

# DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 26. Juni 1925

Heft 28

## Internationales Preisausschreiben für die Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam.

Alle Rechte vorbehalten.

Von ir. Ch. Driessen, Utrecht.

Das von der Stadtverwaltung in Rotterdam im Frühjahr 1924 erlassene Preisausschreiben bezweckte, in den Besitz von vorläufigen Entwürfen für eine neue Königinbrücke zu gelangen, die die nötigen Grundlagen liefern sollten für einen endgültigen Entwurf.

Die Maas bei Rotterdam teilt sich in der Stadt in zwei Arme, zwischen denen die Nordinsel liegt. Der nördliche Arm wird von

zwei festen Brücken überbrückt: an der Westseite von einer Eisenbahnbrücke, an der Ostseite von der Wilhelmsbrücke für den Straßenverkehr.

Über den südlichen Arm, Königshafen genannt, führen in der Verlängerung von beiden Brücken eine Eisenbahnbrücke, deren mittlerer Teil aus einer Drehbrücke besteht (die jetzt ersetzt wird durch eine Hubbrücke von etwa 50 m Stützweite mit eisernen Gittertürmen), und die Königinbrücke, die zwei Drehbrücken älterer Bauart hat. Im Lichtbilde, Abb. 1, sieht man von Süden nach Norden im Vordergrund links die

Königinbrücke; rechts eine feste Öffnung der Eisenbahnbrücke über den Königshafen und einen kleinen Teil der jetzt noch bestehenden Drehbrücke; im Hintergrunde die Wilhelmsbrücke und die andere Eisenbahnbrücke. Aus Abb. 1 ist der lebhafteste Straßenverkehr ersichtlich; eine neue Brücke, die dem Verkehr weniger Hindernisse in den Weg legt, ist durchaus erwünscht.

Wenn man beachtet, daß dem Programm gemäß verlangt wurden: ein Vorentwurf der ganzen Brückenkonstruktion mit wich-

tigen Einzelheiten und die zur Beurteilung des Aufbaues nötigen Zeichnungen, die statische Berechnung und die Gewichtsberechnung von Unter- und Überbau, die Berech-

nung der Bedienungseinrichtungen, eine Zeitberechnung für die Bewegung der Brücke, ein Arbeitsplan mit Zeitberechnung für die Ausführung, ein Kostenanschlag und eine Berechnung der Betriebskosten; wenn man ferner bedenkt, daß die Art des Preisausschreibens das Zusammenarbeiten von verschiedenen Technikern (für Unterbau, Überbau, Bewegungseinrichtungen und die Architektur) erforderte, dann darf man sich nicht wundern, daß verschiedene Entwürfe nicht alles (einige freilich auch viel mehr) gaben, was im Programm gewünscht war, und soll man die von vielen in so kurzer Zeit geleistete Arbeit hoch einschätzen.

Das Preisgericht, das seinen Bericht am 31. März 1925 der Stadtverwaltung übergab, bestand aus den Herren Dr. H. P. Berlage, Architekt im Haag, ir. P. Joosting, Oberingenieur und Vorstand der Brückenabteilung der Niederländischen Eisenbahnen, ir. N. C. Kist und ir. J. Nelemans, Professoren der Technischen Hochschule in Delft, und H. S. de Roodde, Stadtbaumeister in Rotterdam, als Vorsitzendem.

Eingesandt wurden 23 Entwürfe, von denen einer den Namen des Einsenders trug; somit sind 22 Entwürfe in Behandlung genommen worden. Bei drei von ihnen war für den beweglichen Teil der Brückenkonstruktion eine einfache oder doppelte Drehbrücke gewählt. Das Preisgericht hat gemeint, diese Lösung grundsätzlich nicht annehmen zu dürfen, da diese Art von beweglichen Brücken Schwierigkeiten ergibt, sowohl für den Schiffsverkehr (größere Wahrscheinlichkeit von Zusammenstößen; Brücke und Leitwerke brauchen viel Raum, der besser als Ufer-

platz angewendet werden kann) als auch für den Landverkehr (die Länge der Brücke ist groß; sie muß für jedes kleine Schiff ganz geöffnet werden; die Brücke braucht viel nützlichen Straßenraum).

Bei einer ersten Sichtung wurden zehn Entwürfe um verschiedener Ursache willen ausgeschieden. Von den 13 übrigen hatten drei die Lösung in einer Hubbrücke und zehn in einer Klappbrücke (neun mit doppelter Klappe und einer mit einer einzigen Klappe von etwa 50 m) gesucht.

Von den Entwürfen mit doppelter Klappe unterstützten bei sechs die Klappen einander in geschlossener Lage wie die Hauptträger einer Bogenbrücke mit drei Gelenken, aber

von diesen ist nur eine, bei der der Charakter einer beweglichen Brücke (was das Preisgericht als *conditio sine qua non* betrachtet) genügend betont wird. — Es gelangten schließlich drei Entwürfe zur engeren Auswahl. Diese Entwürfe hatten als Kennwort: „Brief?“, „Pentagramm in Kreis“ und „Op hoop van zegen“ (Hoffnung auf Segen).

Von dem ersten Entwurf (doppelte Klappbrücke) ist die maschinelle Ausrüstung gut; er hat aber konstruktive Mängel, und die Baukosten sind hoch.

Der zweite (Hubbrücke mit schweren Türmen aus Eisenbeton) gibt an und für sich architektonisch die harmonischste Lösung. Der



Abb. 1.

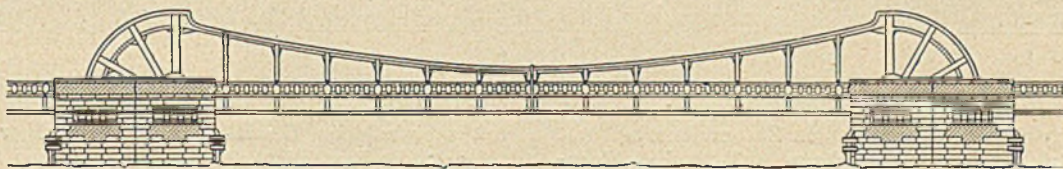


Abb. 2.

Entwurf müßte aber, falls er zur Ausführung kommen würde, äußerlich mehr in Einklang mit der Umgebung gebracht werden, und auch eine Änderung in der Anordnung der Bewegungseinrichtungen wird für nötig gehalten.

Der dritte Entwurf (doppelte Klappbrücke) ist bevorzugt worden; das Preisgericht sagt zur Begründung seiner Entscheidung: „Zwar besitzt dieser Entwurf keine Eigenschaften, die ihn architektonisch hoch bewerten lassen; auch sind sowohl hinsichtlich des Unterbaues als auch des Überbaues gewisse Anstände zu erheben, doch ist dieser Entwurf gut durchgearbeitet und entspricht, auch was die Ausführungsmöglichkeit betrifft, am besten den in dem Programm gestellten Bedingungen.“

Der mit 10000 holl. Gulden preisgekrönte Entwurf (Abb. 2) stammt von der A.-G. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, gemeinsam mit der Baufirma Grün & Bilfinger in Mannheim und dem Architekten ir. Albert H. van Rood im Haag.

Von den übrigen Entwürfen empfiehlt das Preisgericht den Ankauf 1. des Entwurfs mit dem Kennwort „Pentagramm in Kreis“ (Abb. 3, Einsender ir. J. Emmen, Zivilingenieur in Rotterdam) für 5000 holl. Gulden. Von diesem Entwurf sagt das Preisgericht, daß die Ausführungsmöglichkeit keinesfalls ausgeschlossen sei und daß diese

Lösung wahrscheinlich preisgekrönt worden wäre, wenn nicht die Frage hätte erhoben werden müssen, ob dieses Bauwerk an dieser Stelle architektonisch zulässig wäre; und 2. der Entwürfe mit dem Kennwort

„Brief?“ (Einsender die Nederlandsche Fabriek van Werktuigen en Spoorwegmaterieel „Werkspoor“ in Amsterdam in Zusammenarbeit mit dem Architekten W. M. Dudok in Hilversum und der Haarlemschen Machinefabriek

voorheen Gebr. Figeo in Haarlem) sowie mit dem Kennwort „Juliana“ (Einsender Gutehoffnungshütte in Oberhausen in Zusammenarbeit mit J. C. Goudriaan's Industrie en Export Maatschappij in Delft, Maschinenfabrik Schiess in Düsseldorf, A. G. H. Butzer, Beton- und Wasserbau

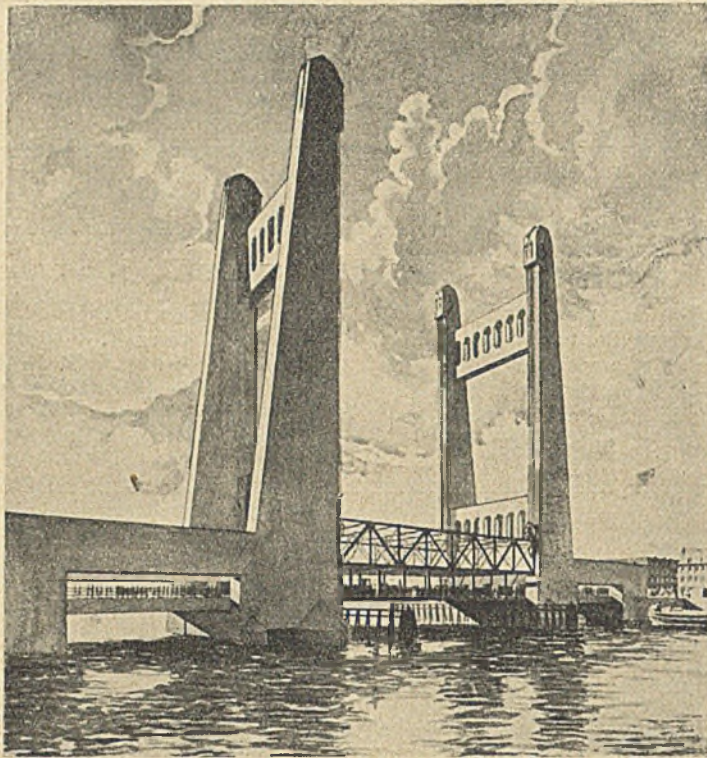


Abb. 3.

worte „Pentagramm in Kreis“ empfohlen wird, lassen vermuten, daß beide Entwürfe nur wenig verschieden voneinander bewertet worden sind.

Jedenfalls darf als feststehend angenommen werden, daß der

preisgekrönte Entwurf den Ansprüchen auf Schönheit nicht genügt. Würde, wenn einem der nicht vollständig bearbeiteten Entwürfe (gemeint ist der Entwurf mit dem Kennwort „Hors concours“, Abbild. 4) mehr Aufmerksamkeit geschenkt worden wäre, nicht eine mehr befriedigende Lösung gefunden werden, indem die konstruktiven Vorzüge des preisgekrönten Entwurfs mit den architektonischen des zuvor genannten Entwurfs vereinigt

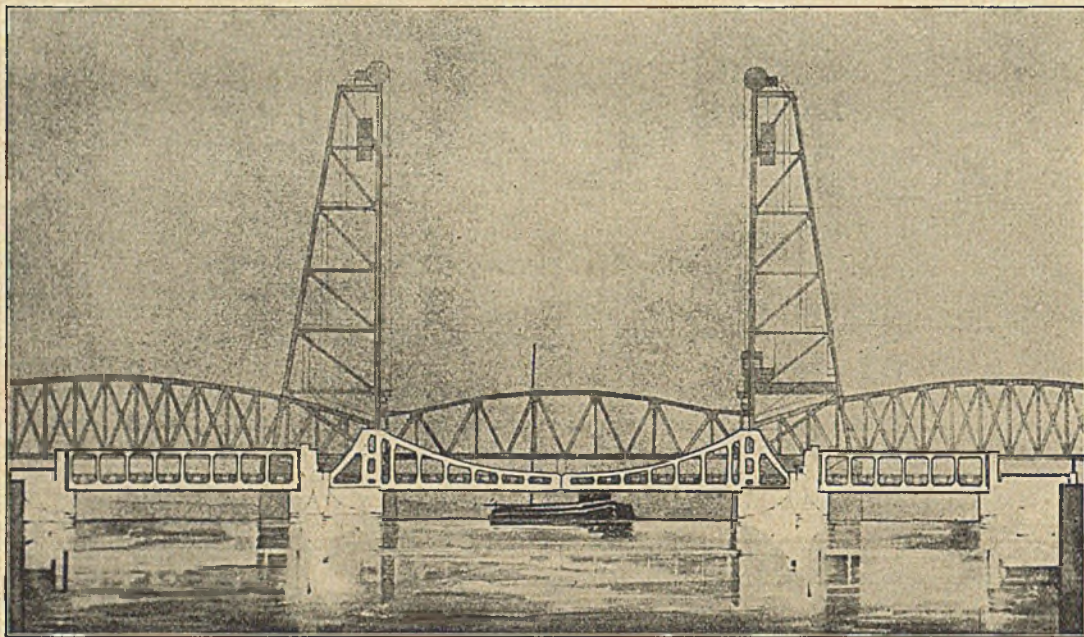


Abb. 4.

würden? Dieser Entwurf zeigt jedenfalls eine Brückenkonstruktion mit sehr ruhigen Umrißlinien (Brückenträger eine Art Vierendeelträger); die Beweglichkeit der Mittenöffnung tritt dort klar zutage, und die Pfeiler haben eine glückliche Form.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren.

Von Dr.-Ing. O. Walch.

Beim Bau von großen Talsperren besteht das allgemeine Bestreben, durch hohe Arbeitsleistungen die Bauzeit zu verkürzen und die Baukosten auf ein Mindestmaß zurückzuführen. Dieses Ziel kann erreicht werden durch richtige Wahl der Bauweisen und durch entsprechende Einrichtung der Baustelle mit Gerät, das die Erzielung derartig großer Leistungen gewährleistet.

Unter den Ausführungsarten, die eine schnelle Durchführung des Baues von Talsperren gestatten, steht die Gußbeton-Bauweise an erster Stelle; sie wird besonders gefördert, wenn zur Verminderung der Kosten an Bindemitteln und zur Hebung der Festigkeit gegen Scherbeanspruchungen große Steine von 0,5 bis 2 m<sup>3</sup> Größe eingelegt werden.

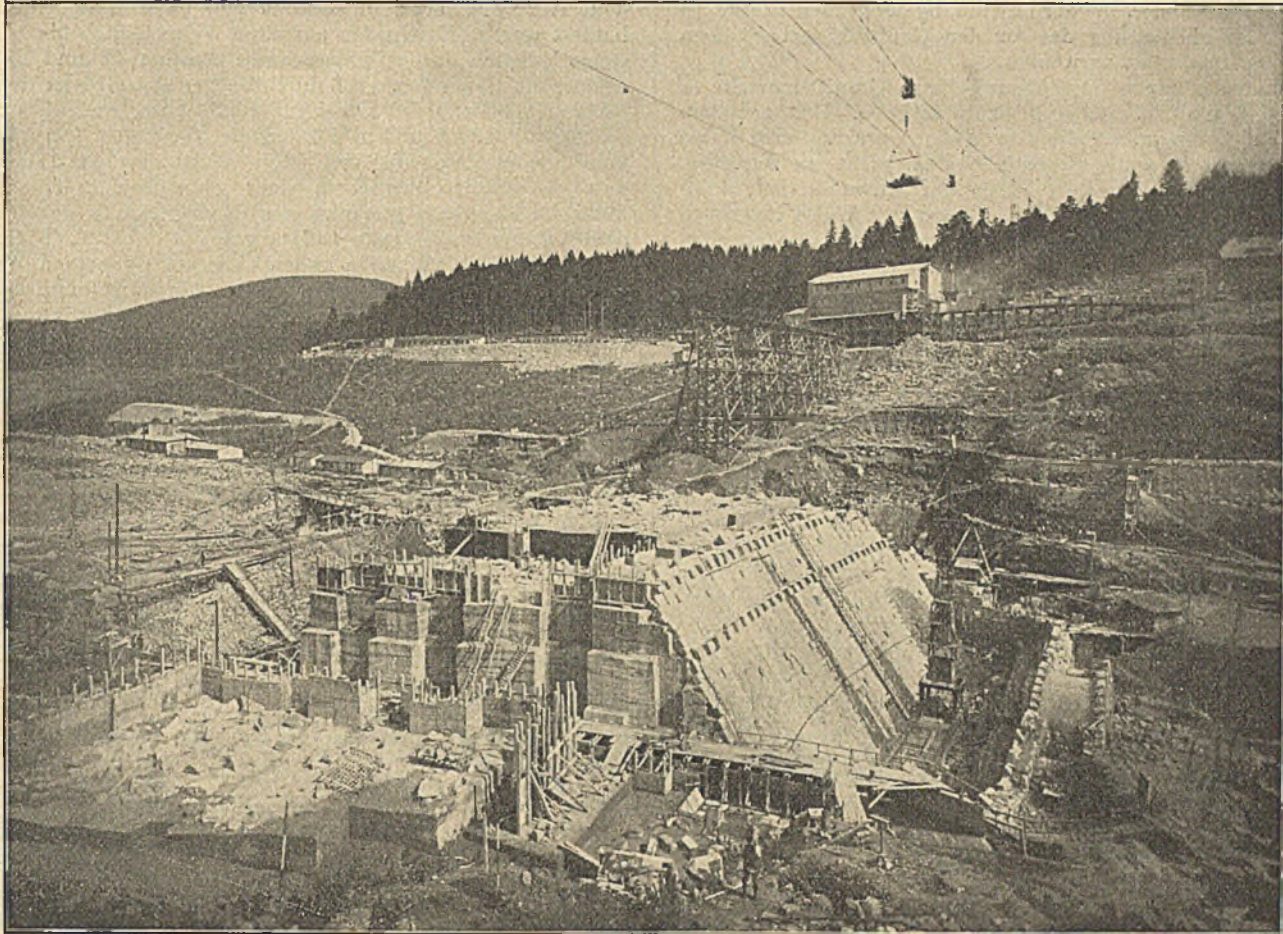


Abb. 1.

Grundlegend für die Anwendungsmöglichkeit der Gußbeton-Bauweise ist, sofern nicht entsprechend große Kiesgruben zur Verfügung stehen, das Vorhandensein eines ergiebigen Steinbruches; dieser kann bei Gußbeton-Bauweise besser als bei der Ausführung der Sperrmauer in Bruchsteinmauerwerk ausgenutzt werden, da hier der Abfall an kleinen Steinen zu Schotter und Sand Verwendung findet.

Die Gewinnung der für den Gußbeton erforderlichen Baustoffe bedingt naturgemäß einen entsprechenden Aufwand an Sprengmitteln. Hier hat nun die Verwendung der flüssigen Luft „Sprengluft“ an Stelle handfertiger Sprengstoffe einen großen technischen Fortschritt und wirtschaftliche Vorteile gebracht, wie weiter unten ausgeführt werden soll.

Die Siemens-Bauunion hat dieses Verfahren in großem Umfange im Steinbruch beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre für den II. Ausbau des Murgwerkes angewendet<sup>1)</sup>.

Die Schwarzenbach-Talsperre hat 290 000 m<sup>3</sup> Mauerinhalt bei 380 m Kronenlänge und 67 m größter Mauerhöhe. Der Steinbruch lag etwa 1400 m von der Sperrstelle entfernt und war durch eine Bahn von 90 cm Spurweite mit der Sperre verbunden. Im Steinbruch fanden zahlreiche Großgeräte zur Gewinnung und zum Verladen der Steine Verwendung, und zwar ein 4-m<sup>3</sup>-Löffelbagger, zwei 2-m<sup>3</sup>-Löffelbagger, außerdem Dampfrehkrane und Greifbagger.

<sup>1)</sup> V.D.I., Bd. 68, Nr. 46, S. 1195; Nr. 28, S. 737; „Der Bauingenieur“ 1924, Heft 12. Vergl. ferner „Die Bautechnik“ 1925, Heft 11, S. 123.

Das Sprengen des Gesteins geschah fast ausschließlich nach dem Sprengluftverfahren mit flüssiger Luft, die in zwei Sprengluftanlagen von 25 kg Leistung hergestellt wurde. Der Steinbruch besteht aus zwei getrennten Anlagen in verschiedener Höhe, deren obere, die weitaus größere, in mehreren Stufen abgebaut wurde. Abb. 1 zeigt die Mauer während des Baues.

Es sei hier noch erwähnt, daß die Sprengluft außer im Steinbruch auch beim Aushub für die Sperrmauer sowie zum Ausbau der schon erwähnten Verbindungsbahn vom Steinbruch zur Sperre, der zu einem großen Teil aus nicht tragfähigem Fels bestand, Verwendung gefunden hat. In allen Fällen machten sich die Vorzüge der Sprengluft vorteilhaft bemerkbar. Insbesondere fiel ins Gewicht, daß keine großen Sprengstoffmagazine notwendig waren.

Bei großen Anlagen, wie im vorliegenden Falle, wo es sich um die Bewältigung von vielen Tausenden m<sup>3</sup> Gesteins handelt, dürfte daher stets zu prüfen sein, ob sich nicht durch die Verwendung von „Sprengluft“ Ersparnisse erzielen lassen, sofern eine Stromquelle, die nicht allzu teuer ist, zur Verfügung steht. Wird die Stromquelle, was bei einem mit Wasser betriebenen Kraftwerk öfters der Fall sein dürfte, in der Nacht nicht ausgenutzt, so kann die Sprengluftherzeugung in die Nachtschicht verlegt und auf diese Weise ein Energie-Akkumulator eingeschaltet werden, der den Nachtstrom während des Tages als Sprengstoff wirtschaftlich ausnutzen läßt.

Die Sprengluft wurde beim zweiten Ausbau des Murgwerkes, beim



Abb. 2.

Aushub für die Sperrmauer, bei der Gewinnung der großen Blöcke 0,5 bis 2 m<sup>3</sup> und zur Zerkleinerung des für den Gußbeton notwendigen Schotter- und Sandmaterials verwendet.

Beim Aushub des nicht tragfähigen Felsens (Granit) handelte es sich in der Regel um Bohrlöcher bis zu 3 m Tiefe. Erst nachdem man glaubte, auf kompakten Felsen zu stoßen, brachte man kurze Löcher ein, um das darunter liegende Gestein nicht zu zerreißen. Die Gründung der Sperrmauer geschah auf einwandfreien, klingenden Felsen. Die Schüsse wurden in bekannter Weise in großen Serien, 60 bis 120 Schuß mit Zündschnur (Sprengluftzündschnur) gezündet.

Die Gewinnung großer Blöcke aus den beiden Steinbrüchen geschah durch gleichzeitiges Abtun (elektrische Momentzündung) von vier bis sechs etwa 4 m tiefen Bohrlöchern, die je mit sechs bis zehn Sprengluftpatronen 40 bis 46 mm Durchm. geladen, bei einer Vorgabe von 3 m die ganze Wand abwarfen. Die anfallenden größten Blöcke bis 2 m<sup>3</sup> wurden für den Abtransport durch den Bagger unberührt gelassen; die kleineren Stücke, die für die Schotter- und Sandgewinnung bestimmt waren, wurden durch Auflegeschüsse zerschottert. Gerade diese Arbeitsweise ergab den Vorteil einer sehr beschleunigten Gewinnung und damit eine wesentliche Verkürzung der Bauzeit. Es wurde nämlich bald erkannt, daß es beim Sprengluftverfahren infolge der hohen Brisanz der Patronen unnötig war, die einzelnen Blöcke vor dem Sprengen anzubohren. Hierdurch wurde die Bohrzeit gespart, und es war möglich, sofort nach dem Abwerfen der Gesteinswand die anfallenden kleineren Blöcke zu zerschottern, so daß die Bagger fast

Alle Rechte vorbehalten.

## Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren.

Bei einem Vergleich der amtlichen italienischen Talsperren-Bestimmungen vom 2. April 1921 mit den erst 2 1/2 Jahre später zustande gekommenen französischen<sup>1)</sup> überrascht der grundsätzliche und ausgesprochene Unterschied der beiden in bezug auf die Bewertung des bisher vorliegenden wissenschaftlichen Forschungs- und praktischen Erfahrungsmaterials:

Der in Frankreich mit den erforderlichen Erhebungen und Beratungen betraute Generalrat der Abteilung für Brücken- und Straßenbau des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten

„hält<sup>2)</sup> die gegenwärtigen Erfahrungen nicht für genügend, um sich vorerst mit einem anderen System als dem der in Beton oder Mauerwerk ausgeführten Schwergewichtmauer zu beschäftigen, und zwar vermag er auch hierbei seine endgültige Ansicht über Schwergewichtmauern in Bogenform erst in einiger Zeit festzulegen. Ohne deren Vorzüge zu verkennen, erscheint ihm der entsprechende Fragenkomplex noch nicht restlos geklärt . . .“

Demgegenüber beginnt gleich der erste — Form und statische Berechnung von Schwergewichtmauern behandelnde — Abschnitt der italienischen Vorschriften wie folgt:

„Die Sperrmauer kann im Grundriß Bogenform aufweisen, und zwar immer, wo dies möglich und zugänglich ist,“

und der zweite Abschnitt ist diesen Gewölbemauern besonders gewidmet. Ebenso werden in besonderen Abschnitten behandelt die aufgelösten Talsperren mit Absperrwänden in Gewölbe- oder Plattenform, die Talsperren in Erdschüttung und Trockenmauerwerk, denen gegenüber man sich in Frankreich zurzeit noch durchaus ablehnend oder mindestens abwartend verhält.

Dank seiner geographischen Verhältnisse und der Notwendigkeit, der Armut des Landes an Kohle durch planmäßigen und großzügigen Ausbau seiner Wasserkraft zu begegnen, verfügt Italien — wenn die Mehrzahl seiner Staumauerbauten sich in Maßen und Abmessungen auch vielleicht nicht mit amerikanischen Bauten messen kann — heute zweifellos über die größten europäischen Erfahrungen im Bau von Talsperren jeder Art<sup>3)</sup>; die in den vorliegenden Bestimmungen ausgesprochenen Grundsätze und Ausführungsvorschriften sind in den vier Jahren ihres Bekanntseins denn auch Allgemeinut aller Fachleute geworden, so daß ein ausführliches Eingehen auf ihre Einzelheiten an dieser Stelle sich erübrigt.

Nicht minder wie die französischen Bestimmungen betonen auch die italienischen die Wichtigkeit einer sorgfältigen Vermeidung des Auftriebes; die sich hierauf beziehenden Sätze sind auch in den Bericht der vorerwähnten französischen Sachverständigenkommission aufgenommen worden und in der „Bautechnik“ 1924, Heft 36, S. 390 unten u. f. (vergl. Fußnote 1) ausführlich wiedergegeben.

Nach den Vorschriften für Sperren in aufgelöster Bauweise sollen diese in der Regel geradlinig angeordnet werden; in Ausnahmefällen

ohne Aufenthalt arbeiten konnten und nicht durch Steinblöcke gehindert waren. Es wurden auf diese Weise täglich bis zu 700 m<sup>3</sup> Gesteins lediglich durch Sprengschüsse zerschottert und bis zu 200 m<sup>3</sup> Einlagstein 1,5 bis 2 m<sup>3</sup> groß durch Bagger abgefördert; der Sauerstoffverbrauch belief sich hierbei für Plattschüsse auf 1,5 kg, für Bohrschüsse auf 0,3 kg für 1 m<sup>3</sup> Förderstein. Gegenüber festen Sprengstoffen konnte eine Ersparnis von 50% erzielt werden. Die Sprengluftpatronen wurden hierbei in einer gemeinsamen Tränkstation mit flüssigem Sauerstoff getränkt, aus der Flüssigkeit gehoben und nach dem Tränken in doppelte Hülsen gesteckt (Abb. 2). Diese haben den Zweck, die abdampfenden kalten Gase auf doppeltem Wege um die Oberfläche der Sprengluftpatronen zu führen, wodurch deren Lebensdauer um das dreifache verlängert wird. Die mit zwei Hülsen versehenen Patronen lassen sich gut handhaben und werden in besonderen „Patronentragegefäßen“ den Arbeitern ausgehändigt. Der Transport geschieht daher nicht, wie früher üblich, in mit flüssigem Sauerstoff gefüllten Behältern, sondern in Behältern, die keine Flüssigkeit, sondern nur die getränkten, also sprengfertigen Patronen enthalten. Dieses Verfahren, das auf dieser Baustelle besonders organisiert und muster-gültig durchgebildet wurde, hat nicht unwesentlich zu der hohen Wirtschaftlichkeit und technischen Vervollkommnung des Verfahrens beigetragen.

Der Wert des Verfahrens für die beschriebene Baustelle kommt am besten dadurch zum Ausdruck, daß nach Jahresfrist eine zweite Sprengluftanlage auf der Baustelle aufgestellt wurde, und somit dem Steinbruch monatlich 27 000 kg Sprengluft zur Verfügung standen.

darf auch eine bogenförmige Grundrißanordnung gewählt werden, jedoch nur mit großem Krümmungshalbmesser. Grundbedingung für die Wahl der genannten Bauweise ist die vollkommene und gleichförmige Festigkeit und dichte Geschlossenheit des Felsuntergrundes der Pfeiler; für die wasserseitige Wand zwischen den Pfeilern empfiehlt sich eine Neigung von 50 bis 55° gegen die Wagerechte.

In der Regel und stets bei Höhen von über 20 m sind die Pfeiler gegenseitig zu versteifen. Ist die Sperrmauer eben und dann also aus Eisenbeton, wird sie nach den dafür geltenden Vorschriften berechnet; ist sie zwischen den Pfeilern gewölbt, dann ist sie — bewehrt oder nicht — in einzelnen Lamellenringen senkrecht zur Wandneigung, und zwar nach der Theorie des eingespannten elastischen Bogens, zu berechnen unter Berücksichtigung des Eigengewichts und unter Zugrundelegung einer Temperaturänderung von 10° für die Gesamtkonstruktion und von 5° zwischen der Wasser- und der Talseite der Wand. Der notwendige Zusammenhang und eine bessere Druckübertragung zwischen Gewölbewiderlagern und Pfeiler ist durch eine entsprechende Bewehrung zu sichern.

Bei Überfallsperren soll der Querschnitt außer den sonstigen Erfordernissen auch der Bedingung genügen, daß entweder das überströmende Wasser ganz von der Sperre abgelöst wird und nicht zwischen den Pfeilern abstürzt, oder daß eine Wand vorgesehen wird, die sich auf der Talseite gegen die Pfeiler stützt. Ein entsprechender Luftzutritt zu den Kammern zwischen den Pfeilern muß stets gesichert, jede Möglichkeit von Zerstörungen an der Pfeilergründung unbedingt ausgeschlossen sein.

Bei der Bauausführung wird es als besonders ratsam bezeichnet, daß der Anschluß von Gewölbereihensperren an die seitlichen Berghänge mit besonderer Sorgfalt durchgeführt wird, indem man für die Widerlager dort besonders dichtes Mauerwerk wählt, für ihr gutes Einbinden in den Felsen Sorge trägt und vor allem die Widerlager der äußersten Gewölbe sichert.

Der den Gewölbesperren gewidmete Abschnitt der italienischen Vorschriften läßt ohne weiteres erkennen, daß man sich dort schon vor der Katastrophe von Gleno über die Voraussetzungen für die sachgemäße Ausführung solcher Bauwerke völlig im klaren war und daß die Gutachter der italienischen Regierung durchaus berechtigt waren zu ihrer Ansicht, wonach der Einsturz der genannten Staumauer nichts gegen die Theorie und die Eignung der aufgelösten Bauweise ergibt und ohne Rest einer unverständlich fahrlässigen Ausführung zur Last fällt.

Recht eingehend sind schließlich die Talsperren in Erdschüttung und in Trockenmauerwerk behandelt, doch bringen an sich die betreffenden Vorschriften dem Talsperrenbauer kaum viel Neues; für die ersteren wird eine Zwischenzeit von sechs Monaten zwischen Beendigung der Staumauer und Füllung des Beckens gefordert, bei den letzteren sind besonders die Bestimmungen für einen geordneten Verband der Schichten und einzelnen Blöcke dieses Mauertyps bemerkenswert, der (vergl. den in Fußnote 3 genannten Aufsatz in Heft 3 und 8 der „Bautechnik“) in Italien besondere Vollkommenheit erreicht hat. F. Falschlunger-München u. A. Kittel-Berlin.

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 35 u. 36.

<sup>2)</sup> In seinem Bericht vom 21. Juni 1923. D. Verf.

<sup>3)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 29 und 1925, Heft 3 und 8.

## Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Friedrich Fölsing, Frankfurt (Oder).

(Fortsetzung aus Heft 25.)

Bei Durchführung von Belastungsfall 5 begannen bei einem Gesamtpressendruck von rd. 400 t die Druckdiagonalen in den Feldern III und VIII des einen Hauptträgers am Auflager merklich nach der Seite auszuweichen und mit dem Fortschreiten der Belastung schließlich S-förmige Gestalt anzunehmen (Abb. 11 u. 12). Der Bruch eines Hauptträgers fand ungefähr in der Mitte statt durch Überbeanspruchung des Untergurtes bei einem Pressendruck von rd. 490 t (Abb. 13). An dem anderen Hauptträger konnten an gleicher Stelle den Bruch einleitende Formänderungen festgestellt werden. Ein Abplatzen von Nieten an Konstruktionsgliedern trat nicht ein, was auf ein vorzügliches Nietmaterial schließen ließ.

Zu den vorgenommenen Messungen ist allgemein zu bemerken, daß trotz aller Vorkehrungen, zu genauen Werten zu gelangen, ihnen natürlich keine Laboriumgenauigkeit zugemutet werden darf. Den Messungen müssen selbstverständlich die Ungenauigkeiten und Unregelmäßigkeiten, besonders bei kleineren Formänderungen, anhaften, die auf die Unvollkommenheiten unserer üblichen, einer Benutzung im Freien angepaßten Brückenmeßgeräte zurückzuführen sind. Ungünstig wirkte ferner der Umstand, daß die Meßlängen bei den Diagonalen sehr kurz genommen werden mußten. Außerdem können etwa vorhandene Verbiegungen der Stäbe die Messungen so beeinflussen haben, daß sie keinen Maßstab für die mittlere Stabspannung abgeben. Ferner muß noch darauf hingewiesen werden, daß die Meßapparate nur die Dehnungen einer Faser des Stabes (etwa in der Mitte) erfassen konnten. Trotz der Fehler, die aus den angeführten Gründen den Messungen anhaften können, werden, da es sich um die Ermittlung der tatsächlichen und rechnerisch nicht leicht erfassbaren Spannungen durch den Versuch handeln soll, die Meßergebnisse ohne jede Änderung gebracht. Auf diese Weise wird vermieden, daß Messungen, die vielleicht auf ein nicht ohne weiteres klar ersichtliches Kräftespiel zurückgeführt werden können, fälschlich als Fehlmessungen bewertet werden.

Die ausgeführten Messungen an den Stäben ergaben die in Tabelle 2 in  $\% \text{ mal } 10^{-4}$  eingetragene Dehnungen. Sofern mehrere gleiche Belastungsfälle vorlagen, wurden in der Tabelle die mittleren und, sofern nach dem Aufbringen der Last eine unmittelbare Entlastung vorgenommen wurde, auch die federnden Dehnungen angegeben. Beide Werte weichen besonders bei den Diagonalen und bei größerer Belastung erheblich voneinander ab. Den federnden Dehnungen dürfte in den Fällen, in denen die Streckgrenze überschritten wird, eine größere Genauigkeit zukommen.

Auffällig ist, daß infolge der negativen Dehnungsrückstände bei fast allen Diagonalzugstäben die federnden Dehnungen größer als die auf die Ausgangsstellen bezogenen sind. Diese Ausschläge der Apparate über die Nullstellung hinaus nach der negativen Seite (Belastung Nr. 3, 6 u. 10) bei der Entlastung des Überbaues lassen sich nicht als etwaige Überschwängung infolge zu schneller Entlastung deuten, da der Untergurt und die Druckdiagonalen gerade entgegengesetztes Verhalten zeigen. Eine Erklärung dürfte vielleicht darin zu suchen sein, daß die Zugkräfte sich nicht gleichmäßig, sondern etwa, wie in der Abb. 14 übertrieben gezeichnet, über den Querschnitt verteilen. Die in der Mitte des Stabes angebrachten Apparate würden dementsprechend etwas zu geringe Werte angeben haben. Nach der Entlastung werden bei bleibender Formänderung die Querschnitts-

teile die gestrichelte Lage einnehmen, so daß in der Stabmitte (= Meßlinie) ein negativer Dehnungsrückstand verbleibt. Bei den Druckstäben müßte nach ähnlicher Überlegung die umgekehrte Erscheinung auftreten, daß die mittleren Stabfasern größere Formänderungen als die äußeren zeigen und bei Entlastung eine Formänderung im gleichen Sinne zurückbleibt. Außerdem muß noch auf einen anderen Umstand

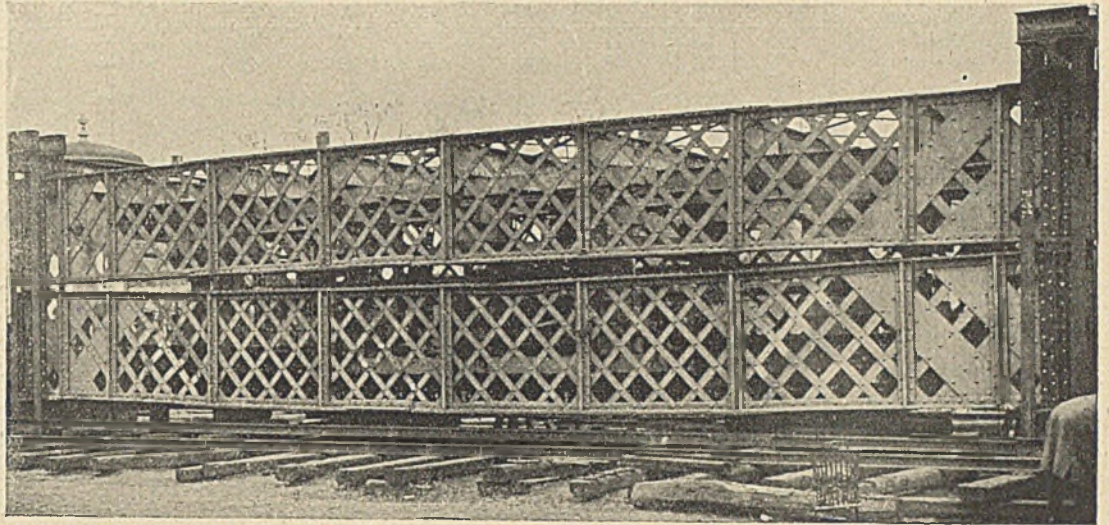


Abb. 11. Versuch II. Überbau kurz vor dem Bruch (Ausbiegung der Diagonalen in den Endfeldern).

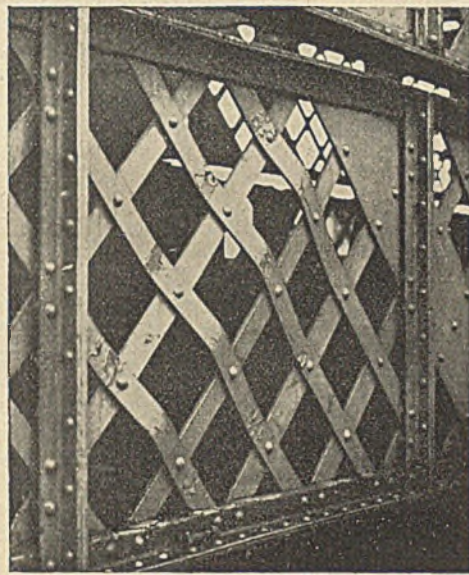


Abb. 12. Versuch II. Verbiegung der Diagonalen im Felde VIII.

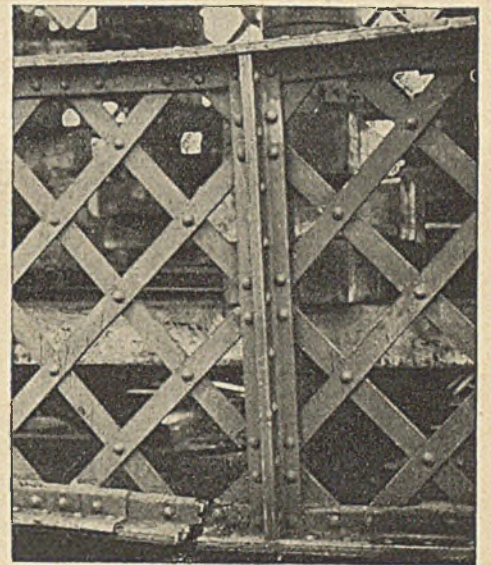


Abb. 13. Versuch II.

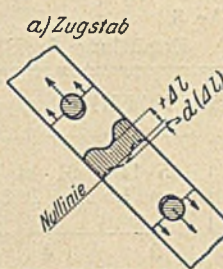


Abb. 14.

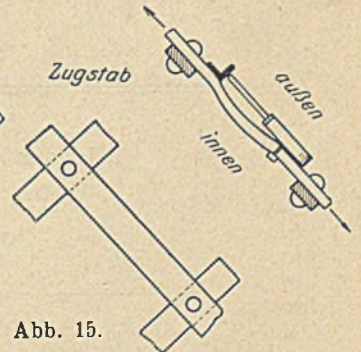
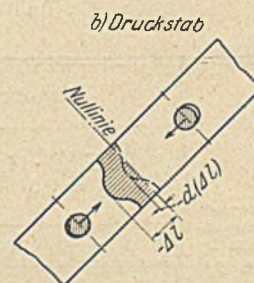


Abb. 15.

hingewiesen werden. Da die Zugdiagonalen sowohl an die Gurtungen als auch an die Druckstäbe exzentrisch angeschlossen waren, können wegen der dort auftretenden Momente die Zugstäbe nach der Innenseite des Überbaues nachgegeben haben. Diejenigen Apparate, die aus praktischen Gründen an der Außenseite angebracht worden waren, zeigten daher die kleinere, an der Außenseite gelegene Dehnung aus

Tabelle 2.

Versuch II.

Belastungs-Nr.	Belastung		Dehnungen der Stäbe in % mal 10 <sup>4</sup>										Bemerkungen
			Diagonalstäbe Feld III				Diagonalstäbe Feld V				Untergurtstab Feld VI		
	mit	Gesamt-presse-druck	1	2	3	4	5	6	7	8	13	14	
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2	P <sub>10</sub>	111	78	68	34	- 84	39	35	13	- 48	231	253	
3	0	0	0	21	- 4	- 22	17	- 9	4	- 9	35	4	
4	P <sub>10</sub>	111	73	85	38	- 84	34	31	13	- 44	248	259	
	Mittel federnd		76	77	36	- 84	37	33	13	- 46	240	256	
			76	56	40	- 62	20	42	9	- 37	205	252	
5	φ P <sub>10</sub>	178	125	140	81	- 110	60	61	13	- 93	401	430	
6	0	0	- 30	4	- 9	- 26	9	- 9	0	- 9	76	18	
7	φ P <sub>10</sub>	178	129	136	64	- 110	60	66	13	- 88	430	448	
	Mittel federnd		127	138	73	- 110	60	64	13	- 91	416	439	
			157	134	82	- 84	51	73	13	- 82	340	421	
8	N	183	134	144	64	- 115	56	61	13	- 84	459	475	
9	φ N	295	194	140	103	- 97	56	105	- 4	- 128	{ [984] [1115]	{ [917] [988]	Dehnung schreitet fort Ableseung kurz vor Entlastung
10	0	0	- 125	- 153	- 51	- 9	- 13	18	- 31	0	586	243	
	federnd		319	293	154	- 88	69	87	27	- 128	529	745	
10	0	0	- 125	- 153	- 51	- 9	- 13	18	- 31	0	586	243	
11	gleichmäßig verteilte Last	209	39	0	21	- 88	39	88	- 18	- 84	952	739	
12		280	112	17	60	- 79	56	114	- 9	- 128	1108	917	
13		350	177	89	98	- 22	73	162	13	- 172	1700	1300	
14		419	198	-	-	-	26	108	211	0	- 106	4300	-
(14)						- 485	nach einiger Zeit						

Biegung und Achsenkraft an (Abb. 15). Nach der Entlastung wurde, sofern eine Verbiegung eintrat, eine geringere Länge als zuvor gemessen. Für die Druckstäbe läßt sich nicht ohne weiteres die gleiche Betrachtung anstellen, da für diese Stäbe die Ausknickung eine entsprechende Rolle spielt und eine Ausbiegung nach der einen oder anderen Seite in Frage kommen kann. Tatsächlich scheint ein Vergleich der Meßergebnisse in den Spalten 5 u. 8 (bezw. 1 u. 4, 5 u. 8 bei dem anschließend zu besprechenden Versuch III) diese Erklärung zu bestätigen. Die Dehnungen der Stäbe 8 (Versuch II) und 4 u. 8 (Versuch III) sind nämlich ohne statisch ersichtlichen Grund — absolut genommen — größer als die der spiegelbildlich dazu gelegenen Stäbe 1 u. 5.

Die Spannungen, die zu den Dehnungen gehören, ergeben sich mittels der Beziehung  $\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E}$  zu

$$\sigma = \frac{\Delta l \cdot 1\,960\,800 \cdot 10^{-4}}{100} \approx 1,96 \Delta l.$$

Um die Spannungen (in kg/cm<sup>2</sup>) zu erhalten, sind also die Dehnungswerte nur mit 1,96 zu multiplizieren (Tabelle 3).

Um die Gesamtspannungen zu erhalten, müßten natürlich zu den gemessenen Spannungen noch diejenigen infolge Eigengewichts eines Überbaues (einschließlich Preßtopf [ohne Stempel] und Unterklotzung) hinzugerechnet werden. Das gesamte Eigengewicht würde dabei zu rund (24 + 5 + 6) = 35 t anzunehmen sein. Im allgemeinen wird bei den nachfolgenden Spannungsvergleichen von einer Berücksichtigung des Eigengewichtes abgesehen.

Die sämtlichen beobachteten Diagonalstäbe im Felde III zeigen relativ zu den aufgebrachtten Lasten sehr geringe Spannkraften. Es liegt die Vermutung nahe, daß die Messungen an den Wandstäben infolge bereits vorhandener Verbiegungen kein richtiges Bild von den Achsenspannungen gaben. Hinzu kommt noch, daß infolge der Verbindung der Gitterstäbe Zwangs- und Biegungsspannungen auftreten mußten, die unter Umständen beträchtlich gewesen sein und eine Verminderung der Achsenspannungen bewirkt haben können. Zudem mag die breite Diagonale 145 · 14, die die linke obere Ecke des Feldes ausfüllt und an die die Zugdiagonalen (1 — 2) und 3 angeschlossen sind, einen nicht unbeträchtlichen Einfluß auf die Spannungen ausgeübt haben. Mit Rücksicht darauf, daß die gemessenen Beanspruchungen aus diesem oder jenem Grunde von den rechnermäßigen (Tabelle 10 u. 11) erheblich abwichen, sei im folgenden nur ein Vergleich zwischen den Stabspannungen unter sich gezogen.

Die einem durchgehenden Stabe angehörigen Spannungen 1 u. 2 weisen wenigstens bis Belastungsfall Nr. 8 (N) zwar nicht gleiche, aber nicht wesentlich voneinander abweichende Werte auf. Ein der Belastung bzw. der Querkraft entsprechendes proportionales Anwachsen der Spannungen trifft bei Stab 1 gut, bei 2 innerhalb gewisser Grenzen zu. Im Stabe 3 treten wesentlich geringere Kräfte als in den Nachbarstäben auf. Dieser Umstand kann nicht allein auf den etwas größeren Stabquerschnitt zurückgeführt werden, sondern dürfte darin seine Ursache haben, daß die Diagonale den Pfosten schneidet und dadurch an der Übertragung der Querträgerlast teilnimmt. Da letztere im Stab 3 Nebendruckspannungen erzeugt, muß

Tabelle 3.

Versuch II.

Ermittlung der Stabspannungen.

Belastung		Diagonalstäbe Feld III				Diagonalstäbe Feld V				Untergurtstab Feld VI	
		Fl.-E. 91 · 14 F <sub>n</sub> = 9,5	105 · 14 F <sub>n</sub> = 11,5	91 · 14 F = 12,8		Fl.-E. 80 · 14 F <sub>n</sub> = 8,0		80 · 14 F = 11,2		$\frac{\Delta l}{l} = \frac{2 \cdot 102 \cdot 102 \cdot 15}{2 \cdot \text{Fl.-E. } 236 \cdot 11}$ F <sub>n</sub> = 91,7	
mit	Gesamt-presse-druck	1	2	3	4	5	6	7	8	13	14
P <sub>10</sub>	111 t	149	151	71	- 165	73	65	26	- 90	471	500
φ P <sub>10</sub>	178 t	249	270	143	- 216	118	126	26	- 178	817	860
N	183 t	263	283	126	- 226	110	120	26	- 165	900	930
φ N	295 t	381	275	202	- 190	110	206	- 8	- 251	(1038)	(1460)
		(625)	(575)	(302)	(- 173)	(135)	(171)	(53)	(- 251)		
	209 t	322	300	142	- 155	102	138	26	- 165	719	973
gleichmäßig verteilte Last	280 t	465	334	218	- 137	135	188	43	- 251	1025	1320
	350 t	593	475	293	- 26	168	283	86	- 337	(2180)	(2075)
	419 t	633	-	-	+ 69	237	380	61	- 207	-	-

notwendigerweise die vom Hauptsystem herrührende Zugspannung eine Verminderung erfahren.

Sofern nach der oben erwähnten Vermutung schon vorher Verbiegungen der Wandglieder im Felde III vorlagen, mußten sich diese vor allem bei den Druckstäben bemerkbar machen. Der Stab 4 zeigte auch von einer zwischen  $N$  und  $\varphi \cdot N$  gelegenen Belastung ab keinen Zuwachs an Druckspannungen, sondern eine Abnahme, was trotz der geringen gemessenen Spannung auf ein bereits eintretendes Ausknicken des Stabes wohl infolge exzentrischen Kraftangriffs schließen ließ. Bei Durchführung des Belastungsfalles 5, gleichmäßig verteilte Last, schritt die Formänderung weiter fort und wurde bei ungefähr 350 t Gesamtlast auch dem Auge sichtbar. Während an dem anderen Hauptträger, an dem schließlich der Bruch im Untergurt eintrat, keine erkennbaren Ausbauchungen stattfanden, traten gerade im Meßfelde III die Zerstörungserscheinungen zuerst und am stärksten auf (Abb. 11).

Die Beobachtungen an den Diagonalstäben des Feldes V decken sich im allgemeinen mit denen des Feldes III. Die Spannungen in den Stäben 5 u. 6 sind bis Belastung Nr. 8 ( $N$ ) angenähert gleich und zeigen erst von da ab größere Abweichungen. Stab 7 (s. Tabelle 3) weist gegenüber den Nachbarstäben besonders niedrige Spannungen auf. Obwohl das für Stab 3 Gesagte auch hier zutrifft, läßt sich — die Richtigkeit der Messung vorausgesetzt — kein besonderer Grund für den großen Unterschied angeben. Die etwas größere Beanspruchung des Stabes 8 gegenüber 5 dürfte in der eingangs angestellten Überlegung begründet sein. Bei einer Belastung zwischen 350 und 420 t verlieren die Spannungen ihre Gesetzmäßigkeit und nehmen ab statt zu.

Von den beiden Messungen am Untergurt, Spalte 13 u. 14 der Tabelle 3, wird der Messung 14 an der Gurtplatte, da sie weniger von der Durchbiegung des Hauptträgers beeinflusst war, die größere Genauigkeit zukommen. Bei einer Belastung  $\varphi \cdot N$  wurde, obwohl erst eine Spannung von 1460 kg/cm<sup>2</sup> gemessen wurde — also bei Berücksichtigung des Eigengewichtes eine Gesamtspannung von  $\approx 1460 + 220 = 1680$  kg/cm<sup>2</sup> vorhanden war —, eine Streckung des Untergurtes festgestellt. Der Grund hierfür mag darin liegen, daß der innerhalb der Meßlänge gelegene Stoßwinkel die Dehnung verringert hat. Außerdem wird die unsymmetrische Stoßanordnung und der Anschluß der Gitterstäbe Nebenspannungen und daher eine ungleichmäßige Verteilung der Spannungen verursacht haben. Die Zunahme der Spannungen, die proportional den Momenten stattfinden müßte, ist unregelmäßig.

Tabelle 5.

Tabelle 4.

Versuch II.

Belastungs-Nr.	Belastung		Senkungen des Untergurtes in 1/10 mm								
			Am Auf-lager			Mitte			Am Auf-lager		
	mit	Gesamt-pressen-druck	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	$P_{10}$	111	8	37	77	103	112	101	76	35	7
3	0	0	0	2	6	6	9	9	6	1	2
4	$P_{10}$	111	8	36	79	103	117	108	76	36	7
	Mittel		8	37	78	103	115	105	76	36	7
	federnd		8	35	72	97	106	96	70	35	5
5	$\varphi P_{10}$	178	12	63	132	171	189	174	126	61	11
6	0	0	1	6	11	16	19	19	11	7	3
7	$\varphi P_{10}$	178	12	66	134	176	197	181	133	65	12
	Mittel		12	65	133	174	193	178	130	63	12
	federnd		11	59	122	158	174	159	119	56	9
8	$N$	183	15	72	144	186	204	189	137	65	12
9	$\varphi N$	295	30	132	267	351	379	344	250	116	17
10	0	0	11	35	70	91	99	89	61	28	11
	federnd		19	97	197	260	280	255	189	88	6
10	0	0	11	35	70	91	99	89	61	28	11
11		209	26	105	211	280	308	274	201	96	21
12	gleichmäßig verteilt	280	30	129	260	341	379	339	251	121	22
13		350	37	161	327	431	484	439	323	154	25
14		419									

Die gemessenen Durchbiegungen an neun Punkten des Hauptträgers sind aus Tabelle 4 ersichtlich. Mit Hilfe dieser Tabelle wurden die besonders beachtenswerten Verhältnisse der Durchbiegungen zur Stützweite und die bleibenden Durchbiegungen für die Trägermitte errechnet und in der Tabelle 5 zusammengestellt. Von dem Augenblick an, wo der Untergurt zu strecken anfangt, mußte selbstverständlich die Durchbiegung stark zunehmen und bei der Entlastung eine wesentlich größere bleibende Durchbiegung auftreten. Die größte Senkung der Trägermitte kurz vor dem Bruch konnte, da die Meßapparate schon abgebaut worden waren, nicht mehr festgestellt werden.

Versuch II.

Durchbiegung des Hauptträgers

Belastung mit	Gesamtl.	Relative Durchbiegung in Trägermitte (ohne Berücksichtigung der Federung) in mm	Verhältnis der Durchbiegung zur Stützweite	Bleibende Durchbiegung	Bleibende Durchbiegung im Verhältnis zur Gesamtdurchbiegung (in %)	Rechnerische Durchbiegung
$P_{10}$	111 t	$\approx 11,5 - 0,77 = 10,73$ mm	$\frac{1}{1378} l$	0,8 mm	$\approx 8\%$	$\approx 11,3$ mm
$\varphi P_{10}$	178 t	$\approx 19,3 - 1,2 = 18,1$ mm	$\frac{1}{820} l$	1,7 mm	$\approx 10\%$	$\approx 18,3$ mm
$N$	183 t	$\approx 20,4 - \frac{1,5 + 1,2}{2} = 19,05$ mm	$\frac{1}{780} l$	—	—	$\approx 18,7$ mm
$\varphi N$	295 t	$\approx 37,9 - \frac{3,0 + 1,7}{2} = 35,55$ mm	$\frac{1}{416} l$	8,8 mm	$\approx 25\%$	$\approx 29$ mm
gleichmäßig vert. Last	209 t	$30,8 - \frac{2,6 + 2,1}{2} = 28,45$ mm	$\frac{1}{520} l$	—	—	$\approx 20,2$ mm
	280 t	$37,9 - \frac{3,0 + 2,2}{2} = 35,3$ mm	$\approx \frac{1}{420} l$	—	—	—
	350 t	$48,4 - \frac{3,7 + 2,5}{2} = 45,3$ mm	$\approx \frac{1}{320} l$	—	—	—
	419 t					

(Schluß folgt.)

### Wassertöpfe zum hydraulischen Senken und Heben von Lehrgerüsten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. E. Groh, Regierungsbaumeister, Zittau i. Sa.

In der „Bautechnik“ 1924, Heft 46 wird von einem ersten Ausrüstungsunfall einer Bogenbrücke in Flensburg berichtet, und zwar wird nach dem Gutachten der Sachverständigen dieser Unfall lediglich dem unsachgemäßen Ausrüsten zugeschrieben. Es geschah m. W. ohne Aufsicht durch die Arbeiter. Ausrüstungsvorrichtungen waren die üblichen Keile. Abgesehen von der Ungeschicklichkeit unerfahrener Arbeiter sind m. E. unsere gebräuchlichen Senkungsvorrichtungen, wie

Keile, Schraubenspindeln und Sandtöpfe, recht mangelhafte Werkzeuge. Am besten hat sich bisher das der Firma Buchheim & Heister patentierte „Expansionsverfahren“ bewährt. Es arbeitet ohne diese Senkungsvorrichtungen, indem es durch Wasserdruckpressen in der offenen Scheitelfuge die beiden fertigen Gewölbehälften von dem starren Lehrgerüst abhebt. Der Sicherheit halber ist bei größeren Brückenbauten von Staatsbauverwaltungen dieses Ausrüstungsverfahrens

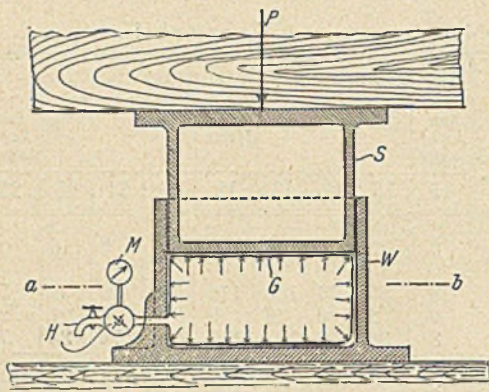


Abb. 1.

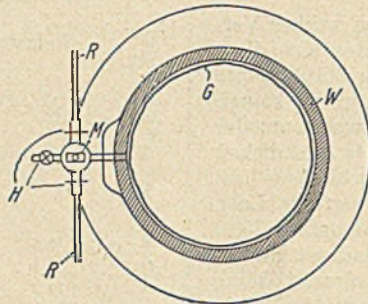


Abb. 2. Schnitt a-b.

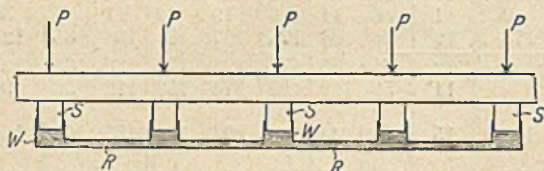


Abb. 3.

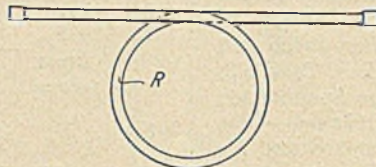


Abb. 4.

zur Bedingung gemacht worden. — Eine weitere Verbesserung des „hydraulischen Ausrüstens“ soll der folgende Vorschlag ermöglichen:

Als Senkungsvorrichtungen werden anstatt der Sandtöpfe Wassertöpfe verwendet. Ein solcher besteht aus dem Topf *W*, in dem sich der wasserdicht schließende Stempel *S* bewegt (Abb. 1 u. 2). Auf ihm liegen die untersten Schwellen des abzusenkenen Lehrgerüsts. Im Topfe *W* befindet sich der Gummisack *G*, der von außen her, durch den Hahn *H*, entleert oder mit Wasser gefüllt werden kann. Die Höhenlage des Lehrgerüsts kann daher mit den einfachsten Mitteln scharf eingestellt werden. Der Gummisack *G* gewährt auf

die Dauer einen vollständig dichten Wasserabschluß zwischen Stempel und Topfwand. Im Winter empfiehlt sich gegen Einfrieren als Füllung ein Gemisch von Wasser und Glycerin.

Die Wassertöpfe werden einzeln verwendet wie die Sandtöpfe. Das Senken beim Ausrüsten ist aber viel sicherer und einfacher. Es wird nur der Hahn *H* geöffnet. Das Öffnen wird so bemessen, daß die ausfließende Menge gering ist, so daß das Absenken allmählich und stoßlos vor sich geht. Bei einem l. Durchm. = 40 cm und einem Ausfluß von rd. 0,1 cm<sup>3</sup>/Sek. senkt sich z. B. der Stempel *S* um 1 mm in *t* = rd. 20 Min. Ein genau gleichzeitiges Öffnen der einzelnen Hähne ist also nicht notwendig. Das Manometer *M* ermöglicht die dauernde Prüfung des Druckes des abbindenden Gewölbes auf die Unterlage. Es ergibt sich somit die Reihenfolge der Absenkung, ob vom Scheitel oder Kämpfer her. Diese Prüfungsmöglichkeit ist der große Vorteil des neuen Ausrüstungsverfahrens, wie ihn selbst das Expansionsverfahren nicht bieten kann.

Sind die Drücke *P* auf eine Topfreihe gleich groß, z. B. unter der Scheitelfuge, so lassen sich die Töpfe gegebenenfalls kommunizierend verbinden, wie Abb. 3 schematisch zeigt. Die Verbindung ge-

schieht durch bewegliche Bleirohre nach Abb. 4. Sie ermöglichen die wiederholte Verwendung bei veränderlichen Topfentfernungen. Rohranschlüsse und Hähne lassen sich auf die Dauer vollständig wasserdicht herstellen, wie die Wasserleitungen zeigen. Der Vorteil kommunizierender Verbindung ist der, daß das Absenken völlig gleichmäßig durch Öffnen nur eines einzigen Hahnes geschieht.

Die Kosten der Wassertöpfe sind allerdings höher als die der bisherigen Senkungsvorrichtungen. Es wird dafür aber an Arbeit gespart. Außerdem steht der Abbindevorgang dauernd unter Kontrolle, die Ausrüstung geschieht gleichmäßiger und ist sicherer. Die Vorrichtung ist zum Patent angemeldet.

## Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 enthält u. a. folgende Beiträge: Oberingenieur Josef Kirschenhofer: Packhalle in Eisenbeton. — Einsturz einer Dachkonstruktion. — Dr. techn. Ed. Proksch: Zur Anwendbarkeit des Eingelenkbogens. — Dr. Dr. techn. ehrenh. F. v. Emperger: Zum Einsturz des Betonbogens in Flensburg.

Die Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands wird ihre diesjährige Tagung in Verbindung mit derjenigen der Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte Mitte September in Freiburg in Baden abhalten, und zwar voraussichtlich am 12. September.

Die Tagesordnung wird noch besonders bekanntgegeben werden. Baldige Anmeldung erwünscht an den Geschäftsführer der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands, Oberbaurat Thode, Hamburg, Admiralitätstraße 56 I.

Der zweite Bauteil des Hauptbahnhofes Stuttgart fertiggestellt. Am 26. Mai sind, wie das Stuttg. N. Tagbl. berichtet, in Stuttgart Hbf. die Gleishallen 3 und 4 mit den Gleisen 5 bis 8 und in Cannstatt die Gleise 3 und 4 mit dem neuen Bahnsteig 2 in Betrieb genommen worden. Gleichzeitig wird die Strecke Stuttgart—Cannstatt viergleisig betrieben. Mit dem Fahrplanwechsel am 5. Juni ist ein Teil der regelmäßigen Züge in den neuen Bahnhofteil in Stuttgart und Cannstatt verwiesen worden.

Im Plan für den Vollausbau des Bahnhofes Stuttgart Hbf. sind in Stuttgart die heute noch nicht gebauten Gleise 1 bis 4 für den Vorortverkehr Richtung Cannstatt, die Gleise 5 bis 8 für den Vorortverkehr Richtung Feuerbach und für die Richtung Böblingen bestimmt. Es mußten daher bei den nunmehr in Betrieb zu nehmenden Gleisen 5 bis 8 die Cannstatter Vorortgleise einstweilig in die Halle 3 (Gleise 5 und 6) eingeführt werden; die Gleise 7 und 8 werden bis zur Fertigstellung der Feuerbacher Vorortgleise für die Züge der Richtung Böblingen benutzt.

Der viergleisige Ausbau in der Richtung Feuerbach wird so beschleunigt, daß bis Ende des Jahres auch die Strecke von Stuttgart Hbf. bis Blockstelle Posten 12 zwischen Zuffenhausen und Kornwestheim viergleisig betrieben werden kann. Damit ist es möglich, mit dem Umbau des Personenbahnhofes Kornwestheim im nächsten Jahr zu beginnen, weil dann die während des Umbaus dieses Bahnhofs not-

wendigen Einschränkungen der Zugaufnahmegleise durch den viergleisigen Betrieb einigermaßen ausgeglichen sind.

In Cannstatt kommt demnächst noch in Benutzung das Gleis 2, das im Laufe des Sommers an das Gleis Waiblingen—Stuttgart anzuschließen ist; dies Gleis ermöglicht außerdem die Abwicklung des bei besonderen Anlässen in Cannstatt notwendigen Pendelverkehrs Stuttgart—Cannstatt, der übrigens auch auf Gleis 3 durchgeführt werden kann.

Die Ausrüstung der neuen Bahnanlagen, Bahnsteige, Gleishallen usw. in Stuttgart und Cannstatt entspricht im allgemeinen der Ausrüstung der schon vorhandenen. Für die Gleisabschlüsse sind die Rawieschen Prellböcke mit einigen Verbesserungen der Konstruktion beibehalten worden.

Der Vorortzugverkehr von Cannstatt und später auch von der Richtung Feuerbach in die Gleise 1 bis 8 wird von dem neu bergestellten Befehlsstellwerk 1 aus geregelt. Das neue Stellwerk ist in gleicher Anordnung wie das bestehende Befehlsstellwerk 2 quer über die Gleise gestellt, ein weiteres Stellwerk 5 kleineren Umfangs bedient den Verkehr zwischen der Wartegruppe für den Vorortverkehr und dem Abstellbahnhof. Die neuen Stellwerke werden wie die bisherigen elektrisch betrieben.

In Cannstatt wurden für die Einführung der neuen Gleise die Unterführung der Königstraße und die Karl- und Sandstraßenunterführung verlängert und ausgebaut.

Der Weiterbau der Vorortgleise von Cannstatt nach Untertürkheim wird mit dem Umbau des Personenbahnhofes Untertürkheim aufgenommen und durchgeführt. Die neuen Bahnsteige in Cannstatt liegen durchweg auf einer hohen, noch Setzungen unterworfenen neuen Auffüllung. Es wurde daher von dem für später vorgesehenen Plattenbelag auf dem Bahnsteig vorläufig abgesehen.

Bei Beginn der Bauarbeiten im Herbst 1924 war in Aussicht genommen, den zweiten Teil der Bahnhofserweiterung bis zu Beginn der im Laufe des Jahres 1925 zu erwartenden größeren Ausstellungen und Veranstaltungen in Stuttgart und Cannstatt fertigzustellen. Die Frist konnte, da die Witterung für die Bauarbeiten im allgemeinen nicht ungünstig war, eingehalten werden. Unfälle von Bedeutung sind während des Baues nicht vorgekommen. — Insgesamt werden durch die Inbetriebnahme der neuen Anlagen etwa 12,5 km Gleise und 70 Weichen und Kreuzungen in Benutzung genommen. Der Aufwand für die Gleisanlage mit Stellwerken, Bahnsteigen, Gleishallen und Zubehör ist auf etwa 4,2 Mill. Mark zu schätzen.



**Bruch eines Erddammes bei Detroit.** Etwa 22 km oberhalb eines bestehenden Wasserkraftwerkes für die Ford-Werke zu Flat-Rock wurde im Sommer 1924 ein neues Kraftwerk bei French Landing am Huron River gebaut, dessen Anlage aus Abb. 1 ersichtlich ist und dessen Staubecken von einer Bogenmauer und einem stumpfwinklig daran anschließenden Erddamm begrenzt wird. Die Füllung dieses Beckens begann, wie wir einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 30. 4. 1925 entnehmen, am 18. Februar 1925, also — da für den Anfang der Bauarbeiten der Juni des vergangenen Jahres angegeben wird — bereits 7 Monate später.

Die Ursachen des Ereignisses, obschon nicht rechtzeitig erkannt, sind klar genug: Nach Abb. 3 ist der in seiner Stärke zwischen 3 bis 6 m wechselnde Boden, auf den der Erddamm gegründet ist, über einer Schicht von blauem Ton gelagert. Er bestand aus alluvialen Ablagerungen, in der Hauptsache aus Sand, der jedoch auch genügend bindende Stoffe enthielt, um ihn genügend tragfähig zu machen. Er schien wenig oder keine Neigung zum Treiben zu haben und war nach dem Ergebnis der Probebohrungen als nicht wasserführend bezeichnet worden; ein Versuch der ausführenden Firma, dort Wasser für die Betonbereitung zu erhalten, war ohne erheblichen Erfolg gewesen. Während also die in Rede stehende Sandbodenschicht für die Gründung der Bogensperrmauer als nicht genügend bestandsicher angesehen, diese vielmehr bis auf die Tonschicht geführt wurde, hatte man dies für den Erddamm nicht als erforderlich gehalten.

Da dessen Oberkante 1,0 bis 1,20 m über dem Stauspiegel lag, glaubte man die Standsicherheit etwas durch Sohlenentwässerung zu erhöhen und ordnete diese — wie bereits mitgeteilt — über die ganze Fläche an; infolge des Knicks der Dammachse gerieten die Ausläufe zweier dieser Abzuleitungen unmittelbar zusammen und boten dadurch eine bequeme Gelegenheit zur Bildung eines Gerinnsels, das zunächst zu einer völligen Durchfeuchtung des Dammkörpers an jener Stelle und weiterhin zu schweren Auftriebserscheinungen führte. Es kam hinzu, daß beim Füllen des Behälters der Boden gefroren war und erst allmählich auftaute, andernfalls wäre die Durchsickerung wohl schon in ihrem ersten Stadium bemerkt und wären die späteren schweren Folgen möglicherweise verhindert worden.

Die Ursache des Unfalls besteht offenbar lediglich in der mangelhaften Beurteilung der Untergrundverhältnisse und der dadurch veranlaßten ungenügenden Gründung; im Gegensatz dazu gibt die Art, wie der Erddamm zunächst verhältnismäßig lange den Angriffen der Sicker- und Quellbildungen, alsdann dem schließlich eingetretenen Durchbruch standgehalten hat, von seiner Ausführung und der Arbeit des Unternehmers eine recht hohe Meinung. Ki.

Auf der Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Breslau am 22. Mai 1925 sprach u. a. Strombaudirektor Fabian, Breslau, über „Die obere und mittlere Oder als Wasserstraße“. Die Oder übertrifft an Länge alle natürlichen Wasserstraßen Deutschlands und ist der einzige Strom, der auf seiner ganzen schiffbaren Länge ausschließlich in Preußen liegt. Aber nur von Küstrin abwärts kann die Oder sich mit der unteren Elbe messen, oberhalb entfällt die Hälfte des Niederschlagsgebietes auf die Warthe, der Oder verbleiben nur 54 000 km<sup>2</sup> Niederschlagsgebiet.

Dabei hat die Oder zwar größere Wassermengen als die Warthe, aber viel größere Unbeständigkeit in der Wasserführung. Die Hochwassermengen bringen in Ratibor das 30fache, in Hohensaathen nur noch das 7fache der mittleren Wassermengen, während das Niedrigwasser in Ratibor auf den elften, in Hohensaathen auf den vierten Teil der Mittelwassermengen herabgeht. Bei kleinstem Wasser halten sich Oder und Warthe an Wassermengen die Wage, die Warthe ist wegen des geringeren Gefälles sogar leistungsfähiger für die Schifffahrt.

Daß die Wasserführung der Oder für eine neuzeitliche Schifffahrtsstraße ohne Zuschußwasser nicht ausreicht, ist sicher. Nach Untersuchung von 150 verschiedenen möglichen Staubecken ist schließlich in Ottmachau<sup>1)</sup> eine Stelle gefunden, wo 135 Mill. m<sup>3</sup> aufgespeichert werden können, von denen 40 Mill. als Hochwasserschutzraum und 90 Mill. als Zuschußwasser dienen sollen. Diese Menge genügt, um die jetzt nur 20 m<sup>3</sup>/Sek. betragende kleinste Wassermenge bei Breslau 50 Tage lang zu verdoppeln.

Grundrißgestalt und Gefälle der Oder lassen wenig zu wünschen übrig, nachdem Friedrich der Große mit der Geradestreckung des Flußlaufes ganze Arbeit gemacht hat. Das Flußbett kann aber, weil es in feinen Sand eingeschnitten ist, nicht beliebig eingeschnürt werden. Es muß auch vermieden werden, daß eine Hebung des Mittelwassers eintritt.

Bei der gemittelten kleinsten Abflußmenge der sechs wasserärmsten Jahre von 1900 bis 1909, die für Breslau 46 m<sup>3</sup> beträgt, ist die erstrebte Wassertiefe von 1,40 m fast ohne Zuschußwasser zu erreichen, bis Fürstenberg wird die Tiefe sogar auf 1,70 m zunehmen. Mit Hilfe des Staubeckens Ottmachau wird erreicht, daß auch bei kleineren Wassermengen diese Tiefe zu erwarten ist.

Die kanalisierte Oder oberhalb Breslau ist eine durchaus leistungsfähige Wasserstraße für Schiffe von 1,50 m Tiefgang. Von Längenabmessungen der Schiffe ist infolge der Erbauung der Schleppzugschleusen praktisch keine Grenze gesetzt, die Breite wird durch die Torweiten der Schleusen von 9,6 m begrenzt, so daß das übliche 1000-t-Schiff hier nicht ganz Platz hat. Immerhin haben die größten Kähne auf der Oder schon 780 t Tragfähigkeit.

Der Betrieb der kanalisierten Strecke ist dreimal so teuer als der freien Stromstrecke. Die Neubaukosten einer Kanalisierung sind

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 19, S. 259.

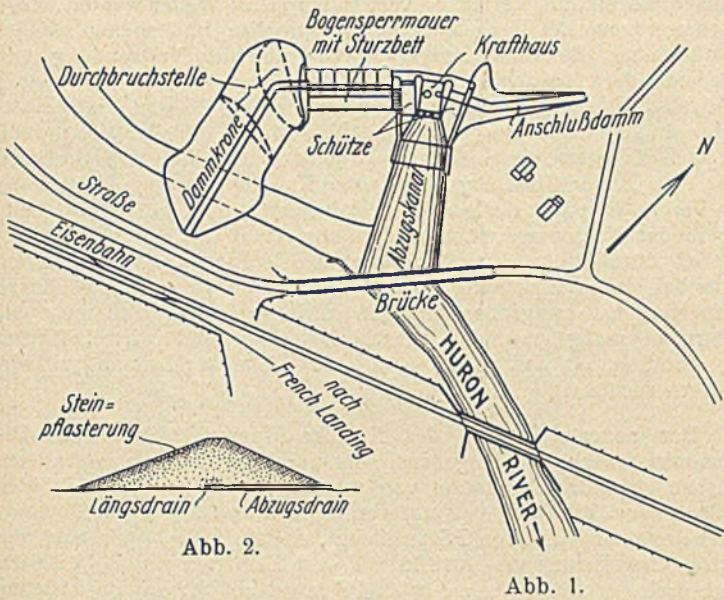


Abb. 2.

Abb. 1.

Das Wasser stieg innerhalb des Beckens bis etwa 2 m unter Dammkrone allmählich, am Dammfuß zeigte sich etwas Strömung, die jedoch zunächst nicht weiter zunahm, als am Morgen des 4. April die beiden Entwässerungsröhre im Knick der Sperrmauer vollzulaufen begannen, wobei das Wasser klar und ohne mitgeführte Dammerde erschien. Diese Entwässerungsleitungen bestanden aus vierzölligen Drainrohren, waren in Abständen von 6 m mit offenen Stößen in Kiesbettung verlegt und reichten (Abb. 2) bis in die Mitte des Dammes zu einem auf die ganze Dammlänge durchgehenden Sammelrohr.

Am 9. April wurde, als eine Untersuchung keine Abnahme des aus den bezeichneten Rohren abfließenden Wassers ergab, eine Senkung des Staubeckenspiegels um 1,50 m angeordnet mit der Maßgabe, daß keinesfalls mehr als 0,60 m täglich abgelassen werden sollte; außerdem wurden Wassermesser in die Abflußrohre eingebaut. Für die fünf Rohre an der späteren Durchbruchsstelle, d. h. an dem vorgenannten Knick, geschah dies am 10. April, und von da ab bis zum Eintritt des Unfalls wurde weder hier noch sonst irgendwie eine Zunahme der Rohr-Durchflußmengen festgestellt. Am 13. April um 12.05 Uhr war das Staubecken um 0,75 m abgesenkt und die Bedienung zum Essen gegangen, als in zwei dünnen Strahlen Wasser etwa 0,60 m über dem Dammfuß bemerkt wurde: Sofort wurden die beiden etwa 10 m breiten Schützentore geöffnet, was um 12.12 Uhr geschehen war; gleichzeitig öffnete man die drei Drosselklappen unterhalb des Krafthauses, das Becken wurde also so schnell wie irgend möglich entleert.

Der Einsturz begann mit der Bildung einer etwa kreisrunden Öffnung am Fußende der Talseite, die sich schnell trichterförmig nach innen zu erweiterte und aus der das Wasser von unten heraufströmte, sie aufriß und völlig füllte; die Dammkrone stürzte um 12.40 Uhr nach, die Breite der Durchbruchsstelle betrug etwa 41 m an der Krone und 16,50 m an der Wasserlinie.

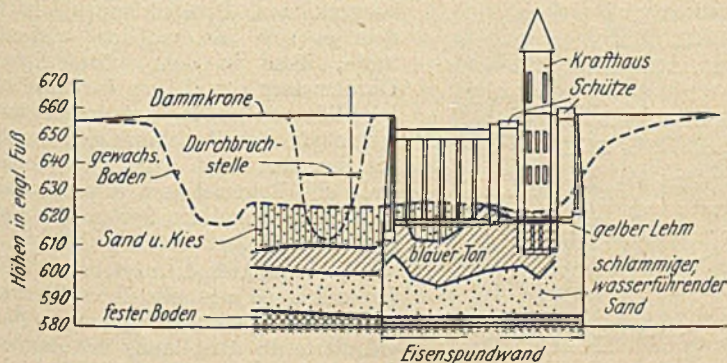


Abb. 3.

mindestens doppelt so teuer. Für die Oder kann eine weitere Kanalisierung wegen der Wasserentziehung bei Dürre kaum in Frage kommen.

Oberhalb Cosel gilt die Oder zwar noch bis Ratibor als schiffbar, wird aber nur noch von Baggerkähnen zur Kiesgewinnung befahren. Das Wehr bei Cosel ist weder zu Schifffahrtzwecken noch zur Kraftgewinnung, sondern lediglich aus fortifikatorischen Zwecken erbaut.

Der Klodnitzkanal, früher ein Hauptzubringer, hat durch die Eisenbahn seine Bedeutung eingebüßt. Der jetzige Umschlag in Cosel ist für das oberschlesische Gebiet aber sehr kostspielig und wegen der großen Wasserstandschwankungen und Unterbrechungen durch Hochwasser nachteilig. Die Anstoßfrachten betragen die Hälfte der Schiffsfracht Cosel—Berlin. Die arg bedrängte oberschlesische Industrie wünscht unmittelbare Verbindung mit dem Wasser, wie sie im Zusammenhang mit dem Donau-Oder-Kanal beabsichtigt war. Leider wird der Kanal, der früher in Kandrzin abzweigen sollte, nun um das Stück Kandrzin—Cosel länger, und die Wasserversorgung aus der oberen Oder fällt fort. Jedenfalls stößt der Plan jetzt auf größere Schwierigkeiten, die vielleicht vermindert werden, wenn es gelingt, die Sandentnahme für den Bergwerksversatz so einzurichten, daß ein Staubecken zur Kanalspeisung gewonnen wird. Alle übrigen Kanalpläne zur Oder haben keinen Sinn, solange die Oder nicht genügend Zuschußwasser erhält. Soweit die Kanäle selbst der Oder Wasser zuführen, verdienen sie besondere Förderung.

Der Verkehr auf der Oder hat bis 1913 einen großen Aufschwung genommen, durch Krieg und Polenwirren sank er dann jäh ab. Jedes Jahr mit geringer Wasserführung bringt eine einschneidende Verringerung des Verkehrs. Es ist mit Sicherheit zu erwarten, daß eine Steigerung der Leistungsfähigkeit der Oder den Verkehr nicht nur auf die Höhe des Jahres 1913, sondern weit darüber hinaus steigern wird.

Über „Neuerungen auf dem Gebiete des mechanischen Hafenumschlages“ sprach Oberbaurat Wundram, Hamburg. Ausgehend von der Notwendigkeit für die Häfen, ihre Transportgüter immer schneller und wirtschaftlicher umzuschlagen, entwickelte der Vortragende die Neuerungen auf fördertechnischem Gebiete, die seit Kriegsende im In- und Auslande entstanden sind. Die technischen Umschlags-

mittel wurden in drei Gruppen behandelt, einmal die Fördergeräte, die dem Umschlag von Schiff auf Land und umgekehrt dienen, dann die Nahfördermittel, die die weitere Bewegung des Transportgutes im Güterschuppen und auf dem Umschlageplatz besorgen, und schließlich einige für den Umschlag benötigte Nebenanlagen, wie Einrichtungen zum Verholen und Verwiegen der Güter. Eingehend wurden die Hafenkranne behandelt, die neuerdings mit schnell einziehbaren Auslegern als Verbesserung angepriesen werden. Nach Ansicht des Vortragenden dürfte dieser Krantyp (Wippkrane) zwar nicht als normaler Hafenkran in Frage kommen, aber doch in räumlich ungünstigen Umschlagorten oft mit Vorteil zu verwenden sein. Weiter werden einige Verbesserungen an Verladebrücken besprochen und sodann wieder ausführlicher die Umschlagsgeräte, die auf der Verwendung von Förderbändern beruhen. Diese Dauerförderer ergeben mit wenig Antriebskraft sehr hohe Umschlagleistungen. Für Massen- und Schüttgüter sind sie bereits gut entwickelt, Neuerungen beziehen sich darauf, sie auch für gemischtes Stückgut verwendbar zu machen. Das Sortieren und Stapeln der Umschlagsgüter in den Kaigüterschuppen war bislang ein Verbrauchspunkt riesiger Arbeitslohnsummen. Auf diesem Gebiete ist in der Nachkriegszeit besonders vorteilhaft der Mechanisierungsprozeß durchgeführt durch „Automobilisierung“ des Güterkarrenbetriebes durch Elektrokarren und Einführung von leistungsfähigen Stapelgeräten. Im großen und ganzen ist in Deutschland mehr das Bestreben maßgebend, den Umschlag billiger und wirtschaftlicher zu gestalten, als daß man die absolute Höhe der Leistung zu vergrößern suchte.

Der neueste Ausbau des Niagara-Wasserkraftwerkes. Die Wasserkraftwerke am Niagara fall sind durch den neulich vollendeten Ausbau einer dritten Station von zusammen 210 000 PS zur größten Anlage der Welt geworden und vermögen in ihrem jetzigen Zustande zeitweise über 1/2 Million PS zu liefern, nachdem sie bisher nach der letzten Erweiterung von 1918/19 mit drei Einheiten von je 37 500 PS und dreizehn Einheiten zu 10 000 PS insgesamt 242 500 PS leisteten.

Die neuen Bauten bestehen nach „Power“ vom 3. März 1925 in einem 1310 m langen und 9,75 m i. l. weiten Hauptstollen in Beton von hufeisenförmigem Querschnitt (Abb. 1c), drei gleichfalls betonierten Turbinenkanälen von Kreisquerschnitt und 6,09 m innerem Durchmesser, drei Drosselklappen von 7,16 m innerem und drei Johnson-Ventilen von 7,45 m äußerem Durchmesser sowie drei Turbineneinheiten von je 70 000 PS. Das für diese erforderliche Wasser wird, nachdem der Gesellschaft durch Verfügung der Bundesbehörde vom 2. März 1921 das Recht dazu für 50 Jahre verliehen worden war, durch den vorerwähnten Stollen dem Strom oberhalb der Fälle auf dem amerikanischen Ufer entnommen. Der Stollen folgte in seinem Lauf im wesentlichen denjenigen des alten Zuleitungskanals und mündet (s. Abb. 1 u. 2) unmittelbar unter dessen Einlaufbecken in ein Vorbecken.

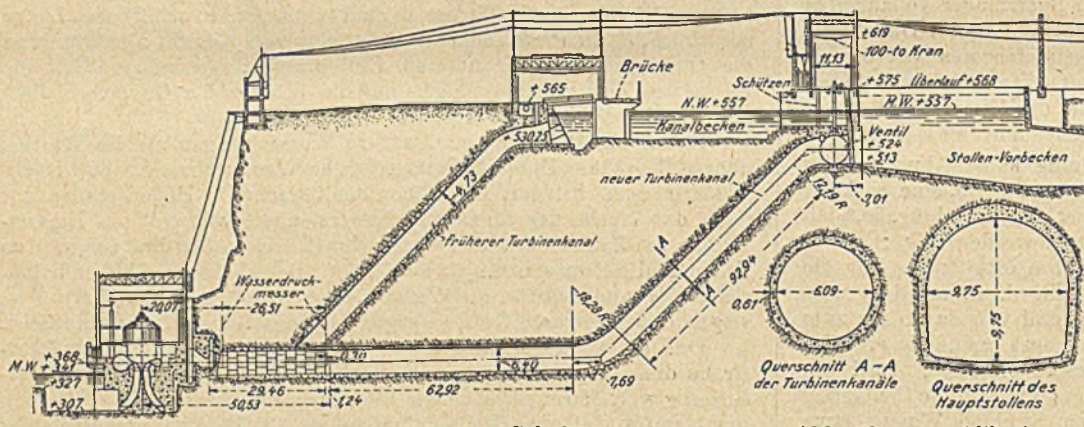


Abb. 1a. Schnitt. (Die Höhenzahlen sind in engl. Fuß angegeben.)

Abb. 1b. Querschnitt A-A der Turbinenkanäle

Abb. 1c. Querschnitt des Hauptstollens

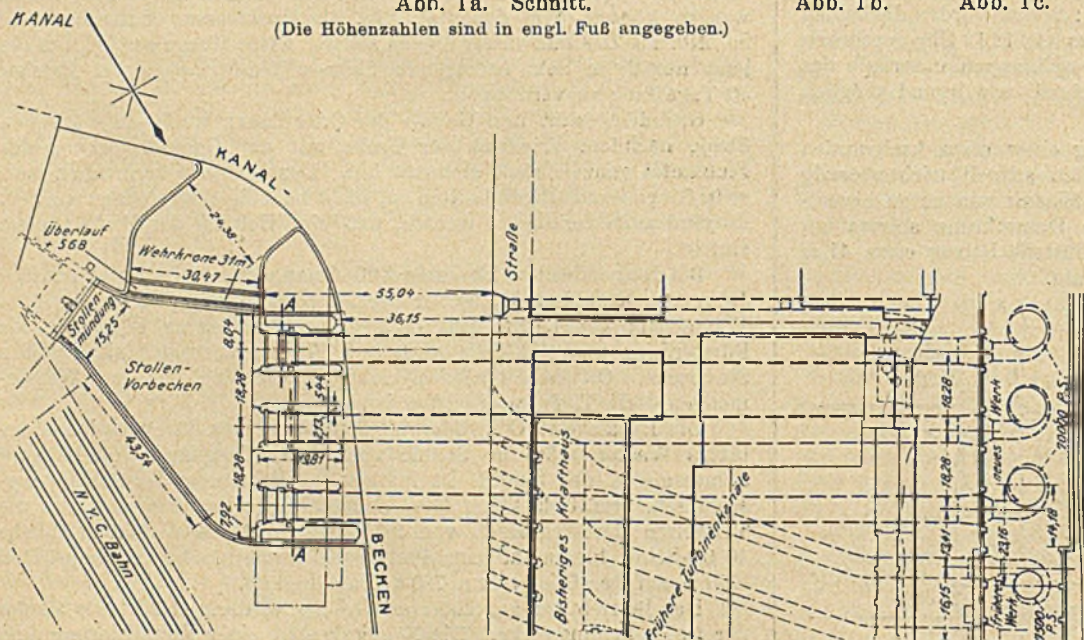


Abb. 2. Lageplan.

Diese Anordnung war erforderlich, weil weiteres Gelände nicht zur Verfügung stand, was auch die Ursache war für die Anordnung der Ausläufe 13,10 m unter dem Wasserspiegel des Vorbeckens. Nach Abb. 2 kann jede der drei Turbinenleitungen unabhängig betrieben werden, da ihre Einläufe einzeln abgeschlossen werden können. Als Abschlußglieder wählte man die vorgenannten Drosselklappen, nachdem es sich als möglich erwiesen hatte, diese in dem erforderlichen Durchmesser von 7,16 m herzustellen. Die Bauart hat in technischer und wirtschaftlicher Beziehung sich durchaus bewährt und erheblich weniger Erd- und Betonarbeiten erfordert, als es bei einem anderen System der Fall gewesen wäre.

Wie aus Abb. 4 zu ersehen, ist die Drosselklappe aus einzelnen Blechen zusammengenietet; besondere Sorgfalt erforderte die Ausbildung des Randes, der dicht gegen den Kanalumfang

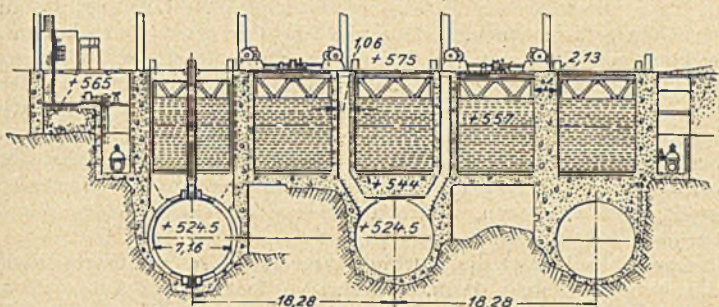


Abb. 3. Schützenwehr und Turbineneinläufe.

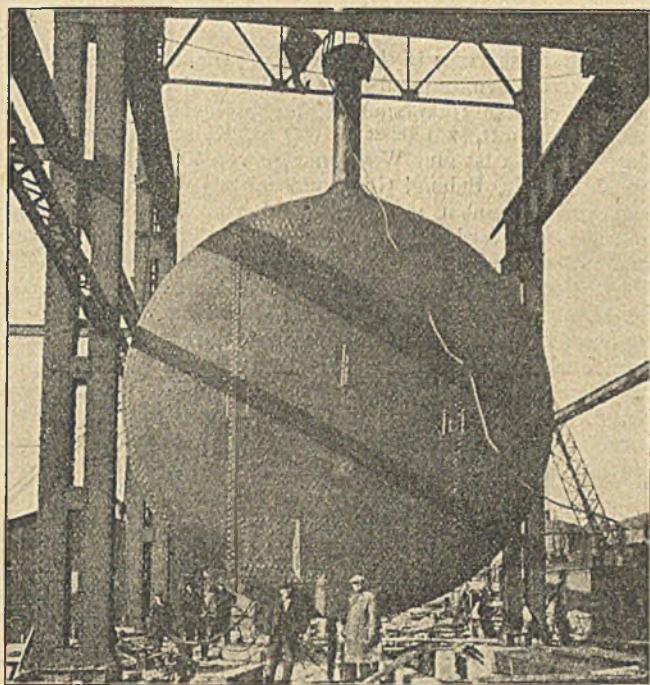


Abb. 4. Abschlußklappe eines Turbineneinlaufs.

abschließen mußte, während angesichts der großen Abmessungen und des starken Wasserdruckes die Gefahr von Verbiegungen besonders groß war.

Einbau der Klappen und Abschluß des Stollenvorbeckens ist in Abb. 3 dargestellt: Das Gehäuse der Klappen besteht aus einzelnen Gußeisenteilen und hat einen äußeren Durchmesser von rd. 8,10 m; für den Druck des Wassers auf die Klappe war eine größte Druckhöhe von 15,20 m angenommen, was bei ihren Abmessungen einem Gesamtdruck von 615 050 kg entspricht. Wegen der Kürze des waagrechten Teiles am oberen Turbineneinlauf befinden sich die Klappen nicht in den eigentlichen Zuleitungskanälen, sondern bereits in deren erweiterter Mündung; sie haben infolgedessen auch einen etwas größeren Durchmesser als jene.

Über den drei Einläufen befinden sich fünf in Beton und Baustahl ausgeführte Schützenwehre, um den Zufluß zwischen den Vorbeckens des neuen Stollens und des alten Kanals zu regeln; die beiden zwischen den Einläufen befindlichen Wehre werden durch Motorwinden betrieben, die anderen drei bleiben in der Regel geschlossen und werden im Bedarfsfalle durch einen 100-t-Kran bedient, der auf diese Weise drei besondere Antriebsvorrichtungen überflüssig macht (s. Abb. 1).

Ki.

**Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.**  
 26. Einsturz eines zweigeschossigen Eisenbetonbaues. Zur Verbindung von zwei bestehenden Fabrikgebäuden sollte ein zweigeschossiger Bau dienen, dessen Eisenbetonkonstruktionen aus zwei Decken über einer Fläche von  $13 \times 13,20$  m, einigen Fensterstürzen und zwei Säulen bestand. Fünfzehn Tage nach Beendigung der letzten Eisenbetonarbeiten wurde begonnen, die Dachdecke auszuschalen; die untere Decke war bereits ausgeschalt. Dabei stürzte der Bau zusammen, und es wurden drei Arbeiter erheblich verletzt. Bauleiter war der Inhaber der bauausführenden Firma, am Bau führte ein Polier die Aufsicht. Gegen sie erhob die Staatsanwaltschaft auf Grund der Voruntersuchung Anklage wegen fahrlässiger Körperverletzung und wegen Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst (§§ 330 und 230 des RStGB.). Das Schöffengericht verurteilte die Angeklagten zu einer Gefängnisstrafe von je sechs

Wochen, doch wurde die Vollstreckung unter der Bedingung einer guten Führung und mit der Aussicht auf spätere Begnadigung ausgesetzt.

Nach dem Gutachten des vom Gericht bestellten Sachverständigen, dem sich das Gericht in seiner Urteilsbegründung anschloß, haben verschiedene Gründe zum Einsturz geführt. Zunächst war die ganze Konstruktion, insbesondere die des Daches, recht unglücklich, wie sich aus folgendem ergibt.

Das Erdgeschoß war durch eine 40 cm starke gemauerte Zwischenwand unterteilt, die zur Auflagerung für die Unterzüge der Erdgeschoßdecke und eines das Dachgeschoß tragenden Pfeilers diente. Die untere Decke spannte sich über vier Felder von 3,10 bis 3,50 m Weite und wurde von den Außenmauern und drei Unterzügen getragen. Diese Unterzüge waren kontinuierliche Träger über zwei Feldern von 9,10 und 4,30 m Weite. Als Auflager für sie dienten eine Außenmauer, die oben erwähnte Zwischenwand und ein Hauptunterzug, der in der Mitte durch eine Säule unterstützt wurde.

Die Decke des Dachgeschosses, die gleichzeitig die Dachhaut bildete, war von zwei Unterzügen getragen, die senkrecht zur Richtung der Unterzüge der Erdgeschoßdecke verliefen. Die Feldbreiten betragen 4,20 bzw. 4,70 m. Die Unterzüge ruhten in der Mitte auf einem Hauptunterzug, an den Enden auf Fensterstürzen auf. Der Hauptunterzug wurde an drei Stellen, die 9,05 m und 4,35 m voneinander entfernt waren, durch die Außenmauer und zwei Säulen unterstützt.

Der Sachverständige beanstandete weiter mehrere Punkte der statischen Berechnung und der Dimensionierung. Trotz dieser Mängel in der Gesamtkonstruktion und in der Einzelausbildung hätte aber nach seiner Meinung eine einwandfreie Ausführung und Verarbeitung des Betons sowie eine sachgemäße Behandlung während des Erhärtens und beim Ausschalen ein Unglück verhüten können. Diese letzten Punkte ließen aber ebenfalls zu wünschen übrig. Der Kiessand war verunreinigt, der Kies enthielt zu große Stücke, andererseits auch zu viel feines Korn. Die Handmischung geschah nicht sorgfältig genug, und die Eisen waren nicht überall ordnungsmäßig verlegt. „Der ganze Bau war Pfuscharbeit.“

Als erste Ursache des Einsturzes ist aber das zu frühe und unsachgemäße Ausschalen anzusehen. Bereits fünfzehn Tage nach dem letzten Betonieren nahmen die mit der Ausschalung beauftragten Arbeiter, während der Polier sich zu einem anderen Bau, den er auch beaufsichtigte, begeben hatte, Schalung und Stützen, und zwar auch die Notstützen fort. Die nach Rückkehr des Poliers und des Bauleiters schleunigst gegebene Anordnung zur Wiederunterstützung durch Notstützen kam zu spät. Nach den Vorschriften beträgt die Frist mindestens drei Wochen, für die Notstützen mindestens fünf Wochen. Das frühe Ausschalen war besonders gefährlich, weil die Dachdecke schon beim Ausschalen fast die volle rechnermäßige Last hatte.

Für die Strafbemessung kam als mildernd in Betracht, daß die Angeklagten von der Bauherrin, einer Firma, zum Ausschalen sehr gedrängt wurden. Eine Abschlagszahlung, die der Bauleiter als Inhaber des Baugeschäfts benötigte, sollte erst erfolgen, wenn der Bau ausgeschalt sei.

Cp.

**Gründung einer neuen Forschungsanstalt für Wasserkraft.** In der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft hielt im Dezember 1924 Oskar v. Miller einen Vortrag über „Die Ausnutzung der Wasserkräfte“, in dem er nach Z. d. V. D. I. vom 23. Mai 1925 die Aufgaben der Wasserkraftforschung sowie die bestehenden Forschungsanstalten behandelte und die Schaffung eines neuen großen Forschungsinstitutes für Wasserkraft und Wasserbau anregte, dessen Forschungsaufgaben nicht beeinträchtigt wären durch besondere Zwecke der Lehrtätigkeit, der Fabrikation sowie der staatlichen Wasserpolizei und dem ohne wirtschaftliche Beschränkung große Wassermengen und große Gefälle zur Verfügung stehen würden.

Selbstverständlich wäre ein solches Institut nicht als in Wettbewerb mit den vorhandenen Anstalten stehend, sondern lediglich als eine Ergänzung für sie aufzufassen. Es würde mit den Laboratorien der Technischen Hochschulen eine dauernde Verbindung herzustellen haben, indem eine große Zahl von Versuchen in den Modellanstalten der Hochschulen vorbereitet und sodann in größeren Abmessungen in der Versuchsanstalt nachgeprüft und weiter ausgebildet würde. Es müßte auch mit den Firmen für Wasserbau und Wasserkraftmaschinen in Verbindung stehen, um von diesen Anregungen und Versuchsmaterial zu erhalten. Es würde mit den staatlichen Ämtern in Beziehung treten, deren beobachtende und sammelnde Tätigkeit es für bestimmte Forschungszwecke verwerten würde.

Eine besonders günstige Lage der Versuchsanstalt wäre die Gegend des Walchenseewerkes. Neben den großen und mannigfaltigen Bau- und Maschinenanlagen dieses Kraftwerkes würde auch die Natur eine Fülle der verschiedenartigsten Versuchsbedingungen und Versuchsobjekte liefern.

Wichtige Vorarbeiten für die Errichtung einer solchen Versuchsanstalt sind bereits geleistet worden. Besprechungen mit Vertretern der Behörden, der Elektrizitätswerke und Hochschule haben ergeben, daß die bayerische Staatsregierung ein derartiges Institut in jeder Weise fördern würde, und die übrigen Kreise zur Mitarbeit bereit seien. Es ist ferner bereits ein engerer Ausschuß gebildet worden, dem als Vertreter der bayerischen Staatsregierung die Ministerialräte Schneider und Holler, als Vertreter des Walchenseewerkes Direktor Menge und Oberregierungsrat Bürner und als Vertreter der Technischen Hochschule die Professoren Dantscher und Thoma angehören, während an die Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft die Bitte gerichtet wurde, Prof. Prandtl und Dr. Glum abzuordnen.

Die besonders wichtige Erforschung der Niederschlagverhältnisse in den Hochbezirken ist in der Umgebung des Walchenseewerkes, in der die höchsten Gebirgsmassive Deutschlands vorhanden sind, leicht vorzubereiten, und die Abhängigkeit der Wasserführung von den Witterungs- und Schneeverhältnissen kann hier am besten studiert werden.

Die Feststellung über Verdunstung an der Oberfläche der Seen kann an den großen Flächen des Walchensees und des Kochensees beobachtet werden, eine Ergänzung der Beobachtungen ist an den übrigen bayerischen Seen, dem Starnberger See, dem Ammersee, dem Chiemsee usw. leicht zu beschaffen. Die Erscheinungen der Versickerung können sowohl an den zahlreichen natürlichen Wasserläufen wie auch an den regulierten Flußstrecken und Kanälen des Walchenseewerkes studiert werden. Bezüglich der Geschiebeführung der Flüsse bilden sowohl die Isar als auch der Oberlauf der Loisach wertvolle Versuchstrecken. Die Veränderungen der Geschiebeführung durch künstliche Einbauten ist an der Leerstrecke der Isar zwischen Krün und dem Riesbach zu beobachten. Zahlreiche Beobachtungen an den Einbauten selbst sind möglich am Isarwehr bei Krün, am Einlaufbauwerk bei Urfeld, an den Anschlußbauten des Kochensees usw.

Die Studien über Wasserverluste an den Absperrvorrichtungen und über Wasserverluste und Arbeitsverluste in den künstlich angelegten Kanälen, Stollen usw. können ebenfalls an den ausgedehnten Bauanlagen des Walchenseewerkes ständig durchgeführt werden und hierbei nicht nur die zunächst liegenden Flüsse, Wasserbauten, Wehre und Kanäle, sondern auch die zahlreichen übrigen Flüsse des bayerischen Hochlandes und die an ihnen vorhandenen Bauten usw. dienen.

Die Untersuchungen über Spiegelschwankungen in Wassererschlossern und Kanälen können nicht nur an dem überaus stark beanspruchten Wasserschloß des Walchenseewerkes, sondern auch an denen der übrigen Kraftwerke und in einem besonders wichtigen Beispiel an den Kanalanlagen der Mittleren Isar, die mit sehr verschiedenen hohen Wasserspiegeln arbeiten wird, vorgenommen werden.

Der Walchensee wird durch den Betrieb des Walchenseekraftwerkes fast alljährlich bis zu etwa 5 m abgesenkt; deshalb ist hier Gelegenheit geboten, den Einfluß dieser Absenkung auf die verschiedenen teils felsigen, teils angeschwemmten Uferpartien zu studieren. Die Loisach wird über ihre normale Wasserführung hinaus durch den Betrieb des Walchenseewerkes mit einer wesentlich erhöhten Wassermenge belastet, sie ist zu diesem Zwecke reguliert worden, und es wird möglich sein, den Einfluß der vermehrten Wasserführung auf die anliegenden Kulturlächen zu beobachten.

Bieten in dieser Weise die Naturanlagen in der näheren und weiteren Umgebung des Walchenseewerkes und die Wasserkraftbauten dieser und der weiteren bayerischen Anlagen Versuchsgegenstände ersten Ranges, so sind daneben sehr leicht besondere Einrichtungen für die Durchführung groß angelegter Versuche möglich.

Die Vorstufe des Walchenseewerkes im Oberrachtal mit einem Gefälle von 60 m ist noch nicht ausgebaut. Es ist möglich, Versuchseinrichtungen großen Stiles mit dieser Anlage unmittelbar zu verbinden. Im Oberrachtal läßt sich eine mehrere hundert Meter lange Meßstrecke einbauen, die nicht nur zur Erprobung aller Arten von Wassermeßverfahren zu benutzen sein, sondern auch Gelegenheit zum Einbau der verschiedenartigsten Kanalprofile mit den verschiedenen Auskleidungen geben würde.

Gleichlaufend mit dieser Meßstrecke könnte das Wildbett der Oberrachtal für Dauerversuche über Geschiebeführungen, über die Bewährung von Wildbachverbauungen usw. dienen. Wertvoll ist hierbei, daß man durch Umschalten der Wassermengen aus dem Wildbett in die Meßstrecke und umgekehrt künstliche Niedrigwasser- und Hochwasserstände mit genau festgelegter Wasserführung in der Versuchsstrecke herbeiführen kann, wodurch rechnerische Grundlagen für die Beeinflussung der Geschiebeführung leicht zu gewinnen sind.

In Verbindung mit der Meßstrecke und dem Wildbett sind Prüfungen von Baustoffen aller Art möglich, wobei die schnee- und frostreichen Winter im Walchenseegebiet eine wertvolle Unterstützung in bezug auf schwierige Beanspruchungsverhältnisse bieten.

Für die Studien, die an den eigentlichen Wasserkraftmaschinen vorzunehmen sind, bietet das Walchenseewerk an sich eine Auswahl

von zwei verschiedenen Turbinenbauarten größter Leistung, die mit dem selten vorkommenden Gefälle von 200 m arbeiten. Dazu kommen die künftigen Turbinen des Oberrachtalwerkes mit einem Gefälle von 60 m, ferner die Versuchsturbinen, die ständig wechselnd in einem besonderen Anbau an das Oberrachtalwerk aufgestellt werden können und für die Niederdruckgefälle zwischen 1 und 10 m und Hochdruckgefälle von 60 und von 120 m durch einen Hochbehälter sowie beliebige andere Gefälle durch Pumpenanlagen zur Verfügung gestellt werden können, während gleichzeitig Wassermengen bis zu 10 m<sup>3</sup>/Sek. bereitstehen.

Der Vorteil, den die Turbinenversuchsanlage an dieser Stelle haben würde, besteht darin, daß eine vorübergehende Ausschaltung der Betriebsanlage zum Umschalten des Wassers für Versuchszwecke jederzeit möglich ist, weil infolge des Walchenseebeckens die Hauptstufe den Ausfall der Oberrachtalstufe ohne weiteres nicht nur auf Stunden, sondern auch auf Tage und Wochen auszugleichen vermag.

**Wüstenbewässerung in Afghanistan.** Die afghanische Regierung hat sich entschlossen, ausgedehnte Wüstengebiete in Kuhistan, dem 70 km nördlich der Hauptstadt Kabul gelegenen Berglande, zu bewässern. Man hofft, zunächst 15 000 ha Kulturland zu gewinnen. Erforderlich hierzu ist eine Wassermenge von 50 m<sup>3</sup>/Sek., die den drei Flüssen Pandschir, Salang, Ghorband mittels dreier Stauwerke entnommen und in einem einzigen Kanal von fast 37 km Länge der Wüste zugeleitet werden sollen. Die Rentabilität des Unternehmens ist eine außerordentlich günstige in Anbetracht der hohen Bonität des Wüstenbodens und in Rücksicht auf den hohen Preis bewässerten Landes. Leider muß der Kanal streckenweise durch kultiviertes Land geführt werden, was neben schmerzlichen Landverlusten eine Reihe größerer Kunstbauten bedingt.

Die Bauarbeiten haben im Sommer vorigen Jahres begonnen. Mit der Leitung des gesamten Unternehmens hat die afghanische Regierung den bayerischen Regierungsbeamten Dipl.-Ing. Richard Niedermayer (Kulturbaufach) betraut.

### Personalnachrichten.

**Baden.** Der Baurat Hermann Wielandt bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ist als Dienstvorstand zum Bezirksbauamt Bruchsal versetzt worden.

**Bayern.** In etatmäßiger Weise werden in gleicher Diensteseigenschaft berufen: der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Deggendorf Karl Hiltner an das Staatsministerium des Innern mit dem Titel eines Oberregierungsrats und der Regierungsbaurat 1. Klasse Heinrich Neuner im Staatsministerium des Innern mit dem Titel eines Oberbauamtmanns als Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Deggendorf; — der mit dem Titel und Rang eines Regierungsbaurats 1. Klasse ausgestattete Regierungsbaurat der Landesstelle für Gewässerkunde Otto Stängl zum Regierungsbaurat 1. Klasse im Staatsministerium des Innern befördert; — der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Dillingen Ludwig Oexle in gleicher Diensteseigenschaft mit dem Titel eines Regierungsbaurats an die Landesstelle für Gewässerkunde berufen.

**Preußen.** Versetzt sind: der Regierungsbaurat Giencke, Aurich, an die Regierung daselbst; der Regierungsbaurat (W.) Schütz, Pillau, an das Wasserbauamt in Frankfurt a. M.; der Regierungsbaumeister (W.) Sprotte, Oppeln, an das Wasserbauamt in Meppen.

Gestorben sind: der Regierungs- und Baurat a. W. Hermann Heusmann, früher Vorstand des Wasserbauamts in Oranienburg, und der Geh. Baurat Ernst Hofer, früher Mitglied der Eisenbahndirektion Köln.

**Württemberg.** Der Staatspräsident hat im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau den Bauamtmann Bauder beim Straßen- und Wasserbauamt Ulm zum Baurat, die Regierungsbaumeister Max Wunsch, Karl Häcker, Hermann Kellermann und Reinhold Lütze zu Bauamtännern ernannt.

**INHALT:** Internationales Preisausschreiben für die Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam. — Der Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren. — Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren. — Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten. — Wassertöpfe zum hydraulischen Senken und Heben von Lehrgerüsten. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. — Zweiter Bauteil des Hauptbahnhofs Stuttgart fertiggestellt. — Bruch eines Erdammes bei Detroit. — Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Breslau. — Neuester Ausbau des Niagara-Wasserkraftwerkes. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Gründung einer neuen Forschungsanstalt für Wasserkraft. — Wüstenbewässerung in Afghanistan. — Personalnachrichten.

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