

# DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 18. November 1938

Heft 49

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Saaletalsperre bei Hohenwarte.

Von Regierungsbaurat Ernst Tode, Saalfeld (Saale).

Im Zusammenwirken mit der im Jahre 1932 fertiggestellten und in Betrieb genommenen Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch dient die jetzt im Bau befindliche Saaletalsperre bei Hohenwarte in erster Linie zur Anreicherung des Elbwasserstandes in den Zeiten der niedrigsten Wasserführung.

Es wird ein Gesamtstauraum von 400 Mill. m<sup>3</sup> geschaffen. Davon entfallen 215 Mill. m<sup>3</sup> auf die Bleilochsperre und 185 Mill. m<sup>3</sup> auf die Hohenwartesperre. Nach Abrechnung des eisernen Bestandes sind rund 340 Mill. m<sup>3</sup> nutzbar. Mit dieser nutzbaren Wassermenge wird es möglich sein, einen Zuschuß bis zu 60 m<sup>3</sup>/sek abzugeben und den Wasserspiegel der Elbe zeitweise bis um 30 bis 40 cm aufzuhöhen.

Im Gegensatz zur Bleilochsperre ist an der Hohenwartesperre, abgesehen von einem kleinen Hilfskraftwerk, eine kraftwirtschaftliche Ausnutzung vorerst nicht geplant. Es werden aber sämtliche Einbauten vorgenommen, um sofort ein Kraifhaus errichten zu können, sobald die Nachfrage nach elektrischer Energie dieses erforderlich machen sollte.

Für die Lage der Sperrmauer war zu berücksichtigen, daß durch die Gesamtanlage möglichst wenig landwirtschaftliche und industrielle Betriebe in Mitleidenschaft gezogen wurden, daß der Stauraum das gewünschte Fassungsvermögen bekam, daß die Sperrmauer zur Verringerung der Baukosten an einer möglichst engen Talstelle errichtet wurde, und daß vor allen Dingen die geologischen Untergrundverhältnisse geeignet waren.

Die nach diesen Richtlinien angestellten umfangreichen Voruntersuchungen kamen zu dem Ergebnis, die Sperrmauer etwa 500 m oberhalb des Dorfes Hohenwarte zu errichten, wo das Saaletal noch verhältnismäßig eng ist. Als höchster Wasserspiegel des Stausees wurde NN + 304,40 m festgesetzt. Diese Höhe entspricht dem Stau des Saalewehres bei der rd. 27 km saaleaufwärts liegenden Stadt Ziegenrück. Damit wurde ein Stauraum von 180 bis 200 Mill. m<sup>3</sup> Fassungsvermögen geschaffen, der bis Ziegenrück reicht, ohne diese Stadt unmittelbar zu gefährden. Die Eingriffe, die in den forst- und landwirtschaftlichen sowie industriellen Betrieben unvermeidlich waren, erschienen durchaus tragbar. Es werden von der rd. 720 ha großen Stauseefläche etwa 23% Wege- und Wasserflächen, 42% Waldungen und 35% Acker- und Wiesenflächen überdeckt. Die Ortschaften Preßwitz und Saalthal verschwinden; ebenso sechs Mühlen und mehrere Einzelgehöfte. Insgesamt sind jedoch nur 44 Haushaltungen mit 245 Köpfen umzusiedeln.

Die genaue Lage der Sperrmauerbaustelle wurde nach zahlreichen Schürfungen und Bohrungen auf Grund von Gutachten der Thüringischen Geologischen Landesuntersuchung in Jena und der Preußischen Geologischen Landesanstalt in Berlin festgelegt. Beide Gutachten kamen zu dem Ergebnis, daß gegen die Anlage des Stausees zwischen Hohenwarte und Ziegenrück sowie gegen die Lage der Sperrmauer 500 m saaleaufwärts von Hohenwarte keine Bedenken zu erheben sind. Der Stausee und die Sperrmauerbaustelle liegen in der Kulmformation, die aus Tonschiefer und Grauwacke besteht und zum Teil von alluvialem und diluvialem Lehm und Saalekies überdeckt ist (Abb. 1). Innerhalb des Stausees ist das Gebirge im allgemeinen dicht, so daß die Bildung von Wasseradern aus dem Stausee nach tiefer liegenden Tälern nicht zu befürchten ist. Tonschiefer und Grauwacke sind, wenn die obersten verwitterten Schichten abgeräumt sind, als fester, guter Baugrund zu bezeichnen. Die Lagerungsverhältnisse sind aber etwas schwierig und verwickelt. Sie sind daher an der Sperrmauerbaustelle selbst besonders hinsichtlich der Frage zu beachten, ob im Felsuntergrund ein wasserdichter Abschluß des Staubeckens ohne weiteres gegeben ist, oder ob dazu entsprechende Maßnahmen zu ergreifen sind. Denn auf den muldenförmigen Bau des Untergrundes ist es zurückzuführen, daß die Lagerungsverhältnisse mehrfach wechseln. Am linken Hang liegen die Schichtflächen annähernd parallel

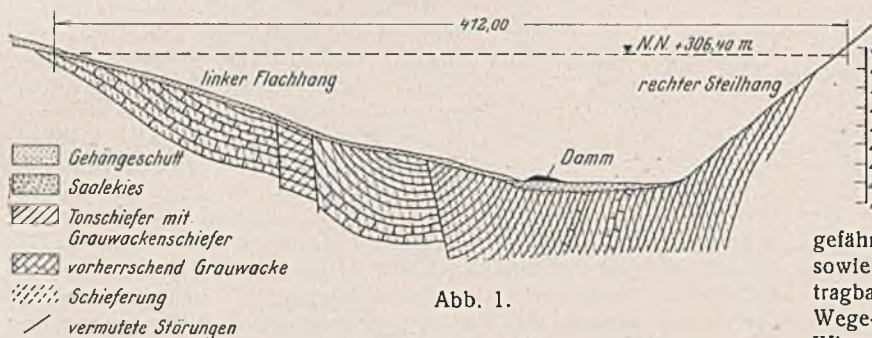


Abb. 1.

Diese Wasserstandserhöhung bedeutet in Verbindung mit der Verbesserung durch die in Ausführung begriffene Stromreglung, daß die Elbeschiffahrt in der Lage ist, die Ladefähigkeit ihrer Kähne jederzeit zu mindestens 75% auszunutzen. Sie wird nicht mehr gezwungen sein, auf Tage und Wochen hinaus ihre Kähne mit höchstens 25% ausgenutzter Tragfähigkeit fahren zu lassen oder den Verkehr ganz einzustellen.

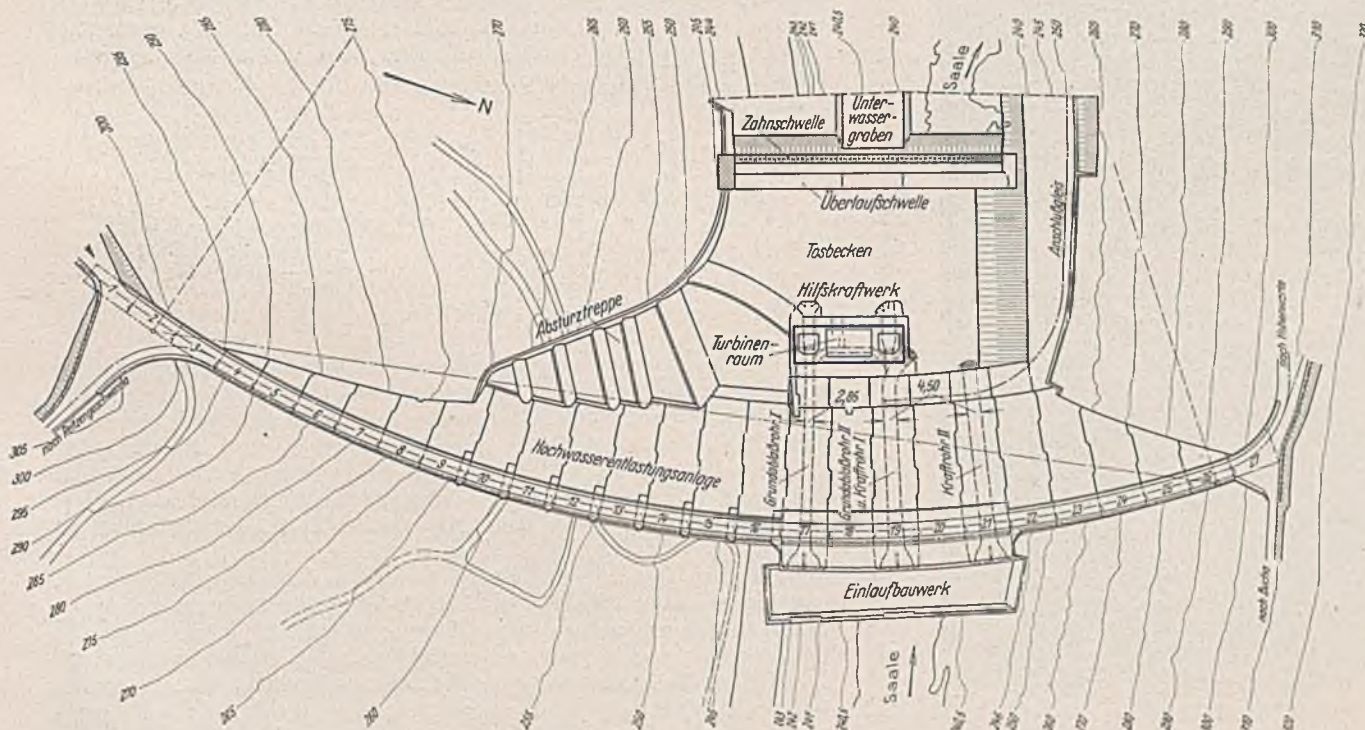


Abb. 2.

In gleicher Weise kommt die Wasserabgabe der Saaleschiffahrt und -flößerei zugute.

Großen Nutzen bringen die beiden Sperren der Landwirtschaft. Die Hochwasserwellen der Saale werden in den Staubecken aufgefangen. Damit sind Überschwemmungskatastrophen in der Saaleniederung ausgeschlossen. Eine geregelte Wasserabfuhrung sorgt für eine bestmögliche landwirtschaftliche Ausnutzung des fruchtbaren Niederungsbodens.

Lagerungsverhältnisse sind aber etwas schwierig und verwickelt. Sie sind daher an der Sperrmauerbaustelle selbst besonders hinsichtlich der Frage zu beachten, ob im Felsuntergrund ein wasserdichter Abschluß des Staubeckens ohne weiteres gegeben ist, oder ob dazu entsprechende Maßnahmen zu ergreifen sind. Denn auf den muldenförmigen Bau des Untergrundes ist es zurückzuführen, daß die Lagerungsverhältnisse mehrfach wechseln. Am linken Hang liegen die Schichtflächen annähernd parallel



der Hangneigung und weisen ebenso wie die Schieferungsebenen vielfach Ablösungsflächen auf, die offen stehen und Wasser führen können.

Außer den Schicht- und Schieferungsfugen verdienen auch Klüfte und besonders größere Störungszonen Beachtung, die in der Regel quer zum SW-NO-Streichen der Schichtungen und Schieferungen verlaufen. Letztere durchziehen die Sperrmauer von der Wasser- zur Luftseite. Aus diesen Gründen waren von vornherein Maßnahmen vorzusehen, die einen wasserdichten Abschluß des Staubeckens im Felsuntergrund unter der Sperrmauer gewährleisten. Auf die in Form von Zementeinpressungen ergriffenen Maßnahmen wird weiter unten noch zurückgekommen.

Nach dem Muster der Bleilochsperre wurde die Hohenwartesperre als Schwerkraftsperre mit einer flachen Bogenform entworfen (Abb. 2).

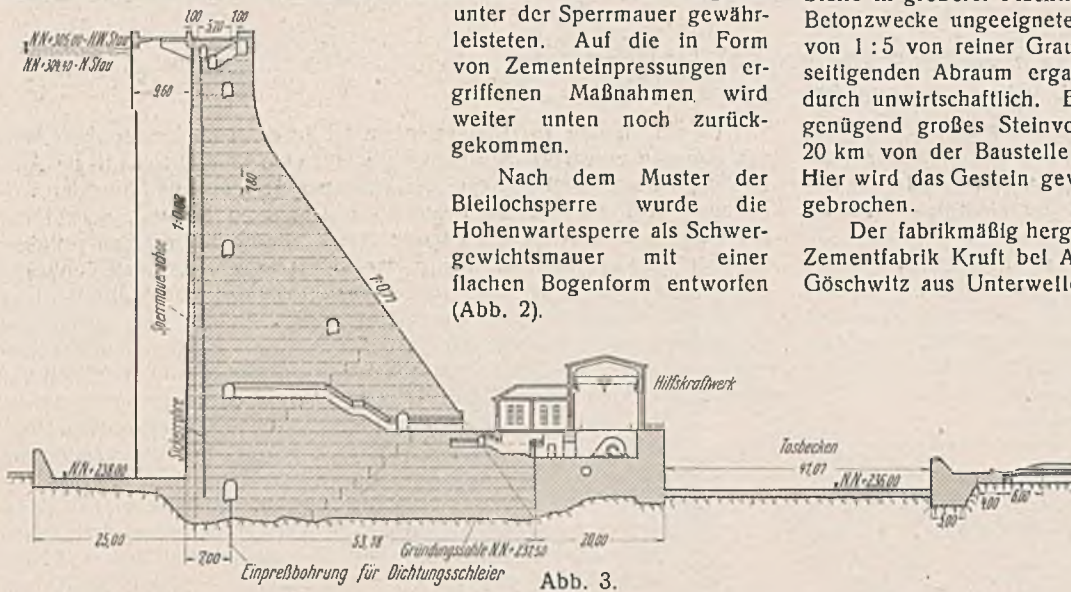


Abb. 3.

Der Halbmesser beträgt 400 m. Ihre Höhe von der Gründungssohle gemessen beträgt rd. 75 m, die ganze Länge in der Krone 412 m, die Dicke in der Sohle rd. 54 m, in der Krone 7,20 m (Abb. 3). Über die Krone führt eine Fahrstraße, die nach beiden Seiten an Randwege angeschlossen ist.

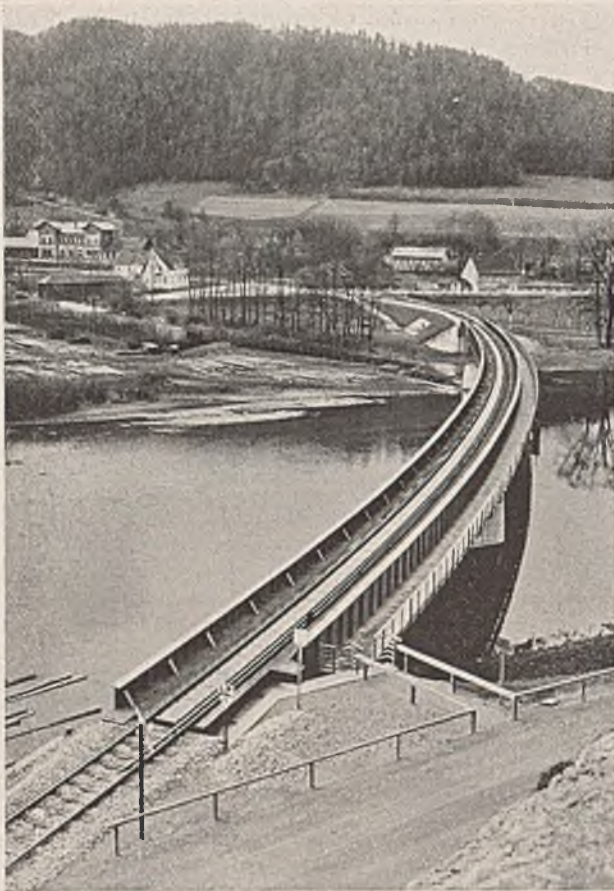


Abb. 4.

Insgesamt werden 450 000 m<sup>3</sup> Beton für die Sperrmauer benötigt. Nach umfangreichen Versuchen in einer eigenen Prüfanstalt für Baustoffe wurde folgendes Mischungsverhältnis für den Beton festgesetzt:

- 285 kg Bindemittel auf
- 707 kg = 37% Sand . . . . . 0 bis 7 mm
- 344 kg = 18% Splitt . . . . . 7 bis 30 mm
- 554 kg = 23% Schotter . . . . . 30 bis 60 mm
- 306 kg = 22% Grobschotter . . . . . 60 bis 100 mm.

Dazu kamen 190 bis 195 Liter Wasser.

Die Bindemittel setzen sich zusammen aus:

- 171 kg = 60% Traßportlandzement 60/40 und
- 114 kg = 40% feingemahlenem Thurament.

Zunächst lag selbstverständlich der Gedanke nahe, als Zuschlagstoffe die beim Aushub der Baugrube gewonnene Grauwacke zu verwenden, die durch einen in der Nähe der Baustelle aufzuschließenden Steinbruch hätte ergänzt werden müssen. Reine Grauwacke stand aber an keiner Stelle in größerer Mächtigkeit an. Sie war überall so stark mit den für Betonzwecke ungeeigneten Tonschiefer durchsetzt, daß sich ein Verhältnis von 1:5 von reiner Grauwacke zu Tonschiefer und dem vorher zu beseitigenden Abraum ergab. Die Gewinnung der Grauwacke wurde dadurch unwirtschaftlich. Es wurde daher auf Granit zurückgegriffen. Ein genügend großes Steinvorkommen an gesundem Granit fand sich etwa 20 km von der Baustelle entfernt auf dem Henneberg bei Weitisberga. Hier wird das Gestein gewaschen und auf eine Korngröße bis zu 100 mm gebrochen.

Der fabrikmäßig hergestellte Traßportlandzement 60/40 wurde von der Zementfabrik Kruft bei Andernach, der Thurament von der Zementfabrik Göschwitz aus Unterwellenborn bezogen.

Insgesamt sind für die vorgesehenen 450 000 m<sup>3</sup> Beton etwa 900 000 t Zuschlagstoffe, 80 000 t Traßportlandzement und 53 000 t Thurament zu liefern. Bei einer Durchschnittsleistung von 1000 bis 1200 m<sup>3</sup> Beton je Tag mußten die Zuschlagstoffe in Mengen von täglich bis zu 2100 t anrollen. Hierfür waren von der Reichsbahn Talbotwagen zur Verfügung gestellt worden, und zwar sollten die Steinzüge aus 20 Wagen je 17,5 t bestehen. In der Zeit von 6 bis 21 Uhr waren sechs Züge täglich ab-

zunehmen. Dazu kamen täglich 12 Wagen Traßportlandzement und acht Wagen Thurament. Um diese täglichen Mengen an Zuschlagstoffen und Bindemitteln einwandfrei abnehmen zu können, mußte die Baustelle nicht nur durchaus neuzeitlich eingerichtet werden, sondern es mußte vor allen Dingen die Baustelle zunächst mal durch geeignete und leistungsfähige Zufahrtmöglichkeiten aufgeschlossen werden. Dazu genügte natürlich nicht allein ein Vollbahnanschluß. Denn ein weiterer erheblicher Teil an Baustoffen und -geräten mußte mit Lastkraftwagen angefahren werden.

Die erforderlichen Verkehrswege wurden im Jahre 1935 gebaut. Aus dem am linken Ufer der Saale liegenden Bahnhof Eichicht wurde ein 5,5 km langes Vollbahngleis abgezweigt, für dessen Planum nach entsprechenden Verbreiterungen und Begradigungen der bisherige, nur 3 m breite Ortsverbindungsweg zwischen Kaulsdorf und Hohenwarte benutzt wurde. Hierdurch war für das Gleis eine feste Unterlage geschaffen, und es bestand keine Gefahr, daß später beim Vollbetrieb empfindlich störende Sackungen auftraten.

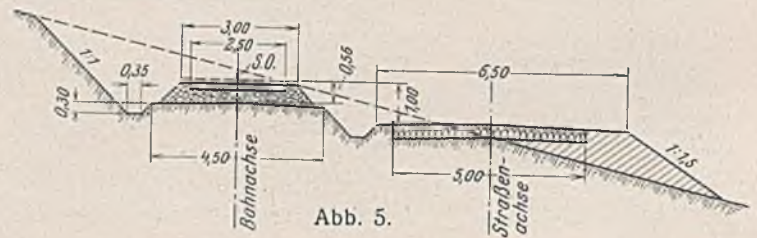


Abb. 5.

Die Bahn kreuzt unmittelbar hinter dem Bahnhof die Saale auf einer eingleisigen Brücke mit vier Öffnungen von je 36 m Spannweite. Die Brückenachse ist mit einem Halbmesser von 400 m gekrümmt und steigt vom linken zum rechten Ufer mit einer Neigung von 1:1000 an. Die Brücke selbst ist als vollwandiger, stetig gekrümmter Durchlaufträger über fünf Stützen in genieteteter Konstruktion ausgeführt worden. In ihrer gefälligen Bauart paßt sie sich ausgezeichnet dem Landschaftsbilde an (Abb. 4).

Die zwei Widerlager und drei Pfeiler sind in Beton hergestellt worden, nachdem die Baugruben zwischen Larssen-Spundwänden bis auf den festen Felsen ausgehoben worden waren. Es wurden unter Beibehaltung gleicher Zuschlagstoffe und Beigabe unterschiedlicher Mengen an Traßportlandzement und Thurament verschiedene Mischungsverhältnisse ausgeprobt, um einen Anhalt dafür zu bekommen, ob und wie sich die für die Sperrmauer vorgesehene Mischung verarbeiten ließe. Gleichzeitig wurden Erfahrungen darüber gesammelt, welche Wärmegrade die einzelnen Mischungen während des Abbindens entwickelten. Das Ergebnis war so, daß das für die Sperrmauer vorgesehene Mischungsverhältnis gut verarbeitbar war, wenn anstatt des gewöhnlichen grobgemahlten Thuraments feingemahlener Thurament zugesetzt wurde, und daß es im Vergleich zu anderen Mischungen die geringste Wärmeentwicklung zeigte.

Der Beton sollte im unteren Teil als Unterwasserfußbeton nach dem Kontraktorverfahren eingebracht werden. Dieses Verfahren ließ sich jedoch nicht durchführen, weil die Zuschlagstoffe aller Betonmischungen vom



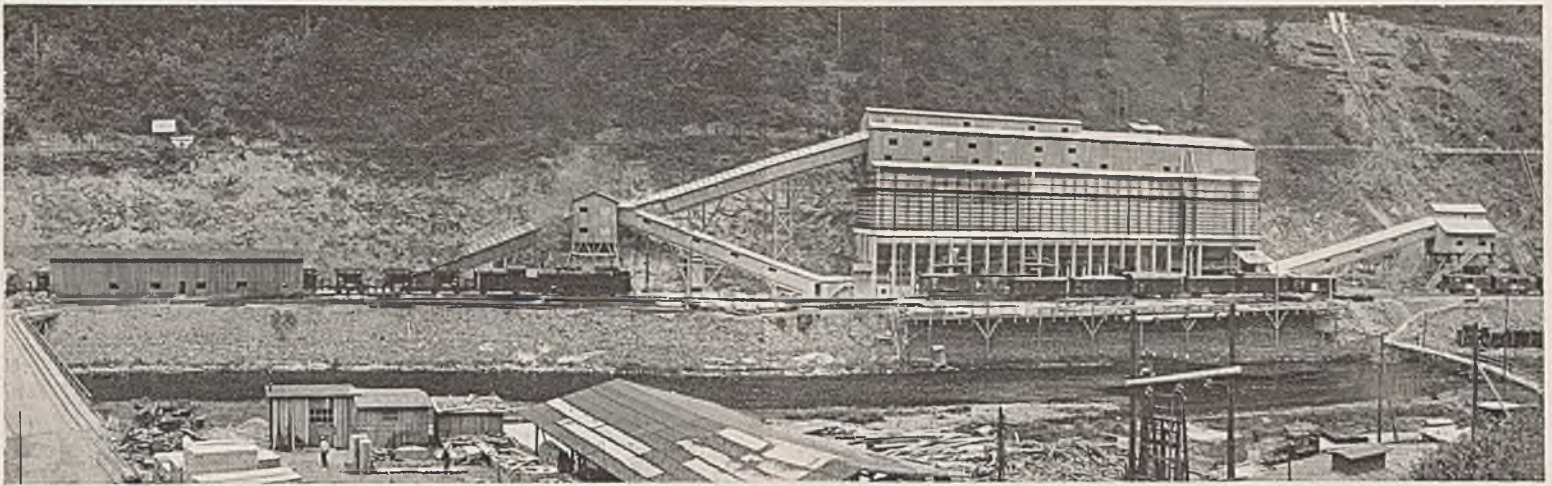


Abb. 6.

feinsten bis zum größten Korndurchmesser nur aus gebrochenem Granit bestanden. Es fehlte das runde Korn des Kiesel. Wenn der Beton auch an und für sich plastisch weich war, so blieb er doch sperrig und ließ das für den Unterwassergußbeton unerläßliche Fließvermögen vermissen. Infolgedessen mußte der Beton in trockener Baugrube mit offener Wasserhaltung eingebracht werden.

Zwischen der Bahn und der Saale wurde die neue Straße in einer nutzbaren Breite von 6 m angeschüttet. Der Anschüttungsboden wurde bei den Begradigungsarbeiten für die Bahn gewonnen. Die Lage der Straße zur Bahn geht aus dem Regelquerschnitt (Abb. 5) hervor.

Mit Beginn des Jahres 1936 wurde auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung der Bau der Sperrmauer und ihrer Nebenanlagen an die „Arbeitsgemeinschaft Saaletalsperre“ vergeben, die aus der Firma Beton- und Monierbau AG, Berlin, der Allgemeinen Baugesellschaft Lenz & Co., Berlin, sowie der Firma Polensky & Zöllner, Berlin, bestand. Die Firma Beton- und Monierbau AG, Berlin, ist federführend.

Sofort nach der Zuschlagerteilung wurde mit der Einrichtung der Baustelle begonnen. Diese wurde maßgebend beeinflusst von den beschränkten Platzverhältnissen in dem engen Saaletal und von der großen Menge der täglich abzunehmenden und zu verarbeitenden Baustoffe. Zwei Einrichtungen kennzeichnen die Baustelle, und zwar die Betonaufbereitungsanlage und die beiden Kabelkrane. Die Betonaufbereitungsanlage besteht aus dem Tiefbunker, den Silos zur Aufnahme der Zuschlagstoffe und der Bindemittel sowie der Betonmischanlage (Abb. 6).

Der Tiefbunker wurde mit vier Einzelbunkern angelegt. Die Steingüter fahren über den Bunker und werden in je 10 min entleert.

des Betons erforderlichen Anteilen, wie aus der nachstehenden Gegenüberstellung hervorgeht.

Korngröße		Gelieferte Anteile %	Erforderliche Anteile %
Sand . . . . .	0 bis 7 mm	6	37
Splitt . . . . .	7 bis 30 mm	14	18
Schotter . . . . .	30 bis 60 mm	30	23
Grobschotter . . . . .	60 bis 100 mm	50	22

Zur Ergänzung des vor allen Dingen fehlenden Kornes 0 bis 7 mm und 7 bis 30 mm waren daher unter den Steinzellen vier Backen- und drei Kegel- (Symons-) Brecher aufgestellt. In den Backenbrechern werden die überschüssigen Mengen des groben Gesteins auf Splitt und in den Kegeltretern die gesamte angelieferte Splitt auf Sand gebrochen. Auf den aus dem Steinbruch anfallenden Splitt wird also vollkommen verzichtet, weil dieser Splitt zu plattig ist, während beim Nachbrechen auf der Baustelle aus den bereits vorgebrochenen Steinen eine bessere Würfelform erzielt wird. Auf einem laufenden Bande wird das nachgebrochene Gestein wieder über den Umwurfurm auf die Siebanlage und von hier aus in die einzelnen Zellen gebracht. Da der Splitt in zwei Sorten anfällt, d. h. zuerst aus dem Steinbruch und dann aus den Nachbrechern auf der Baustelle, sind für diese Korngrößen zwei Zellen vorhanden. Die Brecheranlage im Steinbruch sowie die Sieb- und Nachbrecheranlage auf der Baustelle sind von den Krupp-Gruson-Werken in Magdeburg geliefert.

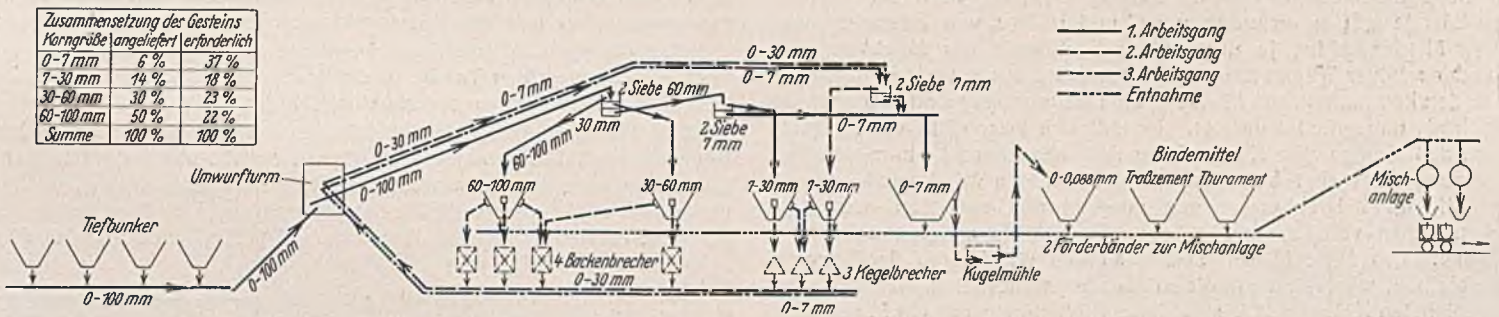


Abb. 7.

Aus den Bunkern wird das Gestein mit Stoßpelsern auf ein laufendes Band abgezogen, über einen Umwurfurm auf die Siebanlage im obersten Stockwerk des Silos gebracht und dort abgelebt (Abb. 7). Das Silo ist so bemessen, daß es für eine Betonierzeit von 8 Tagen bei einer Durchschnittsleistung von 1000 m<sup>3</sup> je Tag ausreicht. Es ist zur Aufnahme der Korngrößen 60 bis 100 mm, 30 bis 60 mm, 7 bis 30 mm und 0 bis 7 mm in einzelne Zellen unterteilt. Anschließend folgen die Zellen für das in einer Kugelmühle auf der Baustelle hergestellte Steinmehl von 0 bis 0,088 mm und je eine Zelle für den Traßportlandzement und den Thurament. Die Unterbringung der Zellen für das Steinmehl und die Bindemittel im gleichen Silo zusammen mit der Siebanlage hat sich während des Betonierbetriebes teilweise als nicht ganz zweckmäßig erwiesen. Es wird daher bei ähnlichen Baustelleneinrichtungen zu überlegen sein, ob nicht eine Trennung besser ist. Denn beim Abzapfen der Bindemittel sind häufig Brückenbildungen in den Zellen vor den Abzapflöchern aufgetreten, die wahrscheinlich zum großen Teil auf die Erschütterungen zurückzuführen sind, die sich von den Rüttelsieben auf das ganze Gebäude übertragen. Der Anteil der im Steinbruch gebrochenen Mengen an den einzelnen Korngrößen entspricht nicht ohne weiteres den für die Zusammensetzung

Das Mischen des Betons geschieht in zwei Mischmaschinen. Infolgedessen ist für das Beschicken der Mischmaschinen auch eine doppelte Anlage vorgesehen. Je nachdem, ob mit einer oder mit beiden Mischmaschinen betoniert wird, werden die Zuschlagstoffe und Bindemittel aus genau eingestellten, am Boden der einzelnen Zellen befindlichen Öffnungen auf die beiden unter dem Silo laufenden Bänder abgezogen. Die Zuschlagstoffe fallen zunächst auf Plattenbänder, vor die Ketten gehängt sind, um die sonst ruckartige Abgabe des Gesteins zu verhindern und ein gleichmäßiges Beschicken der Bänder zu erzielen. Außerdem sind an den Wellen der Plattenbänder Umdrehungszähler angebracht. Das Gewicht der von den Plattenbändern zugegebenen Zuschlagstoffe wird dauernd nachgeprüft, so daß aus den Gewichten und aus den Umdrehungszahlen für jeden Betonblock die verbrauchten Mengen genau festgestellt werden können.

Ähnlich vollzieht sich die Zugabe der Bindemittel. Traßportlandzement und Thurament laufen zunächst über eine Waage in eine Schnecke, in der sie vorgemischt werden, bevor sie auf das zur Mischanlage gehende Band fallen. Die Waagen sind mit einem Summenschreiber versehen. Daraus kann nachträglich festgestellt werden, ob der Zusatz an Binde-



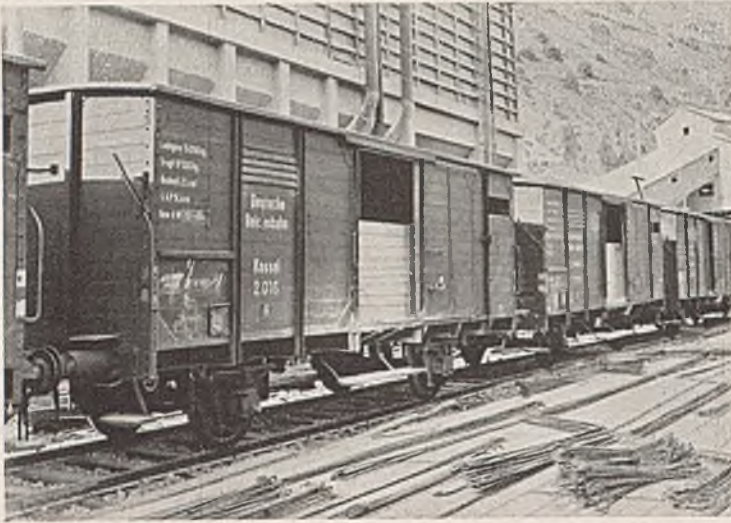


Abb. 8.

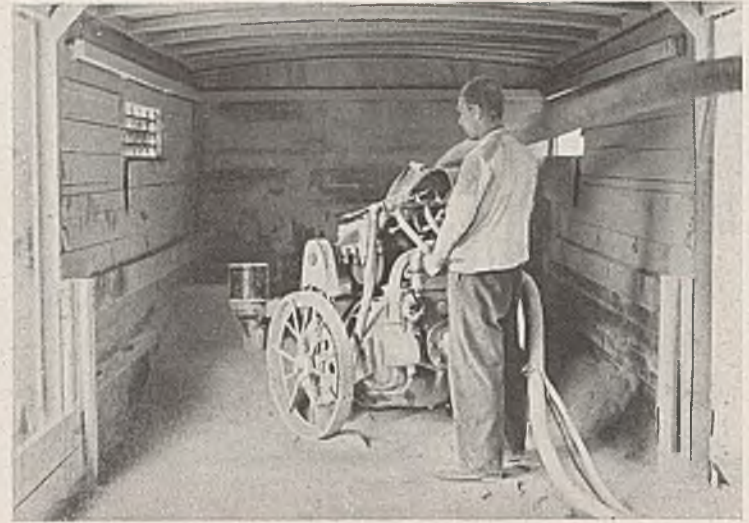


Abb. 9.

mitteln gleichmäßig war. Um aber dagegen gesichert zu sein, daß die Anlage läuft, ohne daß auf kürzere oder längere Zeit Bindemittel zugesetzt werden, sind die Waagen noch mit Lichtsignalen und Alarmklingeln verbunden. Sobald aus irgendeinem Grunde das bestimmte Gewicht unterschritten wird, leuchtet eine rote Lampe auf und ertönen die Klingeln. Dann wird die Anlage sofort stillgelegt und der Fehler behoben. Die Vorrichtungen zum Beschicken der Bänder mit Zuschlagstoffen und Bindemitteln sind an eine durchlaufende Welle angeschlossen. Je nach der Umdrehungsgeschwindigkeit dieser Welle kann daher langsam oder schnell betoniert werden, ohne daß an den einzelnen Aufgabestellen irgendwelche Umstellungen vorgenommen werden müssen.

Auf Anregung der Arbeitsgemeinschaft Saaletalsperre werden die Bindemittel nicht in Papiersäcken, sondern lose verladen angeliefert. Die Verladung geschieht in gewöhnlichen Güterwagen, deren Türen durch Vorsatzkasten mit Filzbelag abgedichtet werden (Abb. 8). Zur Entladung steht eine von der Firma Claudius Peters, Hamburg, gelieferte Zementpumpe zur Verfügung. Die Pumpe wird in den Wagen hineingefahren, zieht die Bindemittel mit einer in einem Rüssel laufenden Schnecke an sich und befördert sie mittels Druckluft in die Bindemittelzellen (Abb. 9). Wenn hierbei auch keine vollkommene staubfreie Entladung gegeben ist, so hat sich die Verwendung der Pumpe nach Abstellung einzelner Mängel und nach Einarbeitung der Bedienungsmannschaften doch im allgemeinen bewährt.

In der Betonmischanlage sind zwei kontinuierliche Mischer der Firma Vögele, Mannheim, mit einer Leistung von je  $60 \text{ m}^3/\text{h}$  aufgestellt. Zu jeder Mischmaschine gehört eine Wasserpumpe, die nach der erforderlichen Menge genau einzustellen ist, und infolge von Zwangskupplung mit der Mischmaschine je nach der Schnelligkeit des Mischvorganges mehr oder weniger Wasser zusetzt. Die ursprünglich gehegte Befürchtung, daß in den kontinuierlichen Mixern eine Entmischung stattfinden würde, hat sich als unbegründet gezeigt. Es läßt sich zwar nicht von der Hand weisen, daß eine gewisse Entmischung zu beobachten ist. Eine derartige Erscheinung wird aber bei allen bisher bekannten Mischmaschinen auftreten, die durch Drehbewegungen mischen und entleeren, wenn das Mischgut einen verhältnismäßig hohen Prozentsatz an groben Bestandteilen hat. Das feine Mischgut wird an den Wandungen der Trommel haften bleiben, während die groben Teile eher zurückfallen. Durch Einbau von geeigneten Kullissen läßt sich diese Erscheinung auf ein Mindestmaß

zurückdrängen. Aus den Mischmaschinen fällt der Beton durch nahezu senkrechte Rohre in Vorbunker, aus denen er in Kübel von  $2,5 \text{ m}^3$  Inhalt abgezapft wird. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, auch diese Rohre mit Kullissen zu versehen, wodurch eine doch noch auftretende Entmischung weiter gemildert wird. Die Kübel stehen auf Plattformwagen (Abb. 10) und werden auf Schmalspurgleisen unter die Kabelkrane gefahren, von diesen aufgenommen und an die einzelnen Einbaustellen gebracht.

Kabelkrane haben den großen Vorteil, daß sie die ganze Baustelle von Einbauten freihalten, die bei beengten Bauplätzen störend wirken und gegebenenfalls als Fremdkörper in einem geschlossenen Betonbauwerk unerwünscht sind. Infolgedessen können sie wohl mit Recht für eine Sperrmauer als das geeignetste Einbaugerät bezeichnet werden. Die von der Firma Bleichert & Co., Leipzig, gelieferten beiden Kabelkrane überbrücken im Bereich der Baustelle das Saaletal mit einer Spannweite von  $480 \text{ m}$  (Abb. 11). Jeder Kabelkran hat eine Tragfähigkeit von  $6 \text{ t}$  und kann in der Stunde durchschnittlich 18 Spiele leisten, also  $18 \times 2,5 = 45 \text{ m}^3$  Beton verfahren. Er besteht aus je einem festen Turm am rechten und linken Hang, d. h. der zweite Turm ist nicht als Pendelstütze ausgebildet. Die festen Türme verhindern, daß die Kübel nach dem Entleeren hochschnellen und wieder zurückfallen, wodurch stets eine große Gefahr für Menschenleben und die Baueinrichtungen besteht. Trotz des Kübelinhaltes von  $2,5 \text{ m}^3$  Beton treten beim Entleeren keine größeren senkrechten Schwankungen als höchstens  $1 \text{ m}$  auf. Die Türme sind aber nicht in dem Sinne fest, daß sie ortsgewunden sind. Beide Kabelkrane können vielmehr seitlich verfahren werden und sich bis auf  $8 \text{ m}$  nähern. Die Bedienung geschieht nur vom rechten Turm aus. Der linke Turm ist zwangsgeschaltet und macht infolgedessen jede Seitenverschiebung mit.

Für die Behelfübermittlung werden durch Winker am Tage Winkzeichen mit rot-weißen Tafeln, in der Nacht mit Laternen gegeben. Bei Nebel wird eine Fernsprechanlage hergestellt.

Für die Sperrmauer einschließlich ihrer Nebenanlagen ist eine Bauzeit von vier Jahren vorgesehen. Davon entfällt das erste Jahr auf die Einrichtung der Baustelle und den Baugrubenaushub, das zweite bis vierte Jahr auf den eigentlichen Sperrmauerbau. Um diese Fristen innezuhalten, müssen im zweiten Jahre etwa  $200\,000 \text{ m}^3$ , im dritten  $190\,000 \text{ m}^3$

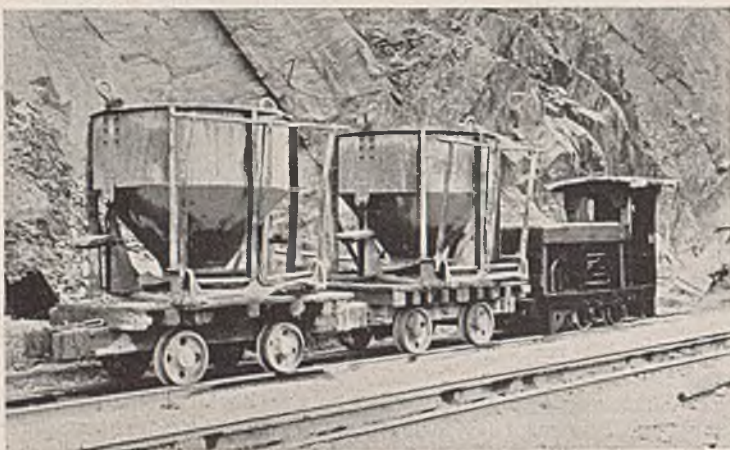


Abb. 10.

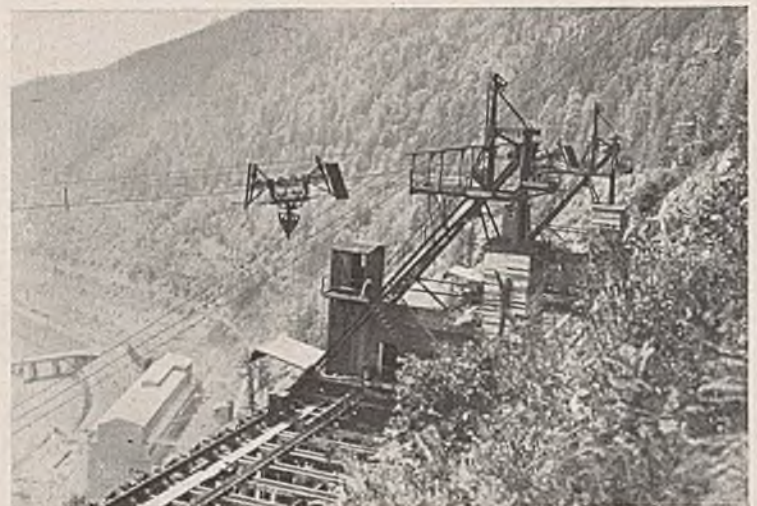


Abb. 11.



und im vierten 60 000 m<sup>3</sup> Beton hergestellt werden. Bei der Durchführung dieses Bauplanes sind drei Bauabschnitte zu unterscheiden, die sich daraus ergeben, daß die Saale mit Rücksicht auf die geologischen Verhältnisse nicht in einem Stollen umgeleitet werden kann, sondern während der ganzen Bauzeit durch die Baustelle durchgeleitet werden muß. Ferner ist der gesamte Felsausbruch für die Baugrube wegen der unvermeidlichen Sprengungen vor Beginn der Betonarbeiten fertigzustellen, weil sonst durch die Erschütterungen beim Sprengen der Abbindevorgang des Betons gestört wird.

Zeit wieder leerzupumpen. Der beim Aushub der Baugrube gewonnene Abraum und Fels wurde im künstigen Stausee am linken Saaleufer abgelagert. Ein kleiner Teil brauchbaren Gesteins wurde dabei ausgesucht und beiseite gesetzt, um bei Pflasterarbeiten Verwendung zu finden. Anschließend an den Baugrubenaushub wurden die Betonarbeiten in Angriff genommen, mit dem Ziele, etwa 200 000 m<sup>3</sup> Beton herzustellen, einschließlich Montage und Einbetonierung der Kraft- und Grundablaßrohre I und II mit ihren Ein- und Auslaufbauwerken sowie der Fertigstellung des kleinen Hilfskraftwerkes und des Tosbeckens.

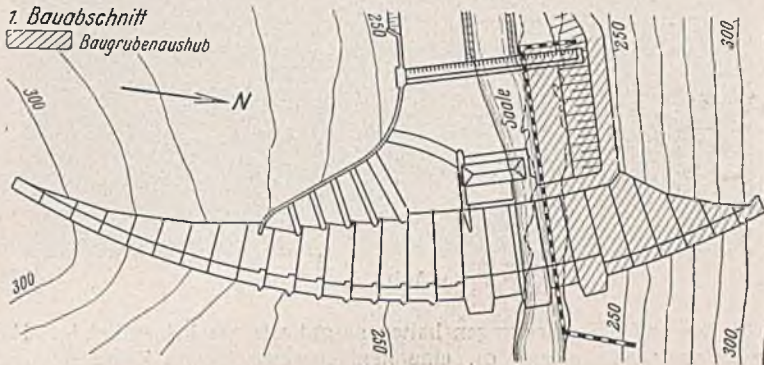


Abb. 12a.

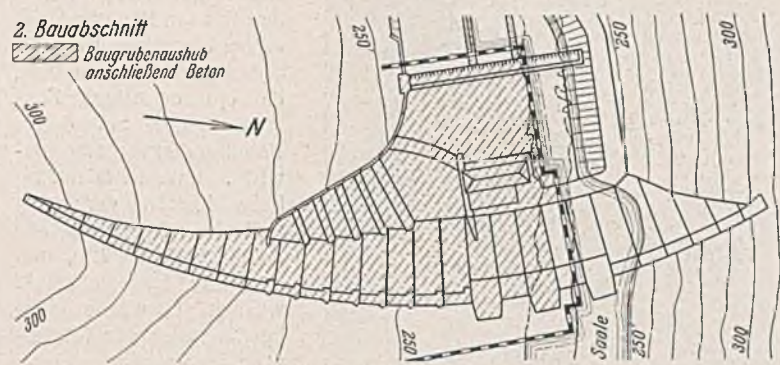


Abb. 12b.

Bauabschnitt I (Abb. 12a).

Die Baugrube am rechten Hang wurde unter gleichzeitigem Abdrängen der Saale nach dem linken Ufer hin durch eine Spundwand (Larsen-Profil III) abgeschlossen. Für die Höhe der Spundwand war die Bedingung maßgebend, daß ein Saalehochwasser von 200 m<sup>3</sup>/sek die Baugrube nicht überflutete. Es bestanden keine Bedenken, die Baugrube bei höheren Hochwasserwellen überfluten zu lassen, weil dadurch ein nennenswerter Schaden nicht angerichtet werden konnte, da nur der Baugrubenaushub getätigt wurde. Die Lage der Spundwand ergab sich aus der Überlegung, daß im zweiten Bauabschnitt bereits die für das spätere Kraftwerk erforderlichen Kraft- und Grundablaßrohre I und II einbetoniert werden mußten, durch die die Saale mit Beginn des dritten Bauabschnittes durchgeleitet werden sollte. Im Schutze der Spundwand wurde der Baugrubenaushub vorgenommen. Das Ausbruchmaterial wurde am rechten Hang innerhalb des späteren Stausees auf Kippe gefahren.

Bauabschnitt III (Abb. 12c).

Die Flügelspundwände am linken Hang wurden entfernt. Die Baugrube am rechten Hang wurde wieder durch Spundwände abgeschlossen. Die Saale staute soweit an, daß sie ihren Weg durch die beiden Kraft- und Grundablaßrohre nehmen konnte. Die Höhe der Spundwand auf NN + 244,75 m war so festgelegt worden, daß eine Überstauung erst eintrat, wenn die Saale mehr als 85 m<sup>3</sup>/sek Wasser führte. Diese Änderung gegenüber dem Bauabschnitt II wurde zugelassen, weil die Absteifung einer höheren Spundwand sehr schwierig geworden wäre und einen verhältnismäßig hohen Eisenbedarf erfordert hätte, und weil sich im Laufe der

Bauabschnitt II (Abb. 12b).

In der ausgehobenen Baugrube des Bauabschnittes I wurde eine Längsspundwand (Krupp-Profil III) in einen Betonschlitz eingesetzt und mit einer doppelten Reihe von Anker in der Baugrube verankert (Abb. 13 u. 14). Die Flügelspundwände nach dem rechten Hang wurden entfernt, und die Saale wurde durch die Baugrube am rechten Hang geleitet. Darauf wurde die Baugrube am linken Hang durch Flügelspundwände abgeschlossen. Die Oberkante der Spundwand wurde so festgelegt, daß ein Saalehochwasser bis zur Höhe NN + 243,00 m, d. h. von etwa 175 m<sup>3</sup>/sek ohne Gefährdung der Baugrube abgeführt werden konnte. Trotz des Schutzes, den die Baustelle durch die Bleilochsperre genoß, mußte aber mit stärkeren Hochwasserwellen gerechnet werden. Um

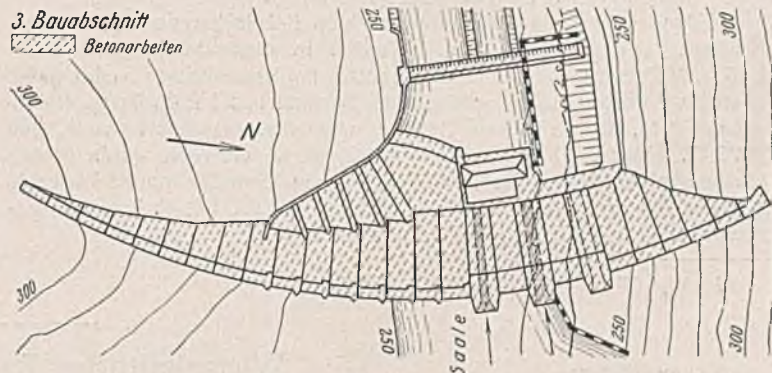


Abb. 12c.

dann zu verhindern, daß das Hochwasser über die Spundwand hinweg mit großer Gewalt in die Baugrube stürzte und unübersehbaren Schaden anrichtete, wurden in der Spundwand zwei Schützöffnungen angeordnet. Diese waren so bemessen, daß die Baugrube bei drohender Hochwassergefahr in drei Stunden unter Wasser gesetzt werden konnte. Es waren genügend Pumpen auf der Baustelle vorhanden, um nach Ablauf des Hochwassers und Schließung der Schützen die Baugrube in kürzester

Bauzeit herausgestellt hatte, daß die Umleitung der Saale erst nach Ablauf der Frühjahrshochwasserwelle vor sich gehen konnte. Wie im Bauabschnitt II wurden auch hier zwei Schützöffnungen zum Schutze der Arbeiten in der Baugrube eingebaut.

Nachdem die Baugrube für die Sperrmauer soweit ausgehoben und gesäubert war, daß mit den Betonarbeiten begonnen werden konnte, wurde zunächst eine eingehende Untersuchung des Untergrundes unter Hinzuziehung der Thüringischen Geologischen Landesuntersuchung vorgenommen. Die freigelegte Baugrube bestätigte in vollem Umfange die nach den geologischen Gutachten zu erwartenden Verhältnisse. Sollte der Felsuntergrund

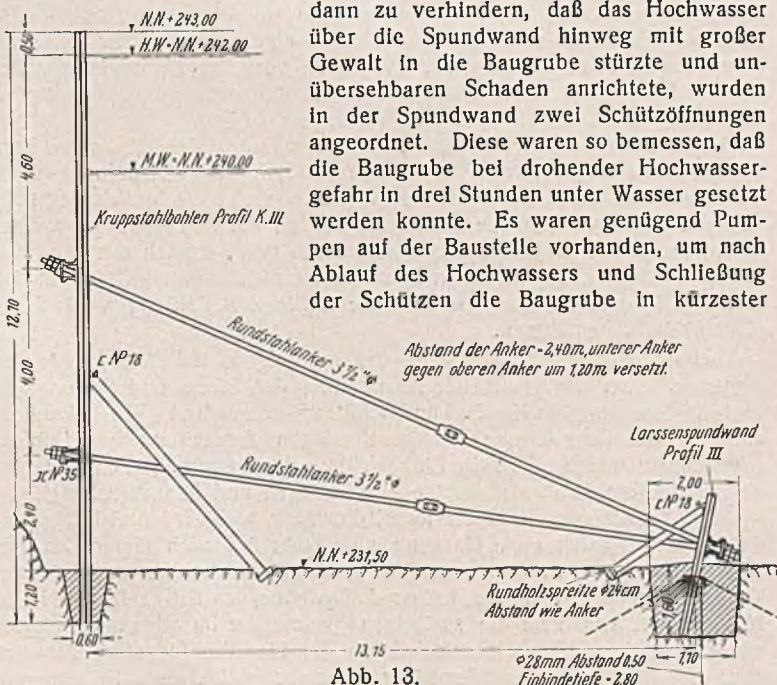


Abb. 13.



Abb. 14.





Abb. 15.

wasserundurchlässig werden, mußten also zahlreiche Zementeinpressungen angeordnet werden. Mit Rücksicht auf die vielen Spalten in den Schicht-Schieferungs- und Klüftflächen mußte von vornherein der Gedanke fallen gelassen werden, den ganzen Baugrund mit einem Netze von Einpreßbohrungen zu überziehen, da ein derartiges Netz verzögernd auf den Betonierungsvorgang gewirkt, unverhältnismäßig hohe Kosten verursacht und doch keine Gewähr dafür gegeben hätte, daß sämtliche Spalten erfaßt wurden. Es wurde daher bestimmt, an der Wasserseite der Sperrmauer einen durchgehenden Dichtungsschleier dadurch zu schaffen, daß in Abständen von

1 m Einpreßbohrungen heruntergetrieben wurden. Außerdem sollte jede Störungszone durch Einpreßbohrungen in Entfernungen von 3 m durch die ganze Baugrube von der Wasser- bis zur Luftseite hindurch verfolgt werden. Es erschien zweckmäßig, die Einpreßbohrungen für den Dichtungsschleier in den wasserseitigen Arbeitsraum zu legen, um die Betonarbeiten vollkommen unabhängig von dem Fortschritt der Dichtungsarbeiten zu machen. Hier wurden dementsprechend die ersten Bohrungen angesetzt, und zwar wurde das Bohren mit Crällius-Bohrmaschinen (Abb. 15) und Auspressen (Abb. 16) in der bekannten Weise von oben nach unten in den Staffeln von 5 zu 5 m durchgeführt<sup>1)</sup>.

Maßgebend für die Tiefe der einzelnen Bohrlöcher war die Zementaufnahme in den letzten 5 m. Wurden in dieser Staffel noch mehr als 6 Sack Zement aufgenommen, mußte um eine weitere Staffel tiefer gebohrt werden. Das Einpreßgemisch bestand aus 1 R.-T. Traßportlandzement 60/40, der zu diesem Zwecke in Säcken angeliefert wurde, und 0,58 R.-T. Wasser. Dieses verhältnismäßig dicke Gemisch wurde in den Störungsspalten beibehalten, während es in dem Dichtungsschleier je nach der Durchlässigkeit des Untergrundes bis auf 1 R.-T. Traßportlandzement auf 2 R.-T. Wasser verdünnt wurde.

<sup>1)</sup> Lugeon, Staumauern und Geologie.

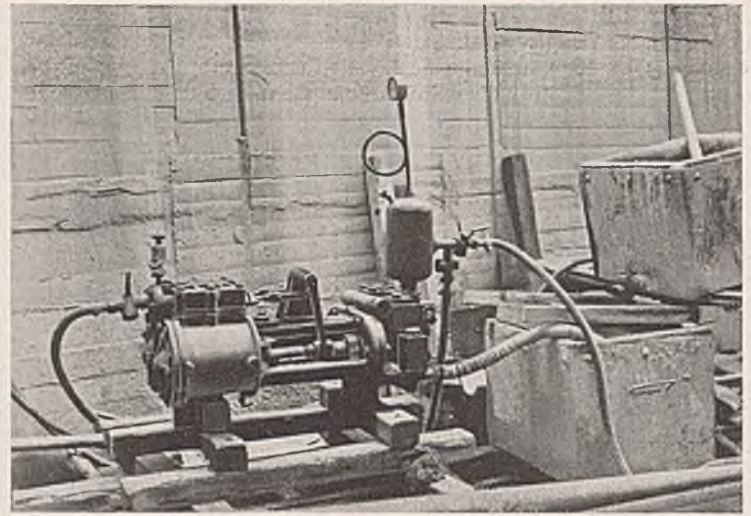


Abb. 16.

Die ersten Einpressungen hatten so gut wie gar keinen Erfolg. Nur ganz vereinzelt gelang es, eine nennenswerte Menge Zementgemisch einzupressen, und dabei bis zu einem Einpreßdruck von 30 at zu gehen. Meistens kam das Einpreßgemisch, sobald es unter den geringsten Druck gesetzt wurde, aus den Spalten in unmittelbarer Nähe des Bohrloches hervor, gleichgültig, ob in der ersten, zweiten oder dritten Staffel gepreßt wurde. Es war also nicht möglich, durch das staffelförmige Einpressen von oben nach unten eine Auflast im Gebirge selbst zu schaffen, die das Zementgemisch in den tieferen Staffeln zu einer Ausbreitung nach allen Seiten zwang. Es wurde nun in Erwägung gezogen, den im Arbeitsraum zwischen der Sperrmauer und der Felsböschung der Baugrube vorgesehenen Füllbeton einzubringen unter gleichzeitigem Hochführen von Mantelrohren. Die Mantelrohre hatten den Zweck, Kosten und Arbeitszeit bei dem sonst erforderlich gewesenem Durchbohren des Betons zu sparen. Da aber die Spalten im Fels nach der Oberfläche hin weiter offen stehen, während sie sich nach der Tiefe hin enger schließen, bestand die Gefahr, daß das Einpreßgemisch den Weg des geringsten Widerstandes suchend in den Felsen außerhalb der Sperrmauer gehend und dort zwar in großen Mengen eingepreßt wurde, aber für die Dichtung des Felsuntergrundes unter der Sperrmauer verloren ging. Es blieb daher kein anderer Weg übrig, als den Dichtungsschleier unter den wasserseitigen Besichtigungsgang zu legen. Hierdurch war auch nach dem wasserseitigen Arbeitsraum hin eine Auflast von mindestens 7 m Breite gegeben (Abb. 3). Außerdem konnten die Einpreßbohrungen vorgenommen werden, wenn die Betonarbeiten bis über den Besichtigungsgang hinaus gediehen waren. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Wirtschaftliche Baugrubenaussteifung.

Von Dr.-Ing. Friedrich Hasse, a. o. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

Die Baugrubenaussteifung wird unbeschadet ihres Behelfzweckes gewöhnlich ebenso wie ein Dauerbau behandelt, wenn es gilt, sie statisch zu berechnen; dabei beruht sie auf wesentlich anderen konstruktiven und wirtschaftlichen Voraussetzungen.

Wirtschaftlich entspringt die Aussteifung aus dem Verhältnis oder auch Mißverhältnis zwischen dem abgeöschten und dem abgestellten Wandteil der Baugrube (Abb. 1 a bis c). Je nachdem der Boden steht, zeigt die kurzlebige Aussteifung, namentlich bei möglichst vielfacher Wiederverwendung der Bauglieder, im Stoffgefüge, in den Abmessungen und in der Ausführung allerhand Ungenauigkeiten, über deren Tragweite man sich klar sein muß, bevor überhaupt die Rechnung beginnt.

Überhaupt ist der wesentliche Gesichtspunkt für die Standsicherheit der Baugrube nicht die Ersparnis an Arbeitsfläche, Baustoffen und Bodenaushub, sondern die unbedingte Gewißheit, daß Arbeit und Verkehr im Bereich der Baugrube gleichmäßig ungefährdet sind.

Im Gegensatz zum Dauerbau, der nach sorgsam aufgestelltem Entwurf mit genauer Ermittlung des Kräftespiels berechnet und für eine nach menschlichem Ermessen unbegrenzte Lebensdauer ausgeführt wird, zeigt die kurzlebige Aussteifung, namentlich bei möglichst vielfacher Wiederverwendung der Bauglieder, im Stoffgefüge, in den Abmessungen und in der Ausführung allerhand Ungenauigkeiten, über deren Tragweite man sich klar sein muß, bevor überhaupt die Rechnung beginnt.

Insbesondere ist hier für statisch unbestimmte Anordnungen im allgemeinen kein Raum. Bedürfen sie, namentlich soweit sie auf äußeren Kräften beruhen, schon bei Dauerbauten der sorgsamsten Begründung, so müßten sie im Bereich der Baugrube angesichts der überhaupt nicht verfolgbaren Formänderungsarbeit eigentlich grundsätzlich ausgeschlossen

sein. Innerlich entstehen sie leicht ungewollt aus mißverständlicher Großzügigkeit. (Viel hilft viel!) Dabei mindern sie die Standsicherheit und fördern die Stoffvergeudung — und dies zu einer Zeit, wo wir sonst mit allen Mitteln dagegen kämpfen. Auch die vorsichtigste Bauleitung hat deshalb heute kein Recht mehr, statisch nicht begründeten Stoffaufwand zu verlangen, ohne sich über die Folgen klar zu sein.

Eigenmächtige Überbemessung von Dauerbauten, bei denen der Ausführende mit wagnisfreien Vordersätzen arbeitet, wird von aufmerksamen Bauherren mit ihren geschulten Hilfskräften meist erfolgreich verhütet, dagegen begnügen sich die prüfenden Stellen bei Behelfbauten, wo der Unternehmer das Wagnis des Stoffaufwandes trägt, einfach mit der Feststellung, daß die zugelassenen Spannungen nicht überschritten werden. Auf ihre Ausnutzung und deren wirtschaftliche Bedeutung wird dabei nicht Bedacht genommen.

Es ist deshalb das Hauptziel der nachfolgenden Betrachtungen, zu zeigen, wie bei wirtschaftlicher Ausnutzung der Stoffe und Spannungen auch die Rechnung an Klarheit und Schlüssigkeit gewinnt. Wir behandeln zunächst die Regelformen der kanalmäßigen Aussteifung aus Bohlen, Brusthölzern und Steifen; die Einbeziehung der Rammträgerbohlen ergibt sich von selbst durch gleichartige Abmessungen und Beanspruchungen.

Die Kanalbohle ist in der Regel 4 m lang und wird dreistützig eingebaut, ist also dem oben Gesagten zum Trotz äußerlich einfach statisch unbestimmt; ihr Anwendungsbereich beschränkt sich aber auf geringere Tiefen mit wenig oder gar keiner Auflasthöhe, so daß selbst bei der Mindestdicke von 5 cm die zulässigen Spannungen im allgemeinen kaum erreicht werden. Statisch entscheidend ist hier das (negative) Moment über der Mittelstütze, zahlenmäßig ungefähr gleich dem Feldmoment



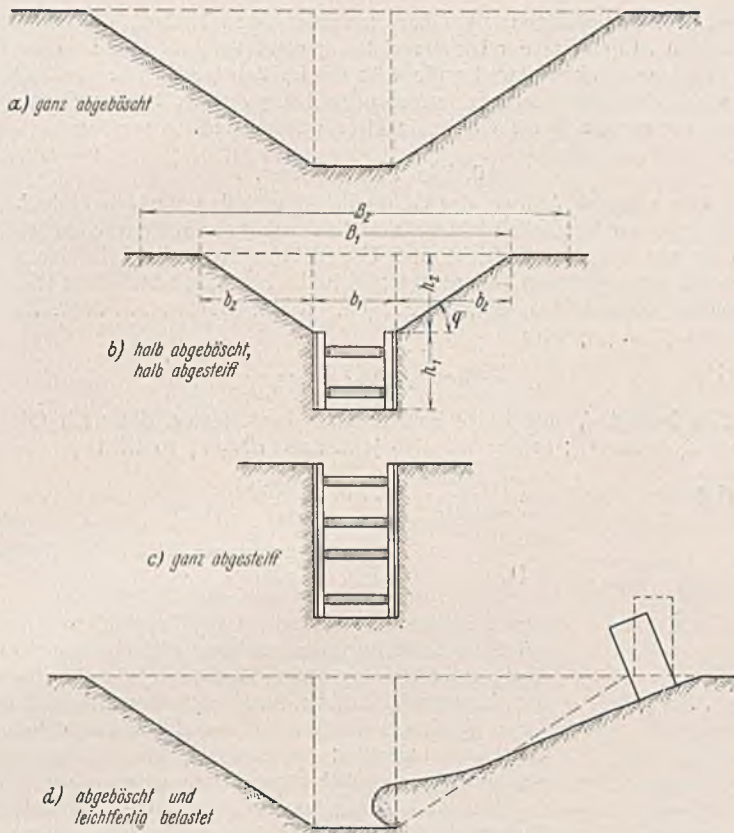


Abb. 1 a bis d.

über der halben Länge, wenn diese als freie Stützweite gerechnet wird. Hieraus ergibt sich auch die statische Verwandtschaft mit den Rammträgerbohlen und den dickeren zweistützigen Bohlen, wie sie bei tiefen Baugruben mit großer Auflasthöhe, namentlich im Bahnbereich, üblich sind.

### 1. Beanspruchungen und Belastungsannahmen.

Der Hauptbaustoff ist Klefernholz mit den einfachen Beanspruchungen auf Biegung (Zug und Druck) und Knickung. Für Biegung gilt  $\sigma = 100 \text{ kg/cm}^2$ , für Knickung  $\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$  in Verbindung mit dem  $\omega$ -Verfahren.

Die Auflasthöhe aus Verkehr ist für Aussteifungen an Bahngleisen durch die Brückenbauvorschriften der Reichsbahn bei einer Verteilungsbreite von 3,5 m festgesetzt

für die Lastenzüge N	auf 2,2 m,
" " " E	" 1,8 m,
" " " G	" 1,6 m.

Besondere hohe Einzellasten verpflichten zur Nachprüfung und Umrechnung von Fall zu Fall.

Für Baugruben an Straßen werden, der dort auftretenden Verkehrslast entsprechend, im allgemeinen Auflasthöhen von 0,50 bis 1 m genügen.

Die Angaben gelten nur für Regelfälle, für alle außergewöhnlichen Zusatzlasten ist Einzelnachprüfung erforderlich. Insbesondere sind auskömmliche Zuschläge zu machen, wo auch nur die Möglichkeit besteht, daß schwere Baustoffe (Steine, Stahl, Zement, Sand, Kies) in Baugrubennähe gelagert werden.

An Vorschriften gelten in erster Linie die „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau“ (DIN 1052), neue Fassung (HH)<sup>1)</sup>. Für Tiefbauten und zugehörige Behelfanlagen gelten daneben im Reichsbahnbereich die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“, Fassung (BH) 1931<sup>2)</sup>.

### 2. Erddruckannahmen.

Die vorliegende Aufgabe verträgt keine verwickelten Annahmen. Hinsichtlich des Erddrucks ist sie gekennzeichnet durch senkrechte Wand, waagerechte obere Begrenzung des Erdkörpers und gleichmäßig verteilte Auflast. Der Erddruck wird als waagrecht wirkend angenommen. Auf die statische Ausnutzung des Reibungswinkels ( $\delta$ ) wird also verzichtet. Dies bedeutet erhöhte Sicherheit bei gleichzeitiger Vereinfachung der Rechnung. In Abb. 2 bezeichnet hiernach

$E_1$ den Erddruck je m Mauer ohne Auflast,	} alle
$E_0$ den Erddruck dsgl. aus Auflast allein,	
$E = E_1 + E_0$ den Gesamterddruck,	} in t/m,
$\gamma_e$ das Raumeinheitsgewicht des Bodens ( $1,8 \text{ t/m}^3$ ),	
$h$ die Mauerhöhe in m,	
$h_0$ die auf $\gamma_e$ umgerechnete Auflasthöhe in m,	

und es ist nach der üblichen Annahme

$$(1) \quad E_1 = \frac{\gamma_e}{8} h^2;$$

$$(2) \quad E = E_1 + E_0 = \frac{\gamma_e}{8} (h + h_0)^2 - \frac{\gamma_e}{8} h_0^2 = \frac{\gamma_e}{8} h^2 + \frac{\gamma_e}{n} h h_0;$$

$$(3) \quad E_0 = \frac{\gamma_e}{n} h h_0;$$

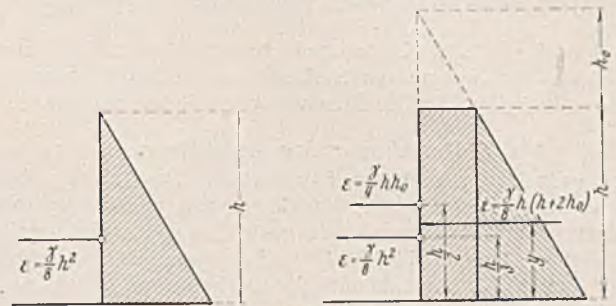


Abb. 2.

$E_1$  greift in Höhe  $\frac{h}{3}$ ,  $E_0$  in Höhe  $\frac{h}{2}$  an, der Angriffspunkt des Gesamterddrucks ergibt sich aus

$$(4) \quad E_1 \cdot \frac{h}{3} + E_0 \cdot \frac{h}{2} = E y$$

$$\text{zu (5)} \quad y = \frac{1}{2} \left( E_1 \frac{h}{3} + E_0 \frac{h}{2} \right).$$

Daraus wird nach Einsetzen der Werte aus Gl. 1, 2 und 3:

$$(6) \quad y = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3 h_0}{h + 2 h_0}.$$

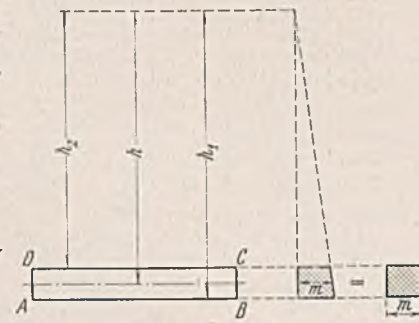


Abb. 3.

### 3. Das Lastfeld.

Die weiteren Rechnungen vereinfachen sich durch Einführung eines Hilfsbegriffes, des Lastfeldes. Hierunter verstehen wir einen in beliebiger Tiefe liegenden rechteckigen Flächenteil, auf den die Gesamtdruckhöhe (einschl. Auflasthöhe), jetzt mit  $h$  bezeichnet, in gleichmäßiger Verteilung einwirkt. Hat das Lastfeld die Länge  $l$  und die Eigenhöhe  $t$ , so gilt  $h$  für die waagerechte Mittellinie (Abb. 4),  $h_2$  für die Oberkante und  $h_1$  für die Unterkante. Hiermit wird der Gesamtdruck

$$(7) \quad Q = \frac{\gamma}{8} (h_1^2 - h_2^2) l = \frac{\gamma}{8} (h_1 + h_2) (h_1 - h_2) l = \frac{\gamma}{4} h t l.$$

Alle Längen wie bisher in m,  $\gamma$  in  $\text{t/m}^3$ ,  $Q$  in t.

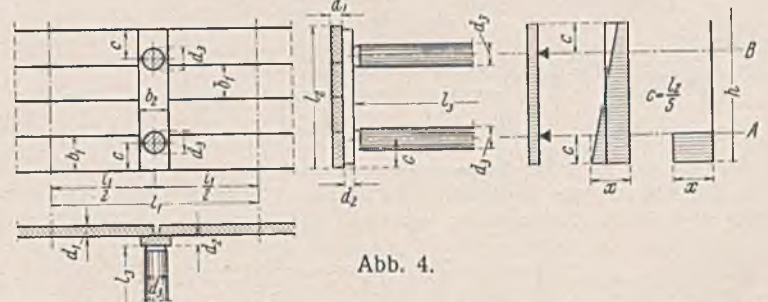


Abb. 4.

Das Wesentliche an dieser einfachen Gleichung ist die Loslösung des  $h$ -Wertes von seinem geometrischen Ursprung. Man ist also mit der Bestimmung von  $h$  nicht an überlieferte Annahmen gebunden;  $h$  ist reine Maßgröße und kann auch auf jede andere zweckmäßige Art bestimmt werden. Dies gestattet insbesondere die Berücksichtigung der Forschungsergebnisse von Spilker, Ohde und Preß (sämtlich in der Bautechn. 1937 u. 1938).

### 4. Berechnung der Bohlen.

Die Bohle ist hiernach ein Lastfeld von der Länge  $l_1$  (Stützweite) und der Höhe  $b_1$  (Breite der Bohle). Als Stützweite ist bei Kanalbohlen die Hälfte der oben bezeichneten Regellänge, bei Bohlen zwischen Rammträgern der Mittenabstand der letzteren, allgemein also der Mittenabstand benachbarter Steifen anzusetzen. Die Annahme ist um etwa 5% ungünstiger als die Wirklichkeit. Danach lautet in Verbindung mit Gl. (7) die Momentengleichung

$$(8) \quad M = Q \cdot \frac{l_1}{8} = \frac{\gamma}{4} \cdot h b_1 l_1 \cdot \frac{l_1}{8} = \sigma \cdot \frac{t d_1^2}{6}$$

$$\text{oder} \quad \frac{1,8}{32} \cdot h l_1^2 = \frac{1000}{6} \cdot d_1^2,$$

<sup>1)</sup> Ztbl. d. Bauv. 1938, Beilage zu Heft 24.

<sup>2)</sup> Erschienen im Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.



woraus

(9)

$$h = 2960 \cdot \frac{d_1^2}{l_1^2}$$

Die Gleichung (alle Abmessungen in m!) wird zweckmäßig in dieser Form benutzt, weil man aus gegebenem  $l_1$  die zulässigen Höhenstufen für die Dicken  $d_1$  errechnet. Hiermit ist dann gleich der Übergang von einer Dicke zur anderen festgelegt. Die Auswertung ergibt sich später (s. Tafel).

Der Wert  $h$  schließt, wie nochmals betont sei, etwaige Auflasthöhen ein.  $h$  ist also die Summe von Nutztiefe und Auflasthöhe; aus Gründen der konstruktiven Klarheit beziehen wir  $h$  auf Bohlenunterkante.

5. Berechnung der Brusthölzer.

Wäre es zulässig, auch das Lastfeld des Brustholzes unbeschadet seiner erheblichen Breite (Höhe) als gleichmäßig belastet anzusehen, so würde für das Brustholz als senkrecht gestelltem Balken auf zwei Stützen die Felderteilung  $0,2 l_2 / 0,6 l_2 / 0,2 l_2$  insofern die statisch günstigste sein, als dabei beide Stützenmomente einander und zahlenmäßig auch dem Feldmoment (entgegengesetzten Vorzeichens) gleich sind<sup>3)</sup>.

Werte von $l_1$ (m)	Größe zulässige Gesamtdruckhöhe $h$ (m) zu den Bohlendicken $d_1$ (m)				Brustholzlängen $l_2$ (m) bei gleichen Druckhöhen und den Brustholzdicken $d_2 = d_1$ (m)			
	0,05	0,06	0,08	0,10	0,05	0,06	0,08	0,10
1,00	7,4	10,7	18,3	22,6	0,80	0,90	1,00	1,10
1,10	6,1	8,8	15,5	24,5	0,85	0,90	1,05	1,15
1,20	5,1	7,4	13,0	20,5	0,90	0,95	1,10	1,20
1,30	4,4	6,3	11,1	17,5	0,90	1,00	1,15	1,25
1,40	3,8	5,4	9,6	15,1	0,95	1,00	1,20	1,30
1,50	3,3	4,7	8,3	13,1	0,95	1,05	1,20	1,35
1,60	2,9	4,2	7,3	11,6	1,00	1,10	1,25	1,40
1,70	2,6	3,7	6,5	10,2	1,00	1,15	1,30	1,45
1,80	2,3	3,3	5,8	9,2	1,05	1,15	1,35	1,50
1,90	2,0	3,0	5,2	8,2	1,10	1,20	1,40	1,55
2,00	1,8	2,7	4,7	7,4	1,10	1,20	1,40	1,60

Den Übergang zur Trapezlast gewinnen wir durch Drehung der Lastliniengrenze um ihre Mitte; dann zeigt schon der Augenschein, daß das Moment über der unteren Stütze das größte, für die Bemessung also entscheidend sein wird, wenn wir diese Stützung beibehalten, wobei dann die nunmehr verringerte Belastung des oberen Teiles außer Ansatz bleibt. Hierfür sprechen auch konstruktive Gründe, auf die noch einzugehen ist.

Wir können nunmehr den unteren Streifen mit der Länge  $l_1$  und der Breite  $c = 0,2 l_2$  als Lastfeld auffassen und schreiben

$$(10) \quad Q = \frac{\gamma}{4} \cdot h c l_1$$

und

$$(11) \quad M = Q \cdot \frac{c}{2} = \frac{\gamma}{8} \cdot h c^2 l_1 = \frac{\gamma}{8} \cdot h \left(\frac{l_2}{3}\right)^2 l_1 = \frac{\gamma}{200} \cdot h l_1 l_2^2,$$

andererseits ist

$$(12) \quad M = \sigma W = \sigma \cdot \frac{b_2 d_2^2}{6} = \sigma \cdot \frac{d_2^3}{3} \quad (\text{aus } b_2 = 2 d_2),$$

also

$$(13) \quad \frac{\gamma}{200} \cdot h l_1 l_2^2 = \sigma \cdot \frac{d_2^3}{3};$$

das ergibt mit  $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$  und  $\sigma = 1000 \text{ t/m}^2$

$$(14) \quad h = 37000 \cdot \frac{d_2^3}{l_1 l_2^2}$$

Die Auswertung geschieht weiterhin im Zusammenhang mit Gl. (9); wird Gl. (14) für sich allein benutzt, so rechnet man bequemer mit  $d_2$  in cm und

$$(14a) \quad h = 0,037 \cdot \frac{d_2^3}{l_1 l_2^2}$$

Konstruktiv ist noch folgendes einzuschalten: Die Biegemomente des Brustholzes sind empfindlich abhängig von der Stützenstellung, weil dem positiven Feldmoment negative Stützenmomente gegenüberstehen. Es ist also dringend zu fordern, daß die Stützenstellung — in den beiden Fünftelpunkten — auch in der Ausführung genau eingehalten wird, weil schon

<sup>3)</sup> Börner, Statik, 10. Aufl., S. 106, und Hütte, 26. Aufl., Bd. I, S. 618; beide im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

geringe Abweichungen zu Überbeanspruchungen führen, die mit der heutigen Auffassung der Unfallverhütung nicht vereinbar sind. Dies ist auch deshalb wichtig, weil andererseits der Lichtabstand der beiden Steifen des nämlichen Brustholzes immer noch Längsverkehr in der Baugrube gestatten muß, also nicht beliebig klein werden darf.

6. Die Verknüpfung.

Der einfache Aufbau der Gl. (9) u. (14) legt den Versuch einer Verknüpfung zur Vereinheitlichung der konstruktiven Bedingtheiten nahe. Es ist zur besseren Aufsicht und Übersicht wertvoll, daß Bohlen und Brusthölzer in gleichen Tiefenlagen gleiche Dicken haben und diese Dicken auch den gleichen Druckhöhen genügen. Durch Gleichsetzen der  $h$ -Werte aus Gl. (9) u. (14) wird

$$(15) \quad 2960 \cdot \frac{d_1^2}{l_1^2} = 37000 \cdot \frac{d_2^3}{l_1 l_2^2}$$

Hierin beruht  $l_1$  auf freier konstruktiver Festsetzung, die nach Gl. (9) auch  $d_1$  bestimmt; setzen wir also jetzt noch  $d_2 = d_1$  so wird

$$(16) \quad \frac{2960}{l_1} = 37000 \cdot \frac{d_1}{l_2^2}$$

woraus

$$(17) \quad l_2 = \sqrt{12,5 l_1 d_1}$$



Abb. 5.

Damit ist die Berechnung der Bohlen und Brusthölzer auf einfache Ablesungen aus der Tafel zurückgeführt. Diese enthält in der linken Hälfte zu jedem Werte  $d_1$  die zulässige Druckhöhe, in der rechten die zugehörige Länge  $l_2$ . Nach Festsetzung von  $l_1$  kann also sofort entworfen werden; das Probieren hört auf, Spannungen und Querschnitte werden voll ausgenutzt.

Wie Abb. 5 erkennen läßt, bleibt bei wechselnden Dicken der Hölzer die Innenseite der Bohlwand stets eben; Änderungen der Bohlendicken wirken nach außen, der Brustholzdicken nach innen.

7. Berechnung der Steifen.

Auch hier ergeben sich durch Einführung des Lastfeldes Vereinfachungen. Die Länge ist diejenige der Bohle ( $l_1$ ), die Höhe ist die halbe Brustholzlänge ( $\frac{l_2}{2}$ ), die Druckhöhe wäre theoretisch aus der Mitte von  $\frac{l_2}{2}$  zu messen, es gibt aber, wie schon bei den anderen Hölzern, ein klareres Bild, wenn man auch hier von Feldunterkante aus rechnet. Durch Einsetzen in Gl. (7) ergibt sich dann

$$(18) \quad P = \frac{\gamma_e}{4} \cdot h l_1 \cdot \frac{l_2}{2} = \frac{\gamma_e}{8} \cdot h l_1 l_2 \quad (t).$$

Da das Bemessungsverfahren der Steifen mit kg rechnet, wird schon hier die Umstellung mit  $\gamma_e = 1800 \text{ kg/m}^3$  vorgenommen, woraus sich wiederum eine sehr einfache Endgleichung ergibt:

$$(19) \quad P = 225 h l_1 l_2 \quad (\text{kg})$$

Ist hiernach  $P$  bestimmt, so greift das  $\omega$ -Verfahren Platz, das angesichts der ungleichen Bemessung der Knickzahlen in BH und HH (Abschnitt 2) noch eines kleinen Hinweises bedarf. Die höheren Knickzahlen der HH lassen bisweilen eine niedere Stufe der Holzdicke zu, auch kann man bei genauer Rechnung manchmal mit sicherem Urteil vorteilhaft nach unten abrunden, ohne die zulässigen Spannungen fühlbar zu überschreiten<sup>4)</sup>.

Die rechnerische Knicklänge deckt sich im allgemeinen mit der Schnittlänge der Steifen, man tut jedoch gut, sich darauf bei Baugruben mit Ecken und Bogen nicht zu verlassen, sondern maßstäblich aufzutragen. Eine durchgearbeitete Zeichnung ist ohnehin für die Ausführung und deren Überwachung nötig und erleichtert auch den Überblick über die namentlich an Ecken von Flügeln und Widerlagern oft sprunghaft wechselnden Druckverhältnisse.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1938, Heft 38, „Vereinfachtes  $\omega$ -Verfahren“.

Einfluß der Annahme der Lage der theoretischen Kämpferfuge auf die Wärmespannungen in Gewölben.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. habil. Bernhard Fritz, Karlsruhe.

Bei Gewölben, deren innere Leibung sich bis zur Halbkreisform fortsetzt (Abb. 1), rechnet man mit der gewohnheitsmäßigen und, vom statischen Standpunkte aus betrachtet, eigentlich willkürlichen Annahme einer unter  $30^\circ$  geneigten theoretischen Kämpferfuge bezüglich der Temperaturspannungen vielfach zu ungünstig und erhält dadurch Werte, die in Wirklichkeit wohl kaum auftreten dürften. Dadurch ergibt sich dann häufig die bekannte Erscheinung, daß bei Gewölben aus Naturstein die hohen Mauerwerksdruckfestigkeiten nicht ausgenutzt werden können, da sonst die gleichzeitig auftretenden Zugspannungen an einzelnen Bogenstellen un-

zulässig große Werte annehmen. In vielen Fällen, besonders wenn als Bogenachse ein Kreisbogen verlangt wird, kann dadurch die Ausführung in Naturstein überhaupt in Frage gestellt werden.

Es ist daher erforderlich, gleichzeitig mit den Untersuchungen an Mauerwerkskörpern, durch die auf höhere zulässige Druckspannungen hingearbeitet werden soll, auch erneut Mittel und Wege zur Verringerung der Zugspannungen zu suchen und auszubauen.

Eine solche Möglichkeit ist durch eine dem elastischen Verhalten des Gewölbes besser entsprechende Annahme der Lage der theoretischen



Kämpferfuge gegeben. Sie kann Notwendigkeit und einziger Ausweg werden, wenn die Gewölbeachse aus schönheitlichen Gründen ein Kreisbogen sein soll und damit auf die Feinheiten einer Bogenformgebung durch genauere Berechnung zweckdienlicher Achsverlagerungen verzichtet werden muß. In der Regel scheiden bei kleineren Stützweiten auch fast alle sonstigen Maßnahmen zum Ausgleich der Randspannungen, wie Besonderheiten bei der Ausrüstung, Verwendung von Wasserdruckpressen u. dgl. aus, da derartige Eingriffe erst bei größeren Spannweiten wirtschaftlich werden.



Abb. 1.

Eine weitere Möglichkeit besteht nur noch darin, die Stützlinie für ruhende Belastung durch geeignete Verteilung der Aufbaulasten der Kreisbogenform anzupassen.

**I. Aufstellung der Ausgangsgleichungen für das Kreisgewölbe mit gleichbleibenden Bogendicken.**

Die folgenden Untersuchungen gelten, was die grundsätzlichen Ergebnisse anbelangt, nicht nur für den Kreisbogen, für den sie abgeleitet werden, sondern auch für Gewölbe mit Stützlinienform.

Die Einführung gleichbleibender Bogendicken  $h$  bringt außer einer Vereinfachung der Rechnung auch statische Vorteile, die sich in einer tieferen Lage des elastischen Schwerpunktes und einer wesentlichen Verminderung der Temperatur- und Schwindspannungen äußern. Die Untersuchung für den gebräuchlicheren, aber ungünstigeren Fall veränderlicher, vom Bogenscheitel bis zur Kämpferfuge stetig anwachsender Bogendicken  $h$  wird anschließend durchgeführt.

Für einen beiderseits eingespannten, gelenklosen Bogen von der Länge  $s$ , der Stützweite  $l$ , dem Pfeil  $f$ , der Querschnittsfläche  $F$  und dem Trägheitsmoment  $J$  berechnet sich für einen Elastizitätsmodul  $E$  und eine Wärmedehnungszahl  $\omega$  der Horizontalschub  $H_t$  infolge einer Temperaturänderung um  $\pm t^\circ$  genau genug aus:

$$(1) \quad H_t = \pm \frac{\omega l t^\circ}{\int_A^B y^2 \cdot \frac{ds}{EJ}}$$

Für einen Kreisbogen mit dem Halbmesser  $r$  der Bogenachse und mit unveränderlichen Bogendicken  $h$  ergibt sich bei einer Aufteilung der Bogenlänge  $s$  in  $2n$  gleiche Teile  $s$ :

$$(2) \quad H_t = \pm \frac{EJ \omega l t^\circ}{\sum_0^{2n} y'^2}$$

Bezeichnet man mit  $\varphi_0$  den halben Zentrwinkel des Bogens und rechnet man mit der Bogenbreite  $b=1$  und dem Trägheitsmoment  $J = \frac{h^3}{12}$ , so ergeben sich die Stützweite  $l$  und der Pfeil  $f$  (Abb. 2) aus:

$$(3) \quad l = 2r \cdot \sin \varphi_0$$

$$(4) \quad f = \frac{l}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_0}{2}$$

ein Bogenstück  $\Delta s$  aus:

$$(5) \quad \Delta s = \frac{\pi r}{n} \cdot \frac{\varphi_0^\circ}{180^\circ}$$

der Abstand  $y_s$  des elastischen Schwerpunktes vom Scheitel aus:

$$(6) \quad y_s = r \left( 1 - \frac{180^\circ}{\varphi_0^\circ} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\pi} \right)$$

und die Ordinaten  $y'$  des Schwerpunktes eines Bogenstückes  $\Delta s$  genau genug aus:

$$(7) \quad y' = r \left( \cos \varphi' - \frac{180^\circ}{\varphi_0^\circ} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\pi} \right)$$

Damit erhält man:

$$(8) \quad H_t = \pm \frac{E \omega h^3 t^\circ}{6 r^2 \sum_0^{2n} \left( \cos \varphi' - \frac{180^\circ}{\varphi_0^\circ} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\pi} \right)^2} \cdot n \cdot \frac{180^\circ}{\varphi_0^\circ} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\pi} = \pm \beta \cdot \frac{h^3}{r^2} \cdot E \omega t^\circ$$

Die durch Temperaturänderungen im Bogenscheitel und Kämpfer hervorgerufenen Momente  $M_t^s$  und  $M_t^k$  berechnen sich aus:

$$(9) \quad M_t^s = \mp H_t y_s = \mp \gamma \cdot \frac{h^3}{r} \cdot E \omega t^\circ$$

$$(10) \quad M_t^k = \pm H_t y_k = \pm H_t (f - y_s) = \pm \varepsilon \cdot \frac{h^3}{r} \cdot E \omega t^\circ$$

Die Beiwerte  $\beta, \gamma, \varepsilon$  wurden für verschiedene Winkel  $\varphi_0$  und eine Einteilung des Bogens in  $2n=24$  Teile berechnet und in Liste 1 zusammengestellt.

**II. Aufstellung der Ausgangsgleichungen für das Kreisgewölbe mit stetig anwachsenden Bogendicken.**

Es wird ein Gewölbe untersucht, dessen Bogendicken  $h_\varphi$  vom Kleinstwerte  $h_s$  im Bogenscheitel bis zum Größtwerte  $h_k$  in der Kämpferfuge stetig anwachsen und bei dem für  $\varphi_0 = 60^\circ$   $h_\varphi = 1,60 h_s$  sein soll (Abb. 3). Wird für die innere Leibung ebenfalls ein Kreisbogen gewählt, so darf nach Gaber<sup>1)</sup> für die Veränderlichkeit der Bogendicken  $h_\varphi$  genau genug ein Parabelgesetz angenommen werden.

Es wird dann:

$$(11) \quad h_\varphi = h_s \left( 1 + 0,60 \sqrt{\frac{\varphi^\circ}{60^\circ}} \right) = \delta h_s$$

Bei Aufteilung der Bogenlänge  $s$  in  $2n$  gleiche Teile  $\Delta s$  erhält man mit:

$$y = \frac{1}{12} h^3 = \frac{\delta^3 h_s^3}{12}; \quad l = 2r \cdot \sin \varphi_0; \quad \Delta s = \frac{\pi r}{n} \cdot \frac{\varphi_0^\circ}{180^\circ}$$

die Gl. (2) in der Form:

$$(12) \quad H_t = \pm \frac{h_s^3 E \omega t^\circ}{6 \sum_0^{2n} \frac{y'^2}{\delta^3}} \cdot n \cdot \frac{180^\circ}{\varphi_0^\circ} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\pi}$$

Der Abstand  $y_s$  des elastischen Schwerpunktes vom Bogenscheitel berechnet sich nun aus:

$$(13) \quad y_s = r - (c + k) = r \left( 1 - \frac{\sum_0^{2n} \frac{\cos \varphi'}{\delta^3}}{\sum_0^{2n} \frac{1}{\delta^3}} \right)$$

und  $y'$  aus:

$$(14) \quad y' = r \left( \cos \varphi' - \frac{\sum_0^{2n} \frac{\cos \varphi'}{\delta^3}}{\sum_0^{2n} \frac{1}{\delta^3}} \right)$$

Damit erhält man:

$$(15) \quad H_t = \pm \frac{h_s^3 E \omega t^\circ}{6 r^2 \sum_0^{2n} \left( \cos \varphi' - \frac{\sum_0^{2n} \frac{\cos \varphi'}{\delta^3}}{\sum_0^{2n} \frac{1}{\delta^3}} \right)^2} \cdot n \cdot \frac{180^\circ}{\varphi_0^\circ} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\pi} = \pm \beta \cdot \frac{h_s^3}{r^2} \cdot E \omega t^\circ$$

und die Bogenmomente:

$$(16) \quad M_t^s = \mp H_t y_s = \mp \gamma \cdot \frac{h_s^3}{r} \cdot E \omega t^\circ$$

$$(17) \quad M_t^k = \pm H_t y_k = \pm H_t (f - y_s) = \pm \varepsilon \cdot \frac{h_s^3}{r} \cdot E \omega t^\circ$$

Die Beiwerte  $\beta, \gamma, \varepsilon$  wurden ebenfalls für verschiedene Winkel  $\varphi_0$  berechnet und in Liste 2 zusammengestellt.

**III. Einfluß der Annahme der Lage der theoretischen Kämpferfuge.**

Denkt man sich für ein Halbkreisgewölbe mit dem Halbmesser  $r$  eine Berechnung für verschiedene Annahmen der Lage der theoretischen Kämpferfuge durchgeführt, so lassen sich die Berechnungsergebnisse durch

<sup>1)</sup> E. Gaber, Vereinfachung in der Gewölbeberechnung (Sonderdruck aus der Festschrift zur 100-Jahr-Feder der Technischen Hochschule Karlsruhe, 1925).



Auftragen der in den Listen 1 und 2 eingeordneten Zahlenwerte  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\epsilon$  und  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\epsilon$  darstellen.

Liste 1.

$\varphi_0 =$	24°	32°	40°	48°	56°	64°	72°	80°	90°
$\beta$	122,361	38,559	15,462	7,527	4,028	2,336	1,438	0,928	0,563
$\gamma$	3,546	1,973	1,225	0,850	0,611	0,456	0,349	0,273	0,204
$\epsilon$	7,032	3,886	2,392	1,640	1,164	0,855	0,644	0,493	0,358

Liste 2.

$\varphi_0 =$	24°	32°	40°	48°	56°	64°	72°	80°	84°
$\beta$	144,633	50,699	22,968	12,684	7,968	5,467	4,013	3,092	2,752
$\gamma$	3,871	2,275	1,496	1,093	0,849	0,688	0,574	0,489	0,455
$\epsilon$	8,633	5,429	3,877	3,104	2,663	2,383	2,199	2,065	2,009

In der kurvenmäßigen Darstellung des Horizontalschubes  $H_t$  im Maßstabe

$$\frac{r^2 H_t}{h^3 E \omega t^3} = \beta \quad \text{und} \quad \frac{r^2 H_t}{h_s^3 E \omega t^3} = \bar{\beta},$$

der den Listenwerten entspricht, kommt der Vorteil gleichbleibender Bogendicken bezüglich der Temperaturkräfte klar zum Ausdruck (Abb. 4). So erreicht beispielsweise bei Werten  $\varphi_0 > 56^\circ$  der Horizontalschub  $H_t$  für nach Gl. (11) veränderliche Bogendicken mehr als den doppelten Betrag des Bogenschubes bei gleichbleibenden Bogendicken. In grundsätzlicher Übereinstimmung zeigt sich bei beiden Kurven ein rasches Anwachsen von  $H_t$  bei kleiner werdendem halbem Zentriwinkel  $\varphi_0$ .

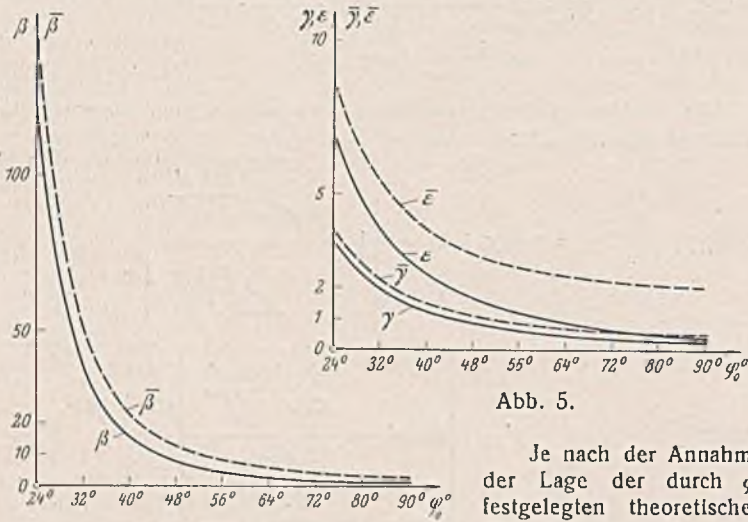


Abb. 4.

Abb. 5.

Je nach der Annahme der Lage der durch  $\varphi_0$  festgelegten theoretischen Kämpferfuge ergeben sich auch sehr unterschiedliche Werte für das Scheitelmoment  $M_t^s$  des Gewölbes (Abb. 5). Darin liegt offensichtlich ein Widerspruch, da in Wirklichkeit nur ein Wert auftreten kann. Bei wachsendem  $\varphi_0$  nähern sich die Werte  $M_t^s$  beim Halbkreisbogen bei  $\varphi_0 = 90^\circ$  einem Grenzwerte, der von allen Werten noch am ersten als in Wirklichkeit vorhanden angesehen werden kann. Je weiter man sich von diesem Grenzwerte entfernt, d. h. je kleiner man  $\varphi_0$  wählt und somit im Gewölbe eine unverschiebliche und unverdrehbare Kämpferfuge annimmt, desto weniger möglich werden die Ergebnisse. Dies erklärt sich daraus, daß für kleine Werte  $\varphi_0$ , d. h. für ein flaches elastisches Gewölbestück, die Annahme einer unverschieblichen Kämpferfuge am wenigsten zutreffend ist, während eine derartige Voraussetzung für große Werte  $\varphi_0$  und somit für steile Gewölbe an Fehlerhaftigkeit rasch verliert. Die Annahme der Unverdrehbarkheit der theoretischen Kämpferfuge ist dabei nicht von so einschneidender Bedeutung.

Wollte man dementsprechend beim Halbkreisgewölbe abweichend von der bisher üblichen Annahme einer unter  $30^\circ$  geneigten theoretischen Kämpferfuge oder der Wahl  $\varphi_0 = 60^\circ$  mit  $\varphi_0 = 90^\circ$  rechnen, so könnte man beispielsweise das Scheitelmoment  $M_t^s$  um mehr als die Hälfte verringern.

Wählt man gleichzeitig statt nach dem Gesetze  $h = \delta h_s$  veränderlicher Bogendicken gleichbleibende Gewölbedicken  $h = \text{konst.}$ , so läßt sich noch eine weitere beträchtliche Verminderung des Scheitelmoments erzielen.

Noch günstiger werden die Verhältnisse für die Kämpfermomente (Abb. 5).

Durch die Annahme verschiedener theoretischer Kämpferfugen verändern sich auch die Bogenmomente infolge ruhender Belastung und Verkehrslast.

Die Momente infolge ruhender Last lassen sich aber durch nachträgliches Vergrößern oder Verkleinern der Übermauerungshöhe und geeignete Anordnung von Spargewölben stets wieder auf Kleinstwerte herabmindern.

Die positiven Scheitelmomente, die infolge einer gleichmäßig verteilten Verkehrslast  $p$  in tm bei verschiedenen Neigungen der theoretischen Kämpferfuge entstehen, sind für ein Gewölbe mit gleichbleibenden Bogendicken berechnet worden<sup>2)</sup>. Sie lassen sich in der Form:

$$M_p^s = + \psi p r^2$$

anschreiben. Die Beiwerte  $\psi$  sind in Liste 3 zusammengestellt.

Der Verlauf der Scheitelmomentenlinie ergibt sich durch eine Darstellung im Maßstabe:

$$\frac{M_p^s}{p r^2} = \psi.$$

Liste 3.

$\varphi_0$	24°	32°	40°	48°	56°	64°	72°	80°	90°
$\psi$	0,003 79	0,006 66	0,010 71	0,015 60	0,021 50	0,279 4	0,035 72	0,044 90	0,048 25

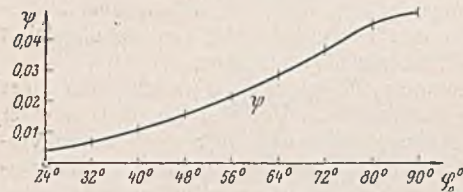


Abb. 6.

Sie wachsen etwa im Quadrat der theoretischen Stützweite an und nehmen deshalb bei großen Winkeln  $\varphi_0$  weniger zu als bei kleinen Werten  $\varphi_0$  (Abb. 6).

#### IV. Schlußfolgerungen.

Die aus den Zahlenwerten und ihrer Darstellung gewonnenen Erkenntnisse lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

1. Bei Gewölben, deren innere Leibung in einen Halbkreisbogen ausläuft, gibt die Annahme einer unter  $30^\circ$  geneigten theoretischen Kämpferfuge bezüglich der Temperaturkräfte ein unrichtiges und zu ungünstiges Bild. Auf Grund der Zahlenergebnisse erscheint bei derartigen Gewölben eine Berechnung als Halbkreisbogen gerechtfertigt. Sie ähneln nämlich stark den gewölbten Durchlässen mit großem Pfeilverhältnis ( $\frac{f}{l} \cong \frac{1}{2}$ ), bei denen nach DIN 1075, § 9, Temperatur- und Schwindspannungen, überhaupt unberücksichtigt bleiben.

Als Beispiel für eine auch konstruktiv voll begründete Annahme einer tiefliegenden theoretischen Kämpferfuge sei der Ausführungsentwurf für die Saalebrücke bei Jena wiedergegeben<sup>3)</sup> (Abb. 7). Hier wurde  $\varphi_0 = 60^\circ$  angenommen, obwohl es günstiger und auch richtiger gewesen wäre, zumindest mit  $\varphi_0 = 82^\circ$  zu rechnen.

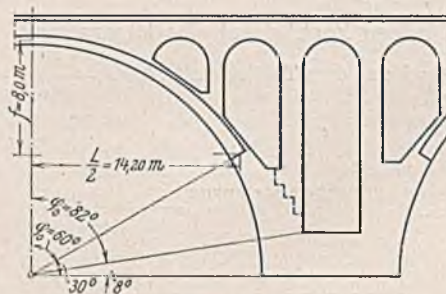


Abb. 7.



Abb. 8.

Widerlageresohle mit Hilfe von Einflußlinien anschließt, wie dies vielfach geschieht.

<sup>2)</sup> Die Zahlenwerte sind einem demnächst zur Veröffentlichung gelangenden Tabellenwerk des Verfassers über Gewölbe mit kreisförmiger Bogenachse entnommen.

<sup>3)</sup> K. Schaechterle, Fortschritte im Wölbrückenbau, Die Straße 1937, Heft 13.



3. Das Rechnen mit veränderlichen, vom Gewölbescheitel nach dem Kämpfer hin anwachsenden Bogendicken erscheint ebenfalls, zumindest bei kleinen und mittleren Spannweiten, als unzweckmäßig. Das Auftreten von Zugspannungen im Bogenkämpfer kann am wirksamsten durch eine Verminderung der Gewölbedicken in der Kämpfergegend bekämpft werden. Dadurch erreicht man eine tiefere Lage des elastischen Schwerpunktes, geringere Temperatur- und Schwindspannungen und infolge der Verringerung der Querschnittflächen besser ausgenutzte Druckspannungen. Für den Wölbrückenbau und Ausführungen in Naturstein wird man aus

schönheitlichen Gründen von Querschnittschränkungen in der Art, wie sie von Valette und Boussiron<sup>4)</sup> für Bogenbrücken aus Eisenbeton vorgeschlagen werden, absehen und sich mit der Durchführung gleichbleibender Gewölbedicken begnügen, durch die auch schon eine wesentliche Verbesserung der Spannungsverhältnisse erzielt werden kann.

<sup>4)</sup> Valette, Gén. Civ. 1931. — Boussiron, Neuere Gesichtspunkte für den Bau großer Eisenbetonbauwerke. Vorbericht zum 2. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 1936.

Alle Rechte vorbehalten.

## Deutscher Binnenschiffahrtstag 1938 in Magdeburg.

Festakt der Reichswasserstraßenverwaltung zur Eröffnung des Mittellandkanals. Den Beginn und gleichzeitig den Höhepunkt der Schiffahrtstagung<sup>1)</sup> bildete am Sonntag, dem 30. Oktober, die Eröffnung des Mittellandkanals. Auf Einladung des Herrn Reichsverkehrsministers hatten sich viele Tausende von Ehrengästen, darunter Minister, Gauleiter, Oberpräsidenten, Staatssekretäre und Mitglieder des diplomatischen Korps, sowie viele Ausländer von Weltruf, am Schiffshebewerk Rothensee eingefunden, um die Eröffnung des Mittellandkanals unmittelbar am Orte des Bauwerks festlich zu begehen, dessen Fertigstellung den durchgehenden Kanalverkehr von West- nach Ostdeutschland nunmehr ermöglicht. Gekrönt wurde diese Feier durch die Anwesenheit des Stellvertreters des Führers, Reichsminister Rudolf Heß, der sich, jubelnd begrüßt, sogleich nach seinem Eintreffen auf dem Festplatz und nach Abschreiten einer Ehrenformation der Marine-SA und des Reichswasserstraßenschutzes auf die Unterhauptbrücke des Schiffshebewerkes begab. Hier hielt Reichsverkehrsminister Dr. Dormüller die Festansprache, und Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. Petzel erstattete den Baubericht. Der Stellvertreter des Führers erklärte darauf den Mittellandkanal für eröffnet. Vom Ufer des oberen Hafens bestieg Reichsminister Rudolf Heß dann den Regierungsdampfer „Hermes“, der beim Einfahren in das Hebewerk das Sperrseil zerschnitt und damit den Schiffahrtsweg freigab. Die begeistertste Menge begleitete mit Heilrufen den hohen Gast, der an Bord des „Hermes“ die Schleusung zur unteren Kanalhaltung durchführte und dann auf dem Abstiegskanal in Richtung nach Magdeburg langsam den Blicken entschwand.

Am Nachmittag hatten die Tagungsteilnehmer Gelegenheit, auf mehreren Schiffen noch einmal zum Hebewerk hinauszufahren und Einzelheiten dieses bedeutenden Bauwerks zu besichtigen, sowie die Industrie- und Hafenanlagen der Stadt Magdeburg kennenzulernen.

Am Montag, dem 31. Oktober, fand eine Kundgebung in der Stadthalle statt. Staatsrat Dr. Jarres, Düsseldorf, nahm das Wort zu einem längeren Festvortrag „über die Kraftströme im Werden der deutschen Binnenschiffahrt“. Anknüpfend an die Eröffnung des Mittellandkanals, gab er einen geschichtlichen Rückblick auf die parlamentarischen Kanalkämpfe im Preußischen Landtage gegen Ende des vorigen Jahrhunderts, die ebenso wie der erbitterte Wettbewerbsstreit zwischen Eisenbahn und Wasserstraße nach dem Weltkrieg einen traurigen Rückblick auf die Verhältnisse der früheren Zeiten geben. Heute im Dritten Reich Adolf Hitlers gibt es kein „Entweder — Oder“ mehr, sondern ein „Sowohl — Als auch“, denn heute werden alle Verkehrsmittel in den drei Elementen Erde, Wasser und Luft nebeneinander gleichberechtigt in den Dienst des Volkes gestellt. Eisenbahn, Binnenschiff, Kraftwagen und Flugzeug werden da eingesetzt, wo sie am leistungsfähigsten sind, in der Hauptsache glücklicherweise auch unter einer staatlichen Zentralstelle, dem Reichsverkehrsministerium. — Die Entwicklung des deutschen Wasserstraßennetzes, die schon im frühen Mittelalter mit der Verbesserung der natürlichen Ströme und den ersten Anfängen des Kanalbaues beginnt, ist eine langsame gewesen und läßt deshalb jene Einheitlichkeit vermissen, die schneller ausgebaute Verkehrswege, unter ihnen die Straßen Adolf Hitlers, die Reichsautobahnen, zeigen. Die Gemächlichkeit der Entwicklung hat aber den großen Vorteil gebracht, daß die schiffahrttreibende Bevölkerung mit allen ihren Nebengewerben fest in ihrem Berufsleben verwachsen ist und daß sowohl im Schiffahrtsbetrieb wie in der mit ihr verbundenen Verwaltung und Wissenschaft die Wertschätzung und Geltung der Person in Ansehen steht. — An Hand der Statistik wies der Redner dann auf die gewaltige Bedeutung des deutschen Binnenschiffahrtsverkehrs hin. Von rd. 13 700 km Wasserwegen entfallen rd. 2200 km auf künstliche Wasserwege. Die Ausnutzung je km beträgt in Deutschland 8500 t. Nur Belgien und Holland weisen eine höhere Belastung ihrer Wasserstraßen auf. Das deutsche Eisenbahnnetz ist etwa  $5\frac{1}{2}$  mal so lang wie das Wasserstraßennetz. Von der gesamten Güterbeförderung auf beiden Wegenetzen entfallen auf die Wasserstraße 21,6%, nach Gütermengen gerechnet; der Anteil der Wasserstraße an der wirklichen Verkehrsleistung, in tkm ausgedrückt, beträgt sogar 26,7%. Der Grund hierfür liegt in der größeren durchschnittlichen Reiselänge für die Wasserfahrzeuge mit 225 km gegenüber der der Eisenbahnwagen mit 155 km. Daraus ergibt sich ein Verhältnis der beförderten Gütermengen von 1:4 und ein solches der tonnenkilometrischen Leistungen von 1:2,7. Durch die große Tat des Führers vom 14. November 1936 hat, wie bekannt, Deutschland wieder die volle Staatshoheit auf seinen Strömen erhalten.

Der Redner führte dann einen auf seine Anregung vom Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt zusammen mit der Reichsverkehrsgruppe

Binnenschiffahrt unter Förderung durch das Reichsverkehrsministerium hergestellten Film vor, der die Karte von Deutschland zeigte und auf ihr die Verbesserung und Schiffbarmachung der natürlichen und den Bau der künstlichen Wasserstraßen veranschaulichte. Wenn auch noch viel zu tun übrig bleibt, um das Wasserstraßennetz abschließend auszubauen, so ist doch schon jetzt mit der Betriebsaufnahme auf dem durchlaufenden Mittellandkanal ein gewaltiges Werk geschaffen worden, das berufen ist, wichtigste volkswirtschaftliche Aufgaben zu übernehmen und besonders für die deutsche Stahlwirtschaft wertvolle Dienste zu leisten. —

Am Nachmittag dieses Tages fanden die 16. Mitgliederversammlung der Hafentechnischen Gesellschaft, eine Sitzung des Beirats des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V., die 65. ordentl. Hauptversammlung des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V. sowie je eine Sitzung des Verkehrspolitischen Ausschusses, des Rechtsausschusses und des Ausschusses für Schiff- und Maschinenbau des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V. statt.

Am Dienstag, dem 1. November, wurden fachwissenschaftliche Vorträge gehalten. Zuerst sprach Ministerialdirektor Dr.-Ing. chr. Gährs, Berlin, über „Die Pläne für den weiteren Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes“. Nachdem der Führer mehrfach die Notwendigkeit des Ausbaues des deutschen Wasserstraßennetzes betont hat, wurde vor einigen Jahren ein Programm aufgestellt, das nach einigen Erweiterungen etwa 2 Milliarden RM erfordert, von denen mehrere hundert Millionen bereits verausgabt sind. Dieses Programm umfaßt folgende Arbeiten:

Fertigstellung des Mittellandkanals (Kanalbrücke über die Elbe von 900 m Länge, Doppelschiffshebewerk Hohenwarthe und Arbeiten zur Anspannung des Wasserspiegels um 50 cm auf der früher Ems-Weser-Kanal genannten Strecke);

Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals südlich Bergeshovede (dreischiffliger Ausbau), größtenteils durchgeführt;

Fertigstellung des Südflügels des Mittellandkanals (voraussichtlich gleichzeitig mit dem Hauptkanal in etwa drei Jahren) und Ausbauten in Berlin zur Heranführung des Mittellandkanalverkehrs mit 1000-t-Schiffen bis zur Oberspree.

Zur Verbesserung der süd-nördlich gerichteten Wasserstraßen dienen im Interesse der deutschen Seehäfen: Ausbau der Nordstrecke des Dortmund-Ems-Kanals für 1500-t-Schiffe (wie auf der Südstrecke), wobei ein 90 km langer Seitenkanal zwischen Hesselte und Papenburg angeführt wird und an allen Stufen der Nordstrecke zweite Schleusen und bei Münster eine vierte Schleuse in Aussicht genommen sind;

Kanalisierung der Weser zwischen Minden und Bremen durch fünf neue Staustufen für Verkehr mit 1000-t-Schiffen vom Mittellandkanal, südlich Münden durch Kanalisierung der Werra zunächst auf der rd. 100 km langen Strecke bis Wartha bei Eisenach, ferner (zur Zeit im Entwurfsstadium) auf weitere 50 km bis Merkers, vorwiegend zugunsten der Kaliindustrie;

Niedrigwasserregelung der Elbe, verbunden mit der Errichtung von Speicherbecken zur Abgabe von Zuschußwasser in Niedrigwasserzeiten mit dem Ziel einer durchgehenden Mindesttiefe von 1,70 m von der Saalemündung bis Hamburg und Einbeziehung der rd. 70 km langen Elbestrecke im neu eingegliederten Sudetenland in den Gesamtausbauplan, Bau einer Staustufe in Magdeburg zur Überstauung der drei Felsrippen im Stadtgebiete von Magdeburg, bestehend aus einem pfeilerlosen beweglichen Wehr von 140 m Lichtweite und einer Doppelschleuse von 325 m Länge und 25 m Breite (Schleuse im Bau, Wehr im Entwurf fertig), Vollendung der 2. Saalealsperre bei Hohenwarthe (bis 1940), während für das Speicherbecken bei Pirna Versuchsbauten in Angriff genommen sind;

Niedrigwasserregelung der mittleren Oder von Ransern bis Lebus, verbunden mit dem Bau von Speicherbecken zur Abgabe von Zuschußwasser (Staubecken bei Ottmachau 5 Jahre erfolgreich in Betrieb, Malapaneecken bei Turawa so gut wie vollendet, Becken an der Weistritz bei Berghof begonnen), Vollendung des Adolf-Hitler-Kanals (bis 1940);

Vollendung des Masurischen Kanals in Ostpreußen, ferner Oberrheinregulierung Kehl—Basel und Vollendung der Mainkanalisierung aufwärts bis Würzburg, nachdem die Neckarkanalisation bei Heilbronn bereits 1935 fertig geworden ist, und schließlich Niedrigwasserregelung der Donau zwischen Regensburg und Passau.

Alle bisher geschilderten Ausbauarbeiten, die in wenigen Jahren zum Abschluß kommen, sind bereits in dem mit einer Milliarde RM abschließenden Programm von 1934 enthalten; es war oben aber von einem Zweimilliardenprogramm die Rede. Die kostenmäßige Verdoppelung des Ausbauprogramms beweist, daß es keinen Stillstand in der Wasserstraßenpolitik gibt. Die Erfordernisse des 2. Vierjahresplanes zusammen mit der Eingliederung Österreichs und des Sudetenlandes erfordern zwingend weitere sofortige Maßnahmen. Neu hinzutreten sind u. a.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1938, Heft 45.



der Bau eines Stichkanals zu den Hermann-Göring-Werken bei Salzgitter und vor allem die Vollendung der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße einschließlich des Ausbaues der früher österreichischen Donau, der allein 750 Mill. RM erfordert und durch Gesetz vom 11. Mai 1938 festgelegt ist.

Trotz der ungeheuren Anstrengungen, die die Verwirklichung dieses Programms bedingt, reifen bereits Pläne für die voraussichtliche weitere Entwicklung in der nächsten Zukunft. Bei der Aufstellung der Ausbauprogramme sind drei Gesichtspunkte als richtunggebend herausgestellt worden, die sich allerdings teilweise überschneiden und zusammenwirken, nämlich Ausbau der Wasserstraßen in Richtung auf die deutschen Seehäfen, Bau von Verbindungskanälen zwischen den verschiedenen Flußgebieten und Stärkung der Grenzgebiete durch Anschluß an das deutsche Wasserstraßennetz.

Während das erstgenannte Ziel, der Ausbau der zu den Seehäfen führenden Flüsse, nach Fertigstellung der in Ausführung begriffenen Maßnahmen bereits so weit erreicht sein wird, daß weitere Arbeiten nur noch einen sehr bedingten Wert haben würden, stehen die Pläne für den Bau von Verbindungskanälen im Vordergrund des Interesses. Der Vortragende gab Einzelheiten des Entwurfes für einen Oder-Donau-Kanal mit etwa 500 Mill. RM Baukosten, eines Planes für einen Werra-Donau-Kanal und eines solchen für einen Neckar-Donau-Kanal an. Geplant wird ferner der Ausbau des Hochrheins zwischen Basel und dem Bodensee im Interesse des Verkehrs und der Kraftgewinnung. Der Entwurf des Hansakanals wird zur Zeit auf das 1500-t-Schiff umgearbeitet mit dem gleichzeitigen Ziel, den Anschluß Lübecks zu finden. — Für die Stärkung der Grenzgebiete, das dritte Ziel, wird ein Entwurf des Saarpfalzkanals aufgestellt und die Möglichkeit für einen Aachen-Rhein-Kanal untersucht.

Über weitere Kanalwünsche im Innern Deutschlands oder über eine Rangfolge der Inangriffnahme von Neubaurbeiten hielt der Redner eine Stellungnahme für verfrüht. Nachdem das Dritte Reich aber den Ausbau der deutschen Wasserstraßen als eine seiner vordringlichsten Aufgaben anerkannt habe, werde sich die weitere Verwirklichung der Pläne dem Bedürfnis entsprechend wahrscheinlich sehr bald ergeben. —

An Stelle eines vorgesehenen Vortrages des verhinderten Bürgermeisters Dr. Neubacher, Wien, über „Die Donau als Großdeutsche Schifffahrtstraße“ sprach Oberbahnrat i. R. Schoeßl, Verkehrsreferent der Handels- und Gewerbekammer, Reichenberg (Sudetengau), über „Sudetendeutsche Verkehrsprobleme unter besonderer Berücksichtigung der Binnenschifffahrt“. Der Vortrag war ein Tatsachenbericht, der die Zuhörer in erschütternder Weise über die Vernachlässigung und planmäßige Ausbeutung und Beraubung der Sudetendeutschen durch den tschechoslowakischen Staat auf dem Gebiete des Verkehrs- und Wirtschaftslebens unterrichtete. Eisenbahnen im Alter von 70 bis 90 Jahren ohne Neubauten oder Betriebsverbesserungen, Straßen aus der Zeit Josephs II. und Maria Theresias, veraltete und vernachlässigte Posteinrichtungen sind an das Altreich bei dem Einzug der deutschen Truppen übergegangen, nachdem alles, was überhaupt auszubauen möglich war, entfernt worden war. Eisenbahnen und Landstraßen laufen noch heute vorwiegend in nord-südlicher Richtung auf Wien, die Hauptstadt des alten habsburgischen Reiches, zu. Dem Verkehrsbedürfnis der sudetendeutschen Wirtschaft ist in keiner Weise Rechnung getragen worden. Verkehrswege wurden nur nach politischen Grundsätzen im rein tschechischen Gebiete gebaut. Über alles Lob erhaben sind die Leistungen der sudetendeutschen Bahnbeamten, die in wenigen Tagen die zerstörten Anlagen wieder betriebsfähig gemacht haben. Großes ist bereits von dem Altreich für den Ausbau der Verkehrswege geleistet worden. Für die vielen Opfer, die der Wiederaufbau des Sudetengaus von dem Altreich fordern werde, seien die Bodenschätze des Landes mit seinen aufbereitenden Industrien (hochwertige Braunkohle, Kaolin, Schmuckwaren-, Holz-, Textil-, Spielwaren- und sonstige Industrien) sowie die Weltkurorte, die nun ins Reich eingehen, ein schöner Ersatz.

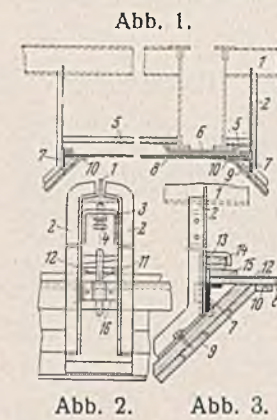
Eingehender sprach der Vortragende über die Wasserstraßen, von denen nur die Elbe mit ihren Nebenflüssen, insbesondere die Moldau, Bedeutung hat. Bemerkenswert ist, daß der Schiffsumschlag von der Bahn in den Händen der Bahn geblieben ist, also nicht an Betriebsgesellschaften vergeben oder übergegangen ist, eine Einrichtung, die sich dort tarifarisch und im Interesse einer klaren Verantwortung für die Haftung der Bahn gut bewährt habe. Die Umschlagseinrichtungen im Sudetenlande sind als vorsintflutlich zu bezeichnen.

Zuletzt sprach Stadtbaurat Götsch, Magdeburg, über „Magdeburg als Hafen- und Schifffahrtsstadt“. Von den geschichtlichen, wirtschaftlichen und örtlichen Grundlagen ausgehend, gab der Redner eine klare Darstellung und überzeugende Begründung für die Entwicklung der Schifffahrts-, Umschlag- und Industrieanlagen Magdeburgs; er zeigte, wie aus dem früheren Elbhafenplatz durch Anschluß an den Mittellandkanal ein Schifffahrtsknotenpunkt geworden und Magdeburg wieder im Begriffe ist, seine alte Bedeutung als Stadt der Mitte wiederzuerlangen. Der frühzeitige Beginn der Erbauung des Mittellandkanalhafens, der heute bei Eröffnung des Mittellandkanals bereits im vollen Betrieb ist, beweist, daß die Probleme rechtzeitig erkannt und richtig gelöst sind. — Die Tagungsteilnehmer, die vorher die Hafenanlagen besichtigt hatten, bekundeten für die Ausführungen des Redners besonderes Interesse.

Als Abschluß der Tagung fand eine gemeinsame Sitzung der Gruppenleiter und Geschäftsführer der Reichsverkehrsgruppe Binnenschifffahrt mit den Amtswaltern der Reichsfachgruppe Binnenschifffahrt im Fachamt Energie — Verkehr — Verwaltung der DAF. statt, gefolgt von Sitzungen der Beiräte der Fachgruppen und Fachuntergruppen der Reichsverkehrsgruppe Binnenschifffahrt.

## Patentschau.

Rauchschutztafel mit seitlichen Rauchabweisern, insbesondere für stählerne Brücken über Eisenbahnanlagen. (Kl. 19d, Nr. 630084 vom 21. 10. 1932 von Dr.-Ing. Max Roloff und Friedrich Beermann in Oppeln.) Um die Rauchschutztafeln bei Bedarf in Gleisrichtung schnell verschieben und wieder in ihre ursprüngliche Lage zurückbringen zu können, werden die bis unter die waagerechte Tafel reichenden seitlichen Rauchabweiser nur mit den Hängegliedern fest verbunden, und die Tafel wird zwecks Verschiebung



auf an den Hängegliedern befestigten Gleitlagern verschiebbar gelagert und mittels leicht lösbarer Klemmvorrichtungen in der Betriebslage gehalten. Die Hängeglieder 2 bestehen aus zwei durch einen Steg 3 miteinander verbundenen Schenkeln, die mittels einer mit Gegenmutter gesicherten Klemmschraube 4 gegen den Flansch des Eisenträgers 1 festklemmbar sind. Die Hängeglieder 2 tragen gegen Querträger stoßende Winkeleisen 5 und an dem Untergurt des Querträgers anliegende und zwischen den Nietköpfen des Stahlbaues untergebrachte Flacheisen 6 sowie darunter befindliche Winkeleisen 7, auf denen die Rauchschutztafeln 8 ruhen. Im unteren Teile ist das Hängeglied 2 nach außen abgebogen und mit Rauchabweisern 9 versehen, die durch Schrauben fest am Hängeglied 2 angeordnet sind und bis unter die Schutztafel 8 reichen. Die gespundeten Bretter der Rauchschutztafel sind durch Leisten 10 zusammengehalten. Die Tafeln werden an den Stoßfugen 11 durch Pappstreifen 12 überdeckt und gleichzeitig durch Klammern 13 und Keile 14 festgehalten, so daß die Tafel 8 fest gegen die Winkel 7 angepreßt wird. Um beim Lösen der Keile ein Herunterfallen der Klammern zu vermeiden, werden diese durch Flacheisen 16 gehalten. Unterlagplatten 15 schützen die Pappe vor Beschädigungen beim Anziehen der Keile.

## Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen: In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektor Schaepe.

b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Präsidenten einer Reichsbahndirektion: Oberbaurat Ing. Rudolf Töpfer zum Präsidenten der RBD Wien, Bundesbahndirektor Hofrat Ing. Otto Schießel zum Präsidenten der RBD Linz; zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Horbelt, Abteilungsleiter und Dezernent bei der RBD Regensburg. Lewerenz, Abteilungsleiter und Dezernent bei der Reichsbahnbau direktion München, Netzsch, Abteilungsleiter und Dezernent bei der Reichsbahnbau direktion Berlin, Bühlmeier, Abteilungsleiter und Dezernent bei der Reichsbahnbau direktion München; — zum Reichsbahnrat: Diplom-Ingenieur auf Dienstvertrag Brückmann beim RZA München.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Molt, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Halle (Saale), als Dezernent zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Stuttgart, Winde, Dezernent der RBD Breslau, als Dezernent zur RBD Hannover, May, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hannover, als Dezernent zur Reichsbahnbau direktion Berlin, Hin, Vorstand des Betriebsamts Liegnitz 1, als Dezernent zur RBD Münster (Westf.); — Reichsbahnrat Ast, Vorstand des Betriebsamts Schwerin, als Dezernent zur RBD Saarbrücken; — die Reichsbahnbaussessoren Schau, Vorstand des Neubauamts Hamburg-Barmbeck, als Vorstand zum Betriebsamt Cuxhaven, Roemert, Vorstand des Neubauamts Lietzow, nach Stralsund als Vorstand des Neubauamts Stralsund/Lietzow, Gerhard Schwarzer bei der RBD Nürnberg als Vorstand zum Schmalspurbahnamt Beuthen (Oberschles).

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Braumann, Dezernent des RZA Berlin, die Geschäfte eines Abteilungsleiters bei der RBD Berlin; — dem Reichsbahnbaussessor Wilhelm Witte bei der RBD Hamburg die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Hamburg-Barmbeck.

In den Ruhestand getreten: Direktor bei der Reichsbahn Warnecke, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Königsberg (Pr.); — die Reichsbahnoberräte Albert Beringer, Dezernent der RBD Stuttgart, Friedrich Klein, Vorstand des Betriebsamts Zwickau (Sachs.) 1, Gödecke, Dezernent der RBD Hannover; — Reichsbahnrat Kleiber, Vorstand des Betriebsamts Cuxhaven.

Gestorben: Direktor bei der Reichsbahn Senffleben, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Wuppertal; — Reichsbahnoberrat Hermann Stange, Dezernent der RBD Kassel.

Im Ruhestand verstorben: Oberbaurat a. D. Hermann Vischer in Stuttgart, zuletzt Dezernent der RBD Stuttgart.

INHALT: Die Snaletalperre bei Hohenwarte. — Wirtschaftliche Baugrubenausstellung. — Einfluß der Annahme der Lage der theoretischen Kämpferlage auf die Wärmespannungen in Gewölben. — Deutscher Binnenschiffahrtstag 1938 in Magdeburg. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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