundablaßschlauches *G* ist so geführt, daß sowohl ein dünner Wasserstrahl *c* bei nur teilweise geöffnetem Grundschütz *G*, wie auch der volle Strahl *d* bei ganz geöffnetem Schütz auf den Wasserspiegel der unteren Haltung *F* auftrifft, und zwar in einer ähnlichen Richtung wie der Erregerstrahl *e* des Hebers *H* selbst, und daß er daher etwa die gleiche Wirkung hat wie dieser Erregerstrahl *e*. Gefriert der Oberwasserspiegel bei starkem Frost auch unter der Heberhaube bis zur Überlaufkronen, so kann der Heber zunächst nicht anspringen. Nun wird das Grundschütz etwas zugezogen und durch den Erregerstrahl *c* der Heber luftverdrängt, so daß durch den äußeren Luftdruck die Eisdecke über die Überlaufkronen gehoben und daher der Heber in Betrieb gesetzt wird.



**Bodenprüfvorrichtung.** (Kl. 42 k, Nr. 575 050 vom 18. 5. 1930 von Ing. Karl Fischer in Wien.) Die bekannten Vorrichtungen zur Feststellung des Tragvermögens von Bodengattungen benötigen entweder ein festes Widerlager oder müssen mittels Gewichte od. dgl. niedergedrückt werden, was wesentliche Transportkosten verursacht und bei unebenem Gelände und beschränkten Raumverhältnissen Schwierigkeiten macht.



Zur Behebung dieser Nachteile dient als Widerlager für die Druckwasserpresse eine mittels Zuganker verankerte Spannsäule, wobei man die Zuganker an Haftpflocken befestigt.

Auf einem Druckstempel *D*, dessen Grundfläche auf die zu prüfende Bodenstelle drückt, sitzt eine Druckwasserpresse *H*, der die Druckflüssigkeit durch einen biegsamen Schlauch *B* von einer Pumpe *P* zugeführt wird. An einem Manometer *M* wird der Pumpendruck abgelesen, der durch ein Ventil *V* beliebig einstellbar ist. Aus der Fläche des Preßkolbens und des Druckstempels, sowie aus dem Flüssigkeitsdruck läßt sich die Pressung auf den Boden berechnen. Die Einpressung des Druckstempels

wird an einer getrennt aufgestellten Vorrichtung *A* abgelesen. Als Widerlager für die Presse *H* dient eine Spannsäule *S*, deren oberes Ende durch nachspannbare Zuganker *Z* mit in den Boden getriebenen Haftpflocken *K* verbunden ist. Die Vorrichtung beansprucht nur wenig Platz, und zur Untersuchung einer benachbarten Bodenstelle ist nur nötig, einen Haftpflock herauszuziehen und ihn an anderer Stelle einzutreiben.

**Personalmeldungen.**

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Kollmann, Vorstand des Betriebsamts Halle (Saale) 1, als Dezernent zur RBD Essen, Reinhardt, Vorstand des Betriebsamts Essen 3, als Referent zur Hauptverwaltung in Berlin, Schnell, Dezernent der RBD Osten in Frankfurt (Oder), als Dezernent zur RBD Altona, Lemcke, Vorstand des Betriebsamts Meiningen, als Vorstand zum Betriebsamt Ludwigslust, Rukwied, Vorstand des Betriebsamts Ulm, als Leiter zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Halle (Saale), Zilcken, Dezernent der RBD Altona, als Leiter zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Hannover, Heyden, Dezernent der RBD Wuppertal, als Dezernent zur RBD Breslau, Hafen, Dezernent des RZA in München, als Leiter, und Waldmann, Vorstand des Betriebsamts Ingolstadt, als Dezernent zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Nürnberg; die Reichsbahnräte Nöldeke, bisher bei der RBD Münster (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Weimar, Scherer, bisher beim Betriebsamt Offenburg, als Vorstand zum Neubauamt Hamburg-Barmbeck, Trapp, bisher bei der RBD Stuttgart, als Vorstand zum Betriebsamt Neisse, Kretschmar, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Wittenberge 1, Steinfaß, bisher bei der RBD Schwerin, als Dezernent (auftragsweise) zur RBD Essen, Schütte, Vorstand des Betriebsamts Siegen, als Dezernent zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Wilhelm Lehmann, Vorstand des Betriebsamts Beuthen (Oberschles.), als Dezernent zur RBD Königsberg (Pr.), Elias, Vorstand des Betriebsamts Göttingen 2, als Vorstand zum Betriebsamt Köln, Molt, bisher beim Neubauamt Tuttingen, als Dezernent zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Halle (Saale), Allinger, bisher beim Neubauamt Heilbronn, als Dezernent zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Hannover, Mönch, bisher bei der RBD Essen als Vorstand zum Betriebsamt Siegen, Warlich, bisher beim Betriebsamt Duisburg 3, als Vorstand zum Betriebsamt Gießen 2 und Neußer, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Wesel.

Bestellt: zum Vizepräsidenten der RBD Dresden: Direktor bei der Reichsbahn Flachs in Dresden.

Überwiesen: Reichsbahnrat Stärk, Vorstand des Neubauamts Halle (Saale) 1, als Vorstand zum Betriebsamt Halle (Saale) 1.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Thiele, Vorstand des Betriebsamts Wittenberg.

**Preußen.** Der Regierungsbaurat (W.) Berg, zur Zeit beim Wasserbauamt in Kiel, ist der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin überwiesen worden.

**INHALT:** Zur Betriebseröffnung des Schiffshebewerks Niederflinow. — Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hilfer-Brücke. — Erdbensichere Kaimauern in Japan. — Systeme voneinander unabhängiger einhöfziger Stützstängengewölbe als Grundlage für die statische Berechnung von Staumauern. — Vermischtes: Neue Formen von Selbstförderern. — Klappenwehr von Suresnes. — Gebäudekonstruktionen des Kraftwerkes der Mikramag in Magdeburg. — Patentschau. — Personalmeldungen.