

Die Regulierung der Spree mit besonderer Berücksichtigung der oberen, schiffbaren Spree von Leibsch bis Fluthkrug.

Vom Geheimen und Oberbaurat i. R. P. Müller, Potsdam.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Ausführung der Spree regulierung ist bereits in den Jahren 1906—1912 erfolgt, ohne daß bisher eine übersichtliche Darstellung der Veranlassung dazu, sowie der Art der Regulierung selbst und deren Folgen gegeben wurde. Nur eine Schrift des Regierungs- und Baurats Papke, welche aber nur besonders die hauptsächlichsten Bauwerke, wie Wehre und Schleusen behandelt, ist im Zentralblatt der Bauverwaltung, Jahrg. 1913, erschienen. Bei der Eigenart der Spree und der, für die Regulierung sich ergebenden Maßnahmen, dürfte sich aber eine allgemeine Schilderung auch nach der langen Zeit seit der Ausführung noch rechtfertigen.

Die in nachfolgender Betrachtung besonders behandelte Regulierung betrifft einen Teil der Spree, der sich von Leibsch, dem Anfang der Schiffbarkeit, bis Fluthkrug an der Fürstenwalder Spree, erstreckt.

Um dem Fernstehenden die getroffenen Maßnahmen möglichst verständlich darzustellen, erscheint es nötig, auch von den allgemeinen Verhältnissen der Spree oberhalb Leibsch und unterhalb Fluthkrug eine kurze Uebersicht zu bieten, in welche für die schiffbare Strecke von Leibsch bis Fluthkrug allerdings eine etwas genauere Beschreibung eingefügt werden mußte.

A. Die Spree hat ihr Quellgebiet am nördlichen Abhang des Lausitzer Gebirges, etwa 400 m über dem Meeresspiegel. Ihr oberer Lauf hat gebirgsartigen Charakter und bis zum oberen Spreewald ein stärkeres Gefälle. Er ist auf dieser Strecke teilweise tief in das Gelände eingeschnitten. Dann verliert sich das stärkere Gefälle, und es tritt im 20 000 ha großen oberen Spreewald eine Verästelung in zahlreiche Fließe ein. Nach kurzem, einheitlichen Laufe wiederholt sich eine solche Verästelung in geringerem Maße in dem 7400 ha großen unteren Spreewald. Zwischen oberem und unterem Spreewald sind 2 größere Stauwerke bei Lübben und Schleppzig für Mühlenbetrieb vorhanden (Abb. 1).

Nach 144 km langem Laufe erreicht der Fluß das Dorf Leibsch und wird von hier an für Finowkähne schiffbar. Mit den letzten Verästelungen vereinigt sich die Hauptspreree bei Leibsch (mit der kleinen Spree) mit der Mühlen- oder Wasserburger Spree etwa 2,5 km unterhalb Leibsch und schließlich mit der Pretschener Spree erst 12,5 km weiter unterhalb beim Dorfe Plattkow. Bis hierher nimmt die Hauptspreree an bedeutenderen Zuflüssen, den vereinigten schwarzen und weißen Schöps (bei Spree), die kleine Spree (bei Spreewitz) und viele kleine Fließe auf (Abb. 1 und 3).

B. Nach 3 km langem, nordöstlich schlankem Laufe, durchfließt die Spree den Neuendorfer See, dann mit vielen scharfen Krüm-

mungen in östlich 30 km langem Laufe die wiesenreiche Niederung bis zum großen Schwielochsee. In dieser Strecke befindet sich bei Cossenblatt eine alte Staustufe mit finowmäßiger Schiffsschleuse und Freigerinne. Dieser alte erhebliche Stau beeinflusste in äußerst nachteiliger Weise die oberhalb im Flußtale liegenden Wiesen und wurde deshalb bereits im Jahre 1888 nach Ankauf der Staugerechtigkeit seitens des Kreises Beeskow—Storkow beträchtlich erniedrigt. Nach Durchfluß des Schwielochsees, des, zusammen mit dem Glowesee und Leibnitzsee, nächst dem Spreewald größten Sammelbeckens der Spree, nimmt diese einen, im wesentlichen nördlichen Lauf an, den sie bis zum Wergensee behält. Bis Beeskow und noch 6 km weiter ist der Lauf weniger gekrümmt als bisher. Er führt durch den kleinen Oegelschen See und bildet dann weiter wiederum starke, sehr hinderliche Krümmungen, bis sie sich bei Raßmannsdorf in 2 Arme, die durch den Wergensee fließende Hauptspreree und den kleineren, nicht schiffbaren, etwa 2 km langen, den sogenannten „Strämeken“ spaltet. Beide Arme vereinigen sich wieder unterhalb des Wergensees bei Neußbrück (Abb. 2 und 3).

Bei Neußhaus am Wergensee zweigt durch eine Finowschleuse der schiffbare Speisekanal für den Spree—Oder-Kanal ab. Er ist ein Teil des, vom Großen Kurfürsten erbauten, zur Oder führenden Friedrich-Wilhelm-Kanals (Abb. 2).

Aus dem Wergensee fließt die Spree in vielen scharfen Krümmungen über Drahendorf und mündet bei Fluthkrug in die Fürstenwalder Spree. Ihr Lauf von Leibsch bis hierher hat die Länge von 87 km (Abb. 2).

Zuflüsse erhält die Spree von Leibsch bis Fluthkrug nur durch kleinere Fließe, wie das Rocher Fließ und die bedeutenderen Fließe des Schwielochsees.

Für die Schifffahrt war die Strecke von Leibsch bis Fluthkrug vor der Regulierung so ungünstig, daß die Schiffe, um Beeskow zu erreichen, bei Wasserständen von 0,5 m über NNW. nur mit weniger als halber Ladung fahren konnten.

C. Die 19,75 km lange, kanalisierte Fürstenwalder Spree bildet von Fluthkrug bis Gr. Tränke einen Teil der Spree—Oder-Wasserstraße und war in Fürstenwalde seit alter Zeit durch ein Wehr mit Finowschleuse angestaut.

Bei Gr. Tränke ist die Spree wiederum durch ein Wehr gesperrt, da hier der westliche, 23,9 km lange Teil des Spree—Oder-Kanals abzweigt, welcher erst wieder bei Wernsdorf in die Dahme oder wendische Spree mündet (Abb. 1).

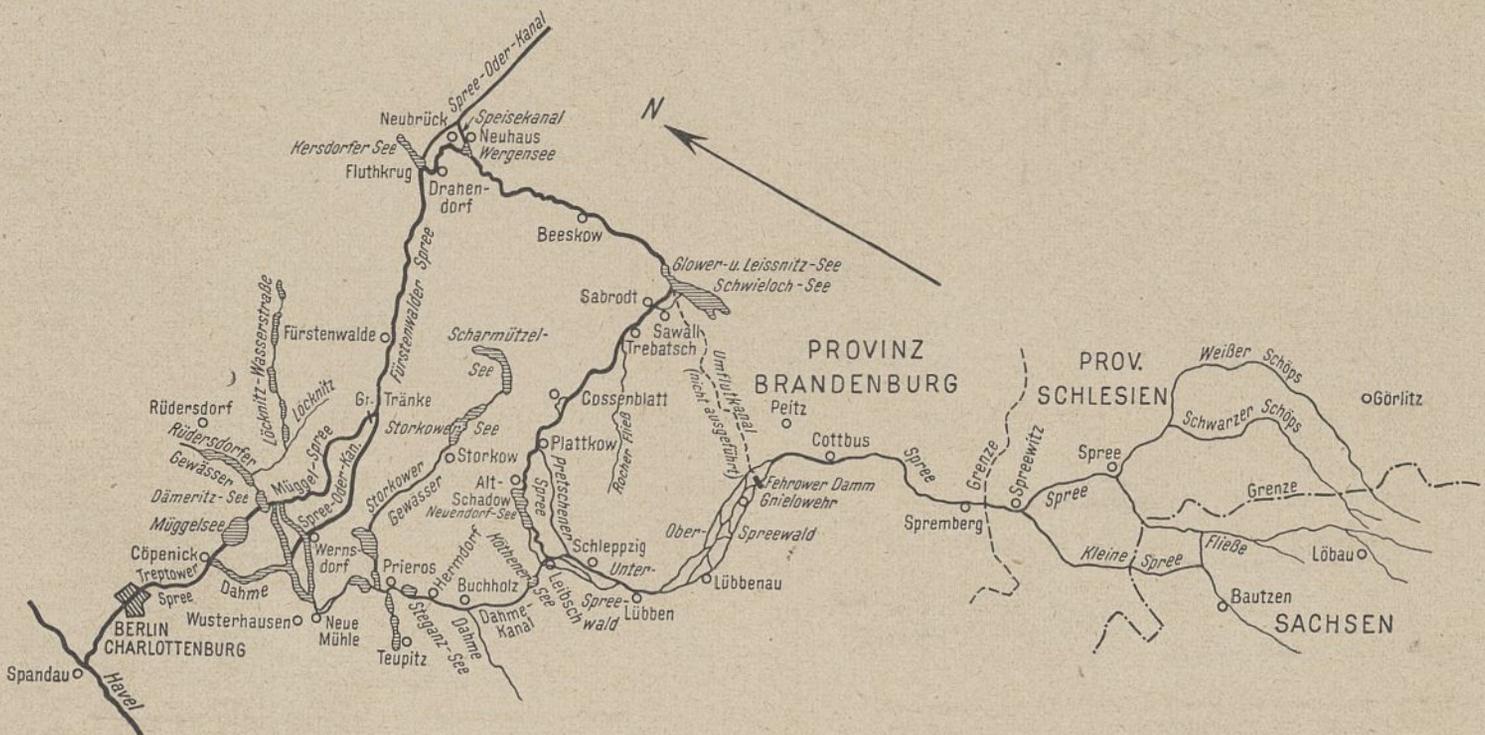


Abb. 1. Lageplan vom Umriss des Spreegebietes. Ungefährer Maßstab 1:1200000 (1 cm = 12 km).

Die Spree führt von Gr. Tränke bis Cöpenick den Namen „Müggelspree“. Sie fließt von Gr. Tränke in zahlreichen Krümmungen bis Alt-Hartmannsdorf, von dort in schlankerem Laufe durch den Dämeritzsee und Gr. Müggelsee bis Cöpenick, wo sie die Dahme-Gewässer aufnimmt. Von Gr. Tränke bis zum Dämeritzsee ist sie nur für Finowschiffe fahrbar, von da an abwärts jedoch auch für größere Fahrzeuge.

Von Cöpenick bis Berlin mit dem alten Stau bildet die Spree wieder als Treptower Spree einen Teil der Spree-Oder-Wasserstraße und fließt dann über Charlottenburg bei Spandau nach 398 km Gesamtlauf und 371 m Gesamtgefälle, oder 0,933 m auf 1000 m relativen mittleren Gefälle, in die Havel. Ihre Niederschlagsgebiet beträgt 13 819 qkm.

An Zuflüssen wichtigerer Art sind außer der genannten Dahme (bei Cöpenick), der Panke (bei Berlin) sowie vielen kleinen Fließen nur die Rüdersdorfer Gewässer mit der Löcknitz zu nennen, welche in den Dämeritzsee münden.

D. Im gesamten Gebiete der oberen Spree herab bis Fluthkrug treten häufig im Sommer und besonders im Frühjahr sehr bedeutende Hochfluten auf, welche lange andauern, die umfangreichen Niederrungswiesen in hohem Maße schädigen und den Ertrag vermindern.

Früher, etwa bis 1878, sind die Anlieger mit den bestehenden Zuständen im allgemeinen zufrieden gewesen, weil die Ansprüche an die Erträge verhältnismäßig gering waren. Als aber um 1884 eine sehr nasse Periode einsetzte, welche bis 1895 gedauert hat, änderte sich die Stimmung der Anlieger. In dem Zeitraum von 1884—1895 wurde in 5 Jahren fast nichts geerntet und in den übrigen Jahren nur wenig, so daß in 10 Jahren ein ungeheurer Ernteausfall stattfand. Auch die Jahre 1897—1899 waren äußerst wasserreich. Die Ueberschwemmungen im Jahre 1897 waren besonders verheerend. Im Kreise Beeskow betrug allein in den 3 Jahren 1897—1899 der Schaden 1 670 240 RM.

Die ganze Strecke von Leibsch bis Fluthkrug zeigt im ganzen tief gelegene Wiesen, von alten Sümpfen und Wasserläufen durchzogen. Höhere Uferländer erschweren den Abfluß der Wassermassen, welche schon bei geringer Ueberschreitung des gewöhnlichen Wasserstandes in die alten Schlenken eintreten, aus diesen ausufernd und große Teile der tieferen Wiesen überfluten.

Die Spree nimmt dann einen seenartigen Charakter an. Eine Folge dieser Eigenart ist ein verhältnismäßig geringer Unterschied zwischen HW. und NW; dagegen aber eine übermäßig lange Dauer der höheren Wasserstände, welche oft weit über Ende April in die Zeit des Wachstumes der Gräser reichen.

Im Laufe von 10 Jahren von 1889—1897 z. B. konnten die Wiesen nur in 2 Jahren im Trockenem gemäht werden. 1897 wurden sie überhaupt nicht wasserfrei. Zwischen Leibsch und Fluthkrug wird bereits

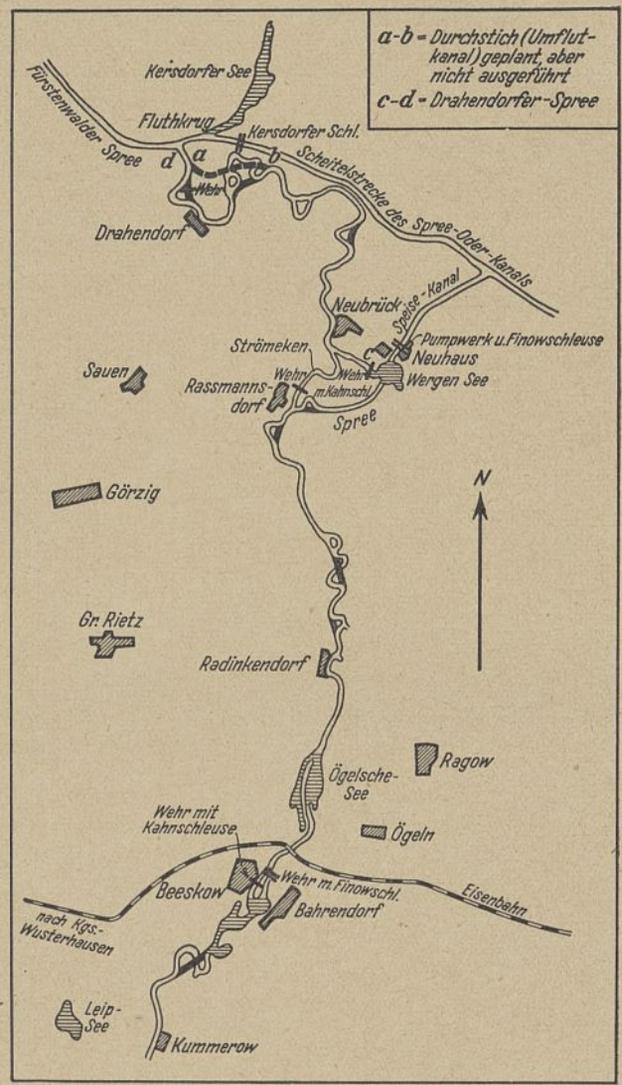


Abb. 2. Lageplan der Spree von Kummerow bis Fluthkrug. M. 1 : 150 000.

a—a Anschluß.

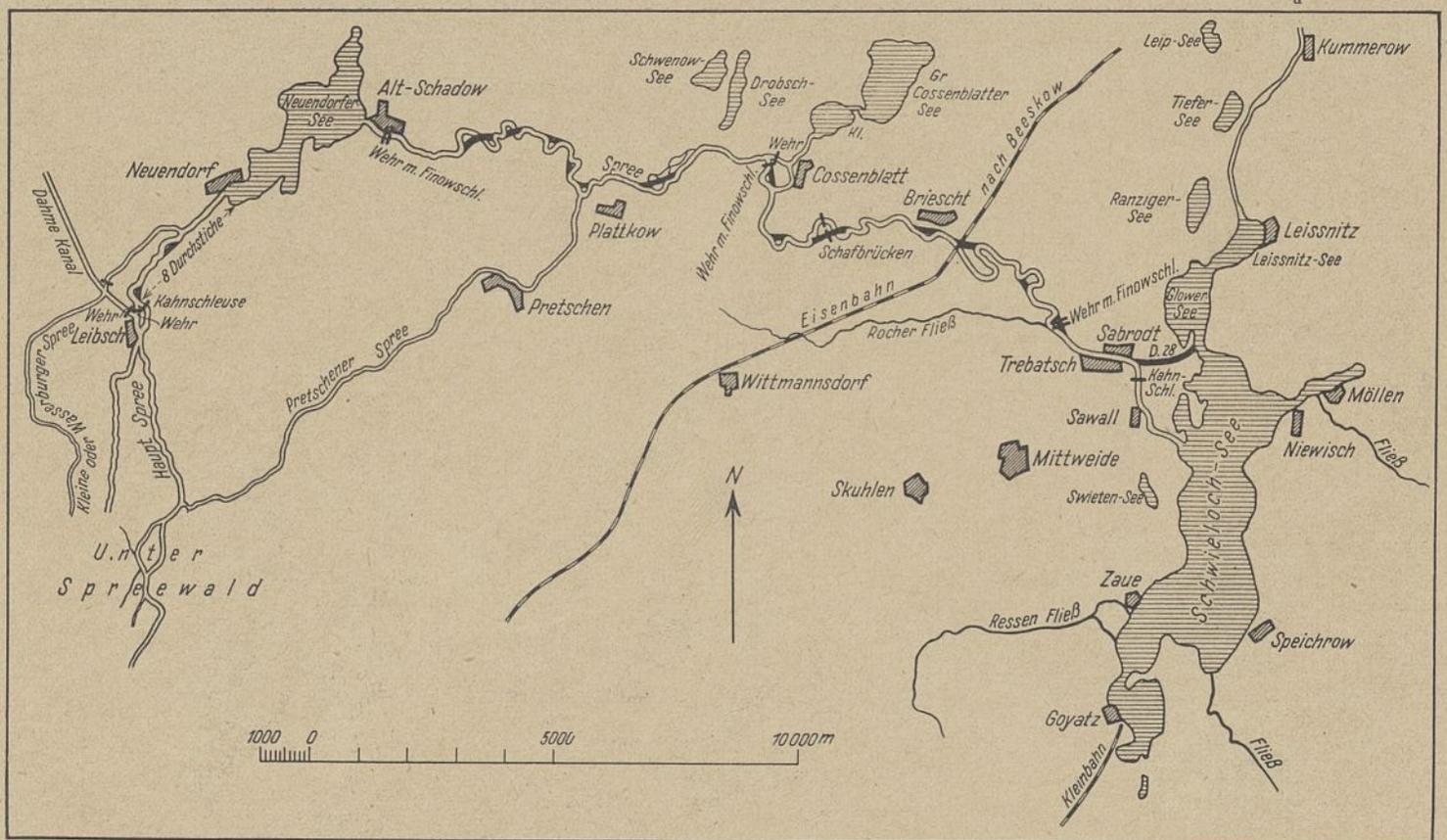


Abb. 3. Lageplan der Spree von Leibsch bis Kummerow. M. 1 : 150 000.

bei mittlerem Wasserstande die Hälfte der Wiesen in der Spree-niederung unter Wasser gesetzt.

Bei kleinem Wasser dagegen waren die Wiesen größtenteils zu trocken.

Aus Anlaß dieser Zustände wurde 1886 vom Staate die Ausarbeitung von Plänen angeordnet, die dartun sollte, wie eine Verbesserung der unhaltbaren Verhältnisse an der nicht schiffbaren und schiffbaren Spree ausführbar wäre.

Das Ergebnis war, daß auf Grund zweier Gesetze

- a) „vom 4. August 1904 betreffs Verbesserung der Vorflut in der unteren Havel, Spree, Lausitzer Neiße und Bober“;
- b) „ebenfalls vom 4. August 1904, betr. Maßnahmen zur Verhütung von Hochwassergefahren in der Provinz Brandenburg und im Havelgebiet der Provinz Sachsen“, nach jahrelangen sorgfältigen Vorarbeiten eine Regulierung in den Jahren 1906—1912 etwa ausgeführt wurde, wie sie in nachfolgendem beschrieben werden soll.

Vorweg sei noch kurz angeführt, daß vor der Regulierung die Spree an Wassermengen führte:

1. bei N. W. 3,8 cbm/sek (bei Cossenblatt) bis 6 cbm/sek bei Neubrück,
2. bei gew. W. 16 cbm/sek (bei Cossenblatt) bis 25 cbm/sek bei Neubrück;
3. bei M. W. 22,4 cbm/sek (bei Cossenblatt) bis 29,1 cbm/sek bei Neubrück;
4. bei H. W. 130,0 cbm/sek (bei Cossenblatt) bis 140,0 cbm/sek bei Neubrück (Abb. 4).

Der Unterschied zwischen höchstem und niedrigstem Wasserstande ist etwa 2,5 m, zwischen gewöhnlichem (nicht mittlerem) und höchstem etwa 1,4 m.

Das Durchschnittsgefälle schwankt zwischen 1 : 6900 (von Fluthkrug bis 4,5 km oberhalb davon) und 1 : 33 800 (zwischen Trebatsch und Glowese).

Nur vom Neuendorfer See bei Alt-Schadow liegt ein noch flacheres Gefälle von 1 : 91 000.

Das Grundwasser folgt bei dem — besonders in der Mark Brandenburg — fast nur aus leichtem Sande bestehenden Boden dem steigenden und fallenden Wasser der Spree sehr schnell nach, woraus sich der Umstand erklärt, daß bei Trockenheit die Wiesen bald zu trocken werden.

E. Für die Mittel zur Beseitigung der schädlichen Ursachen wurden folgende Leitsätze als Zweck erfüllend hingestellt:

1. Beschleunigter Abfluß des Hochwassers, räumlich und zeitlich getrennt (Umflutkanäle und Regulierung in Wechselwirkung) und dadurch eine geordnete, für die Landwirtschaft sowie auf der bisher schon schiffbaren Strecke für Schifffahrt günstige Wasserverteilung.
2. Senkung der mittleren Wasserstände, ohne daß
3. gleichzeitig das Niedrigwasser absinkt.

F. Wie bereits in der Beschreibung des Flußlaufes in den Abschnitten A bis C vorgegangen ist, soll die Regulierung der nicht schiffbaren Spree nur kurz und nur insoweit übersichtlich behandelt werden, als dies zum leichteren Verständnis der Regulierung der schiffbaren Spree nötig erscheint.

In die Regulierung der nicht schiffbaren Spree sind die Zuflüsse „die kleine Spree“ (zwischen Spreewitz und Bautzen) und der schwarze und weiße Schöpf wegen ihrer starken Sandführung einbezogen worden (Abb. 1). Folgende Mittel haben für die Regulierung Anwendung gefunden:

1. Oberhalb des oberen Spreewaldes ist das für den Abfluß der mittleren Sommerhochwässer erforderliche Profil hergestellt worden. Außerdem ist für Freilegung des Flußquerschnittes durch Beseitigung von Abflußhindernissen aller Art (Bäume, Sträucher, zu enge Brücken und Wehre u. a.) in angemessenem Maße gesorgt.
2. Sandbänke wurden beseitigt und
3. abbrüchige Ufer befestigt.
4. Zur Ueberstauung eines Gebietes von 2500 ha Wiesen der Cottbus-Peitzer Niederung wurde eine Schleuse erbaut.
5. Bei Lübben und Schlepzig wurden die alten Freischleusen, die nicht genügend leistungsfähig waren, erweitert;
6. die erforderliche Erweiterung der zu engen Stellen der Hauptspree wurden zur Entlastung des Spreewaldes durchgeführt.
7. Für die Fließe des Spreewaldes sind die normalen Breiten und Tiefen hergestellt worden, wie sie durch das Schaulreglement s. Zt. ermittelt wurden.

Bemerkt sei hier, daß auf der sächsischen Strecke Regulierungsarbeiten in nennenswertem Umfang nicht auszuführen waren, abgesehen von einigen Uferbefestigungen der unteren Strecke.

8. Geplant war endlich ein Umflutkanal unterhalb des Ferower Dammes beim Gnielowehr nach der schiffbaren Spree bei Sawall oberhalb des Schwielochsees, um durch ihn den Spreewald von Hochwasser zu entlasten und dafür zu sorgen, daß die Fließe im Spreewald das Sommerhochwasser ohne Ausuferung aufnehmen können. Es ist aber von diesem Umflutkanal, dessen Kosten zu 2 430 000 RM veranschlagt waren,

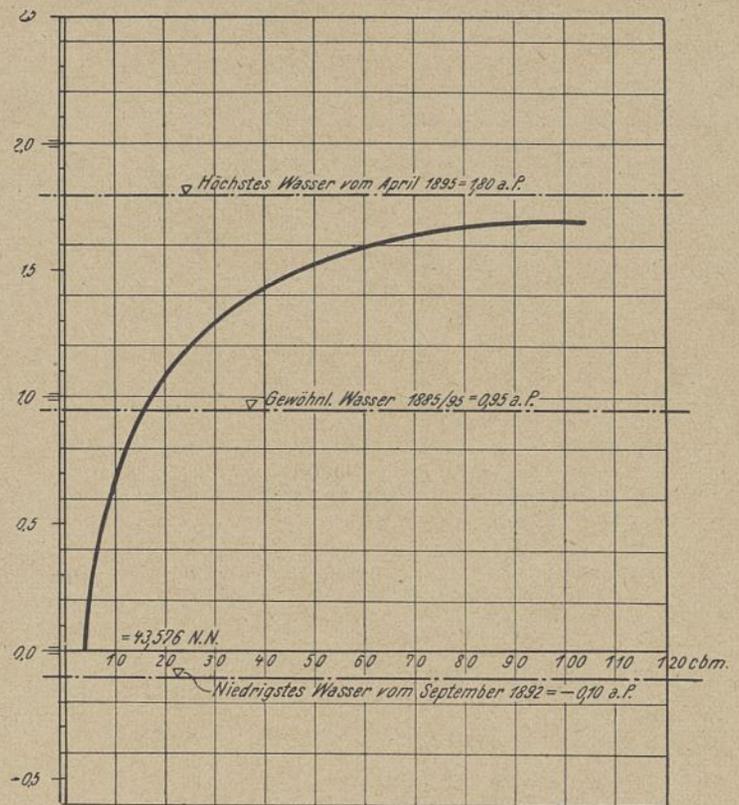


Abb. 4. Wassermengen der Spree bei Leibsch.

abgesehen worden, um zunächst festzustellen, ob die sonstigen Maßnahmen nicht genügen, die gewünschte Entlastung des Spreewaldes zu erreichen.

Auch Befürchten dazu gewisse Befürchtungen wegen nachteiliger Beeinflussung des Grundwassers und Schädigung der Ländereien.

9. Die von der oberen, nicht schiffbaren Spree zu erwartende Hochwasserwelle soll dann durch einen anderen Umflutkanal von Leibsch zur Dahme abgeleitet werden (Abb. 1).

Im Höchstmaß soll dieser Umfluter 20 cbm/sek aufnehmen können. Er führt von Leibsch durch den Köthener See nach Wendisch-Buchholz in die Dahme. Diese fließt dann über Hermsdorf in den Steganzer See, wird hier für Finowkähne schiffbar und führt ferner, meist in seeartigen Erweiterungen, nach Königswusterhausen, wo sie in das Seegebiet oberhalb Berlins eintritt.

Der Dahmelauflauf von Buchholz bis Steganzer See und von dort bis Prieros ist durch Begradigungen und Erweiterungen zur Aufnahme der zugeführten Hochwassermengen, ohne Ausuferung, ausgebaut worden.

An der Abmündung von der Spree bei Leibsch sowie bei Wendisch-Buchholz ist der Kanal je durch ein Wehr und außerdem oberhalb Buchholz durch eine Stauschleuse beherrscht, letztere dient hauptsächlich der Haltung eines, für die Wiesenkultur nötigen Wasserstandes im Köthener See.

Der Kanal selbst, wie die Dahme von Buchholz bis zum Steganzer See sind so ausgebaut, daß es später möglich ist, die Schiffbarkeit durch Einfügen von Finowschleusen herzustellen. Bei Hermsdorf, wo sich ein Mühlenstau in der Dahme befindet, ist bereits eine Finowschleuse eingebaut worden, so daß Finowschiffe schon jetzt bis Buchholz gelangen können. Nach Ausführung der Schiffbarkeit würde eine wesentlich kürzere Verbindung der oberen schiffbaren Spree, als diejenige über Beeskow und Wergensee geschaffen sein, wovon besonders die Landwirtschaft Nutzen ziehen kann.

Die Kosten für den Ausbau der nicht schiffbaren Spree, einschließlich des Dahmekanals, betragen etwa 5 300 000 RM.

G. Für den schiffbaren Teil der Spree von Leibsch bis Fluthkrug gelten die in Abschnitt E genannten Leitsätze als Ziel für die Regulierung in gleichem Maße, wie für den nicht schiffbaren Lauf. Hinzutreten noch diejenigen Maßnahmen, welche der Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse dienen.

Bei N.W. ist oberhalb des Schwielochsees eine Fahrwassertiefe von 1,1 m, entsprechend einer Tauchtiefe der Schiffe von 1,0 m unterhalb dieses Sees eine Fahrwassertiefe von wenigstens 1,65 m, entsprechend einer Tauchtiefe von 1,4 m vorgesehen. Dieser Unterschied in der Tiefe ist bedingt durch den lebhafteren Schifffahrtsverkehr unterhalb und dem weniger lebhafteren oberhalb des Schwielochsees.

- Als wirksame Mittel zur Erreichung der Ziele sind ausgeführt:
1. Begradigung des Flußlaufes vermittels Durchstiche zur schnelleren Abführung der Wassermengen, sowie Beseitigung zu

starker Flußkrümmungen im Interesse der Schifffahrt. Zu letzterem Zwecke sind auch Abstiche zu weit vorbuchtender Ufer vorgenommen worden. Als kleinster Krümmungshalbmesser wurde oberhalb des Schwiellochsees das Maß von 150 m, unterhalb von 200 m bestimmt. Die Lage der Durchstiche und Flußabstiche konnten in den kleinen Kartenumrissen leider nicht klar zur Darstellung gebracht, sondern nur angedeutet werden. Von dem größten Durchstich D 28 bei Sabrodt und Sawall zum Glowesee wird weiter unten noch Näheres berichtet werden (Abb. 3).

2. Errichtung von Stauwerken zur Verhinderung eines zu tiefen Absinkens der niedrigen Wasserstände. Diese Stauwerke sind da, wo es erforderlich, mit finowmäßigen Schiffsschleusen versehen worden. (Abb. 5.)
3. Ausbau der Flußquerschnitte derart, daß sich überall zwei Finowschiffe begegnen können, wozu eine Fahrwasserbreite von 12 m erforderlich erschien.
4. Sei hervorgehoben, daß es nicht Absicht war, wie bereits oben angedeutet, die Hochwässer geschlossen abzuführen, was auch nur durch Eindeichung zu erreichen gewesen wäre. Eine solche kam aber auch nicht in Frage, da sie sehr kostspielig ist und große Verschiebung der wirtschaftlichen Verhältnisse bedingt hätte. Die Verminderung der Hochfluten wird also vorwiegend durch den in Abschnitt E erwähnten Dahme-Umlut-Kanal erreicht (Abb. 1 und 3).

Nach Vollendung der in Ziffer 1 genannten Maßnahmen (etwa 40 Durchstiche und mehr als 15 größere Abstiche) ist der Flußlauf um etwa 16,6 km oder 19 v H verkürzt worden, und zwar:

auf der Strecke von Leibsch bis Glowesee um . . . 11,3 km
 auf der Strecke von Glowesee bis Wergensee um . . . 2,7 km
 auf der Strecke von Wergensee bis Fluthkrug um . . . 2,6 km
 zusammen: 16,6 km

Die infolge der Durchstiche liegenbleibenden Altarme sind als gute Fischbrutstätten erhalten worden. Diese Maßnahme war zuweilen auch deshalb schon nötig, weil an einigen Altarmen Ablagen und Gehöfte lagen, die der Schifffahrt zugänglich bleiben mußten.

Das obere Ende der Altarme wurde durch Sperrdämme geschlossen, in welche im Interesse der Auffrischung des Wassers in den Altarmen kleine Durchlässe (Holz- und Tonröhren und dergl.) eingebaut wurden.

Abbrüchige Ufer sind durch Deckwerke, sehr hohle Ufer durch Leitwerke abgebaut worden.

Bei diesen Baumaßnahmen sind regelmäßige Querschnitte nur in den Durchstichen und den zu engen bzw. zu flachen Flußstrecken hergestellt, während in den Seestrecken nur eine Vertiefung in Frage kam, die sich auf die Schifffahrtsrinne beschränkte.

Mit Rücksicht auf die sandige Beschaffenheit des Ufergeländes durfte die Uferneigung nicht steiler als 1:3 werden.

Für die Flußquerschnitte in den Durchstichen sah man zunächst die Form vor, wie sie in der Schrift von Teubert: „Die Verbesserung unserer Ströme durch Regulierung“ als zweckmäßig empfohlen

wurde. Danach wäre unter N.N. eine Parabellinie zu wählen gewesen, der sich eine Kurve anschließt, die sich mit zunehmender Höhe verflacht. Eine solche Form erfüllt wohl die Bedingungen einer Unterstützung der Senkung des zu hohen gewöhnlichen Wasserstandes, daß der N.N.W. möglichst wenig von der alten Höhe abweicht, die künstliche Uferbefestigung möglichst gering ist und die Schifffahrt nicht vermindert wird. Es mußte aber berücksichtigt werden, daß die Herstellung der parabolischen Form durch Bagger nicht leicht ist und zu teuer wird sowie daß geradlinige Querschnitte billiger herzustellen sind. Auch wurde befürchtet, daß an den oberen, sehr flachen Uferstreifen der Graswuchs ein höherer werde und dadurch der Wasserabfluß etwas eingeschränkt würde.

Ferner kam zur Geltung, daß trapezförmige Querschnitte, besonders die einfachen, für die Wasserabführung günstiger als die parabolischen sind und vielleicht auch etwas weniger Grunderwerb verlangen.

Verkannt wurde nicht, daß die trapezförmigen Querschnitte mehr als die parabolischen auf Senkung der Niedrigwasserstände wirken und andere Fehler besitzen.

Aber die Abwägung aller Vorteile und Nachteile zeitigte, nicht in letzter Stelle mit Rücksicht auf Kostenersparnis und leichtere Herstellung, das Ergebnis, daß trapezförmige Querschnitte gewählt wurden (Abb. 6). Dabei wurden in den Durchstichen die Querschnitte so angeordnet, daß sie sich möglichst an die Parabelform anschließen. In den Zwischenstrecken erschien dies nicht unbedingt erstrebenswert, und es wurde dort die einfache Trapezform ausgeführt.

Mit den erörterten Maßnahmen wird die Bedingung einer Absenkung des gewöhnlichen Wasserstandes erfüllt. Es wird aber nach ihrer Durchführung sowie in Anbetracht, daß viele Flußstrecken eine viel größere Breite zeigen als nach den Profilen normal ist, ein Absinken des N.W. unvermeidlich und ein Trockenlegen der Wiesen zu befürchten sein. Zur Vermeidung dieses Uebelstandes sind in der Haupt- und Drahendorfer Spree Staustufen bei Alt-Schadow, Trebatsch, Beeskow, am Wergensee und bei Drahendorf neu errichtet worden. Der bestehende alte Stau bei Cossenblatt wurde beibehalten und durch Anlegung eines neuen Wehres im Hauptarm und eines im Mühlenarm umgestaltet. Neben den Wehren bei Alt-Schadow, Trebatsch und Beeskow wurden zur Erhaltung der Schifffahrt finowmäßige Schiffsschleusen erbaut. Bei Cossenblatt war eine solche bereits vorhanden (Abb. 2, 3 und 5).

Neben dem Wehre am Wergensee genügt eine Kahnschleuse für Motorboote der Stromaufsichtsbeamten, Fischer- und Heukähne. Diese Kahnschleuse hat, wie auch die sonstigen, zwischen Leibsch und Fluthkrug erforderlichen, eine Nutzlänge von 12 m und eine Breite von 3 m. Das Drahendorfer Wehr konnte ohne jede Schleuse angelegt werden. Beides war zulässig, weil die durchgehende Schifffahrt von Fürstenwalde her die obere Spree durch den Spree-Oder-Kanal und den schiffbaren Speisekanal erreichen kann, der Drahendorfer Spree also nicht bedurfte (Abb. 1). Für die örtliche Schifffahrt haben nur die Besitzer von etwa 5 Ablagen Interesse. Das Drahendorfer Wehr braucht außerdem nur bei niedrigen Wasserständen geschlossen zu werden, bei denen auch vor der Regulierung die Drahendorfer Spree nicht befahren werden konnte.

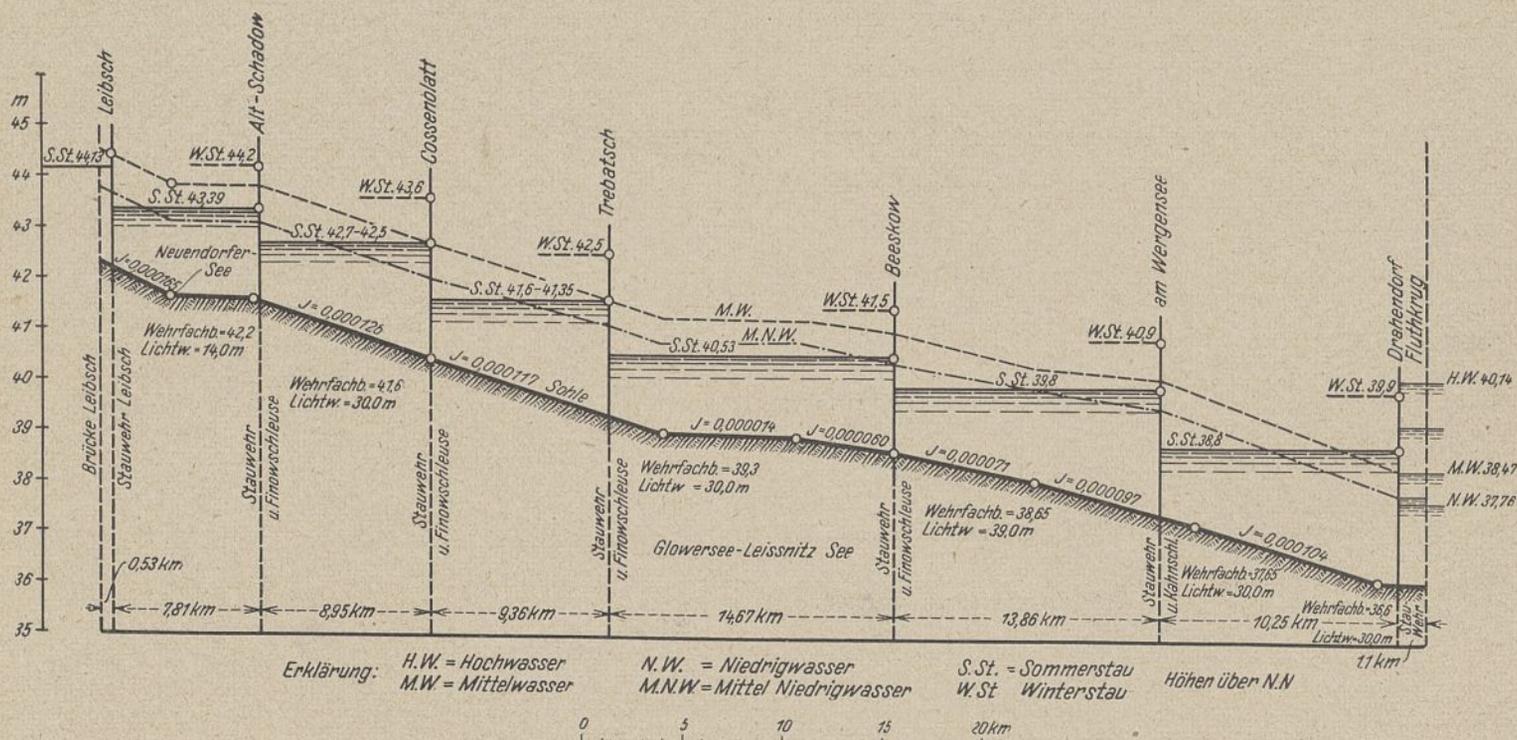


Abb. 5. Längenschnitt von Leibsch bis Fluthkrug.

Ein weiteres Stauwerk wurde schließlich noch in der Spree unmittelbar unterhalb der Abzweigung des Dahme-Umflut-Kanals nötig, um die Einführung der höheren Wässer, soweit sie ersterer abführen soll, genügend zu beherrschen (Abb. 3). Eine Schleuse für Finowschiffe war hier entbehrlich, da die Schiffbarkeit der Spree ohnedies bei Leibsch aufhört. Für Kähne für Fischerei- und Heubeförderung ist eine Kahnschleuse im Abschluß des Altarmes angelegt.

Alle diese Staustufen sind als Nadelwehre ausgebildet unter Verwendung der, für solche Wehre üblichen, eisernen Wehrböcke.

Nur bei Cossenblatt, wo das Wehr mit einer Wegebücke verbunden ist, lehnen sich die Nadeln gegen eine leichte, bewegliche Bedienungsbrücke. Die Lichtweite des Wehres ist hier zu 4mal 10,5 = 42 m, diejenige des Wehres im Mühlennarm auf 12 m bemessen (Abb. 3). Die Wehre bei Alt-Schadow, Trebatsch, Wergensee und Drahendorf haben je 30 m, das Wehr bei Beeskow hat 39 m Lichtweite. Bei allen kann die ganze Öffnung freigemacht werden. Für Cossenblatt war eine Weite für das Wehr in der Hauptspre von 42 m und außerdem für das Wehr im Mühlennarm von 12 m erforderlich, weil hier für die höchsten Wässer kein weiteres Ueberflutungsgebiet zur Verfügung steht.

Betreffs der Bauart der Wehre und Schleusen im einzelnen kann auf die Veröffentlichung des Regierungs- und Baurats Papke im „Zentralblatt der Bauverwaltung“, Jahrg. 1913, S. 108, hingewiesen, von einer Wiederholung an dieser Stelle also Abstand genommen werden.

Neben den genannten Wehren in der Hauptspre waren behufs Abschließung von Seitenarmen während der Stauzeit noch folgende kleinere Wehre nötig:

1. 1 Schützenwehr im Mühlennarm bei Cossenblatt von 12 m Lichtweite (Abb. 3).
2. 1 Nadelwehr im Walkmühlengraben bei Beeskow nebst Kahnschleuse für Fischer (Abb. 2).
3. 1 hölzerne Sperrschleuse mit Schützenverschluß im „Strämenken“ (Abb. 2).

An Kahnschleusen für Fischerei und Heubeförderung außer den bereits genannten war noch eine in dem Dammverschluß des Altarmes zwischen Sabrodt und Sawall oberhalb des Schwielochsees erforderlich (Abb. 3).

Es sei hier bemerkt, daß durch den gesamten Stau so bedeutende Wassermengen im Flußbette und den damit zusammenhängenden Seen und Laken sowohl als auch im Grundwasser aufgespeichert werden, um damit die Wasserführung der Spree in trockenen Zeiten 40 Tage lang über 2 cbm/sek erhöhen zu können.

Alle diese kleineren Bauwerke bieten in Anlage und Bauweise, sowie in den Einzelheiten nichts Besonderes, so daß ihre zeichnerische Darstellung hier entbehrlich erscheint.

Sämtliche Stauwerke sind so angelegt, daß zu jeder Zeit an allen Stellen des Flußlaufes der M. N. W. bis zu seiner früheren Höhe angestaut und ein Winterstau gehalten werden kann (Abb. 5).

Der gewöhnliche Sommerstau wird also ungefähr, vorbehaltlich weiterer Regelung nach den Wünschen der beteiligten Anlieger, auf der Höhe des M. N. W. gehalten. Auch bei geringster Wasserführung hat dann am oberen Ende jeder Haltung der Wasserspiegel eine Höhe, welche den des N. N. W. noch überragt, ohne daß am unteren Ende der Haltung ein Anstauen bis zu einer, für die Wiesen nachteiligen Höhe nötig ist.

Wird die Wassermenge so groß, daß bei freiem Strom bereits die Höhe des M. N. W. erreicht bzw. überschritten wäre, so braucht nicht mehr gestaut zu werden. Dies wäre der Fall, wenn der Wasserstand im freien Strom

etwa bei Leibsch die Höhe von . . .	43,75 m N. N.
„ Alt-Schadow die Höhe von . . .	43,09 „ „ „
„ Cossenblatt die Höhe von . . .	42,02 „ „ „
„ Trebatsch die Höhe von . . .	41,10 „ „ „
„ Beeskow die Höhe von . . .	40,41 „ „ „
„ Wergensee die Höhe von . . .	39,58 „ „ „
„ Drahendorf die Höhe von . . .	37,86 „ „ „

oder mehr erreicht.

Steigt die Wasserführung der Spree auf 18 bis 20 cbm/sek, so würde der Stau an den Wehren gleich Null und würden die Wehre vollständig niedergelegt sein.

Nach den letzten Festsetzungen wird der Sommerstau vom 1. April bis 31. Oktober bei

1. April bis 31. Oktober bei	während im Entwurf für den
Leibsch auf 44,18 m N.N.	Winterstau auf:
Alt-Schadow „ 43,39 m N.N.	43,60 N.N.
Cossenblatt „ 42,52—42,70 m N.N.	42,50 N.N.
Trebatsch „ 41,35—41,60 m N.N.	41,50 N.N.
Beeskow „ 40,53 m N.N.	40,90 N.N.
Wergensee „ 39,80 m N.N.	39,90 N.N.
Drahendorf „ 38,80 m N.N.	angenommen war.

gehalten werden. Ein Winterstau ist möglich, aber bisher noch nicht zur Anwendung gelangt. Er soll übrigens auch nur dann gehalten werden, wenn die Beteiligten sich zu Verbänden vereinigen und die Kosten für die durch diesen Stau nötig werdenden Bauanlagen im Gelände tragen.

Wie aus vorstehendem hervorgeht, können die Wehröffnungen in der Hauptspre außerhalb der Stauzeiten in ihrer ganzen Oeffnung freigemacht werden, so daß dann die Schifffahrt ungehindert ohne Benutzung der Schiffsschleusen betrieben werden kann.

Fischpässe sind vor der Hand als nicht erforderlich angesehen worden. Die Ansicht der Fischereibeteiligten, geht dahin, daß man abwarten solle, ob sich eine Notwendigkeit für Fischpässe später dauernd herausstellen würde. Für diesen Fall würden dann bewegliche Anlagen nach Camère genügen.

Sonstige Wünsche der Fischereibeteiligten wurden weitestgehend berücksichtigt.

Die über die schiffbare Spree führenden Brücken (etwa 11 Stück) erwiesen sich für die Regulierung meist ausreichend.

Nur bei Beeskow wurde eine neue Flutöffnung für die Eisenbahnbrücke erforderlich und von der Eisenbahnverwaltung hergestellt. Die Brücke über die alte Freiarche bei Cossenblatt ist durch einen Neubau in Verbindung mit dem Wehrbau ersetzt worden, und schließlich war ein völliger Neubau der sogen. „Schafbrücken“ unterhalb Cossenblatt erforderlich.

Dienstgebäude für Schleusenmeister und Wehrwärter waren nur für Beeskow und Trebatsch nötig und sind dort auch erbaut worden. In Cossenblatt bestand bereits ein solches, und an den sonstigen Wehren und Schleusen (z. B. Alt-Schadow) sollten geeignete Dorfbewohner gegen Vergütung den Dienst besorgen, so daß dort Dienstgebäude nicht erforderlich wurden. Die Kahnschleusen werden von den Fischern und sonstigen Beteiligten selbst bedient.

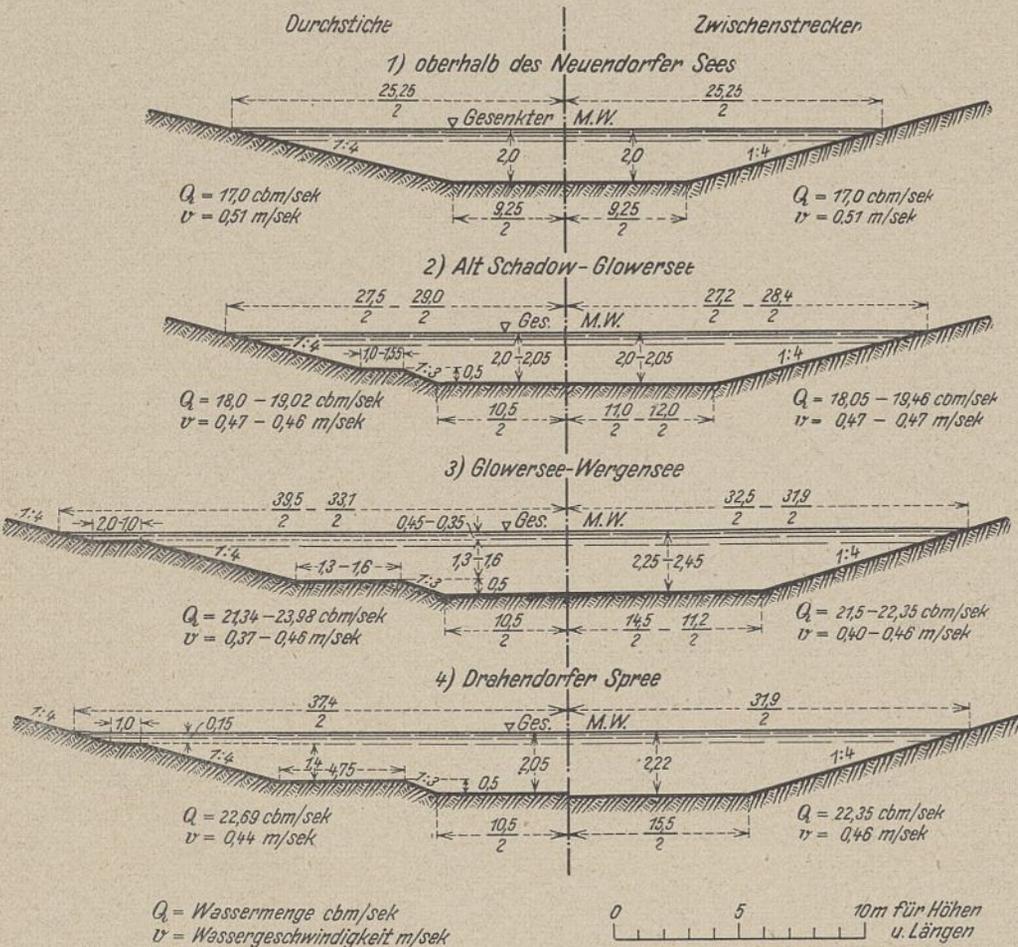


Abb. 6. Querschnitte der Spree von Leibsch bis Fluthkrug.

Zu den für den Ausbau des Flußbettes vorgesehenen umfangreichen Uferdeckungen wurden je nach der Schwere des Wasserangriffes Steinbewurf oder Faschinenpackwerk mit Steinbewurf verwendet.

Die Baggerarbeiten für Durch- und Abstiche sowie für die Vertiefungen wurden von der Bauverwaltung mittels eigener Eimer- und Spülbagger sowie eines Böschungsbaggers, teils auch mittels geliehener Bagger im Eigenbetrieb ausgeführt. Nur in geringerem Maße wurden dazu Unternehmer herangezogen.

Zum größten Teil konnte der Baggerboden für die Abschlußdämme in den Altarmen, zur Herstellung der nötigen Leitwerke vor hohlen Ufern und vielfach im Einvernehmen mit den Besitzern zur Aufhöhung tief liegender Wiesenflächen Verwendung finden.

Alle Bauwerke wie Schleusen und Wehre usw. wurden durch Unternehmer ausgeführt.

H. Bei Wahl der Lage von Staustufen und Durchstiche konnte im allgemeinen zwischen den, die Interessen der Landwirtschaft und der Schifffahrt vertretenden Behörden sowie den sonstigen Beteiligten leicht und bald Einvernehmen erzielt werden.

Nur für drei Anlagen war dies erst nach längeren, eingehenden Untersuchungen zu erreichen.

Es waren dies:

1. Die Lage der Staustufe am Neuendorfer See, für welche sowohl ein Ort oberhalb als auch unterhalb des genannten Sees vorgeschlagen wurde.
2. Die Frage, ob ein Abschluß des großen Schwielochsees durch Verwallung mit Finowschleuse zwecks Zurückhaltung der höheren Wasser zur Verwendung der angesammelten Wassermengen bei trockenen Zeiten angeordnet werden solle oder ob ähnliches ohne solchen Abschluß, durch Errichtung einer Staustufe bei Beeskow erreicht werden könnte.
3. Die Herstellung eines Umflutkanals in der Drahendorfer Spree, um den großen Bogen des Flusses dicht oberhalb Fluthkrug abzuschneiden.

Eine kurze Behandlung dieser drei, nicht uninteressanten Fragen dürfte daher zum Verständnis der schließlichen Entscheidung angebracht sein.

I. Lage der Staustufe am Neuendorfer See.

Es war zunächst geplant, ein Wehr oberhalb des Neuendorfer Sees, etwa bei dem Dorfe Neuendorf, zu errichten. Auf eine Finowschleuse glaubte man wegen des geringen Schifffahrtsverkehrs vom See bis Leibsch verzichten zu können, zumal vor der Regulierung auf dieser Strecke die Schifffahrt bei niedrigen Wasserständen ohnehin ruhte (Abb. 3).

Die beteiligten Anlieger vertraten die Ansicht, daß eine solche Lage derjenigen unterhalb des Sees vorzuziehen sei und begründeten dies folgendermaßen:

Wegen der tiefen Lage der Wiesen am See und der Luchflächen dürfe bei Alt-Schadow, also unterhalb des Sees, im Sommer ein höherer Stau als 43,24 m bis 43,29 m N.N. nicht gehalten, auch der Winterstau wegen einer Anzahl niedrig gelegener Ackerflächen nicht über 43,24 m N.N. festgesetzt werden. Die Wiesen oberhalb und bei Leibsch aber haben eine Höhenlage von 44,0—44,5 m N.N., ja nicht unerhebliche Flächen von 45,00 m N.N. Durch ein Stauwehr bei Alt-Schadow könnte somit diesen Ländereien in trockenen Sommern nicht die nötige Grundfeuchtigkeit erhalten und im Winter nicht genügend Ueberstauung geboten werden. Beides wäre nur durch ein Wehr bei Neuendorf, also oberhalb des Sees, zu erreichen.

Dieser Anschauung konnte ein gewisses Maß von Berechtigung nicht abgesprochen werden.

Die ausführende Bauverwaltung hob dazu hervor, daß die, auch von anderer Seite betonte, aufspeichernde tatsächliche Wirkung des Neuendorfer Sees, also die Wirkung des Sees als Speisebecken für Zeiten der Dürre, nur eine mäßige sei.

Weil einerseits die niedrigen Wiesen am See beim höchsten Stand des Wassers im Sommer nicht überflutet werden dürfen und andererseits der Wasserstand des Flusses eine bestimmte Höhe behalten muß, ergibt sich die zulässige Schwankung des Seespiegels zu etwa 0,25 m und bei einer Größe der letzteren von 3,7 qkm eine nutzbare Wassermenge von nur 900 000 cbm, welche vermutlich infolge von Verlusten durch größere Verdunstung und andere Umstände noch verringert würde. Ferner fiel auch ins Gewicht, daß ein Wehr bei Alt-Schadow teurer als ein solches bei Neuendorf würde und außerdem bei Alt-Schadow eine Finowschleuse nicht entbehrt werden kann. Schließlich war auch zu berücksichtigen, daß durch Beeinträchtigung der Fischerei auf dem See infolge einer Stauanlage bei Alt-Schadow große Entschädigungskosten entstehen könnten.

Von besonderer Bedeutung für die Entscheidung wurden jedoch folgende Umstände: Die behördlichen Vertreter der Landwirtschaft sowie auch diejenigen der Provinz Brandenburg hielten nämlich vor allem ein Wehr unmittelbar unterhalb der Abzweigung des Dahme-

Kanals zwecks Beherrschung des letzteren im Interesse der Wiesenwirtschaft auf großen Flächen an diesem Kanal für unentbehrlich. Dann wurde aber auch ferner von ihnen der Staubeherrschung des Neuendorfer Sees ein so hoher Wert beigemessen, daß demgegenüber die befürchtete Gefahr der Austrocknung der Wiesen bei Leibsch nicht ins Gewicht fällt.

Eine weitere, eingehende Untersuchung ergab schließlich, daß der große Wert des geforderten Spreewehres bei Leibsch unterhalb der Abzweigung des Dahme-Kanals zugegeben werden mußte, da nur mit solchem Werte der Dahme-Kanal seinen Zweck:

1. Beschleunigung der Abführung des Frühjahrhochwassers zur Trockenlegung der Wiesen an der Spree unterhalb der Kanalabmündung,
2. Verhinderung der Ueberflutung derselben Wiesen im Sommer, sicher und vollkommen erfüllen kann.

Das geforderte Wehr muß dann wenigstens bis 44,48 m N.N. stauen können, damit der Kanal, wie geplant, seiner größten Leistung, die Abführung von 20 cbm/sek, gerecht zu werden vermag. Von Einfluß war hierbei u. a. auch der Umstand, daß der Spiegel des Köthener Sees, durch den der Dahme-Kanal führt, nie unter einen Stand abgesenkt werden darf, welcher bei Leibsch der Wasserspiegelhöhe von 43,88 m N.N. entspricht, so daß das zur Abführung des Wassers erforderliche Gefälle im Kanal nur durch Hebung des Wasserspiegels am oberen Ende bei Leibsch zu gewinnen ist.

Ein solches Wehr wie das geforderte ermöglicht eine Verkürzung der für die Wiesen ungünstigen, hohen Wasserstände unterhalb Leibsch sowie ein früheres Freilegen der Wiesen vom Wasser um 5—10 Tage. Auch weiter unterhalb bei Beeskow kann dann die Dauer der ungünstigen hohen Wasserstände erheblich (um etwa 35—40 Tage bei einer Wasserführung wie im Jahre 1899) verkürzt werden. Selbst die Wiesen oberhalb Leibsch, denen ein Wasserstand von etwa 44,14 m N.N. besonders günstig ist, können von dem Stau des in Rede stehenden Wehres einen Vorteil genießen.

Alle diese Vorteile vermag aber ein Wehr bei Neuendorf nicht zu erfüllen, weil bei dem stärkeren Gefälle zwischen Leibsch und Neuendorfer See der Stau für die Wiesen zu hoch werden müßte.

Allgemein kann angenommen werden, daß bei Abzapfung von 20 cbm/sek durch den Dahme-Kanal sämtliche langdauernde höheren Wasser — auch z. B. diejenigen des oben erwähnten sehr wasserreichen Jahres 1897 — unschädlich verlaufen.

Wenn aber dieses Wehr bei Leibsch errichtet wird, so fällt auch die Wahl einer Staustufe unterhalb des Sees bei Alt-Schadow erheblich leichter als sonst.

Da nun endlich bei der Wehrstelle Alt-Schadow wegen des unbedingt aufrechtzuerhaltenden Verkehrs nach dem Neuendorfer See eine Finowschleuse ohnedies nicht entbehrlich ist, würde auch die Schifffahrt der Spree bis Leibsch wie bisher erhalten oder verbessert werden können. Ist die Schifffahrt z. Zt. auch nur gering und nicht ausschlaggebend, so ist ihre Erhaltung immerhin nicht ohne Nutzen für die Abfuhr von Holz und sonstigen landwirtschaftlichen Erzeugnissen. Dieser Nutzen würde dann noch schwerer wiegen, falls der Dahme-Kanal später einmal der Schifffahrt eröffnet würde, wozu, wie oben erwähnt, die Möglichkeit vorgesehen ist.

Nach diesen Erwägungen wurde eine Einigung mit Zustimmung des Ministers erreicht, das besprochene Wehr am Dahme-Kanal und ein Stauwerk bei Alt-Schadow zur Ausführung zu bringen.

II. Abschluß des Schwielochsees oder Unterlassung des ersteren bei Errichtung eines Staues bei Beeskow (Abb. 3).

Bei Bearbeitung der Entwürfe war ursprünglich vorgesehen, den Schwielochsee abzuschließen und den dafür anzuordnenden Sperrdamm mit Schützenwehr und einer Finowschleuse zu versehen. Wehr und Schleuse sollten so eingerichtet werden, daß durch sie sowohl das Eintreten des Hochwassers vom Fluß in den See verhindert, als auch das Wasser im See bei fallendem Flußwasser zurückgehalten werden kann. Es geschah dies in der Erwägung, daß große Seen, die den Lauf eines Flusses unterbrechen, den Gang der Hochwasserwelle im Flusse verzögern. Sie bewirken, daß sowohl das Abfallen des Wassers als auch dessen Ansteigen auf der unteren Strecke langsamer erfolgt, als es der Fall sein würde, wenn der See nicht vorhanden wäre. Diese großen Seen bewirken ferner eine Streckung und Abflachung der Welle. Sie verlängern also die Dauer der höheren Wasser im Unterlauf und schränken die Dauer der niedrigen Wasserstände ein. Ersteres ist für die Wiesenflächen im Frühjahr und Sommer von Nachteil, letzteres von Vorteil.

Wird nun aber zur Zeit des Steigens des Flusses bei geeignetem, etwa mittleren Wasserstände die Verbindung zwischen See und Fluß aufgehoben und erst bei niedrigem, fallenden Wasser wiederhergestellt, so wird der nachteilige Einfluß der Seen beseitigt und der nützliche erhöht.

Bei eingehender Untersuchung stellte sich jedoch für die hier einschlägigen Verhältnisse heraus, daß die Abschließung des Schwielochsees in diesem Falle nicht bedeutende Vorteile erwarten läßt, weil der See mehrere ziemlich bedeutende, eigene Zuflüsse hat und das der Spree eigene, langsame Steigen der höheren Wässer die Einwirkung des Sees sehr vermindert.

Ferner ergaben sich die Entschädigungen für nachteilige Folgen an Gelände am See, für Mühlen an den Zuflüssen und an Fischereiberechtigte als sehr bedeutend.

Die wirksame Verkürzung der Dauer der hohen Wasserstände würde auch sehr selten (etwa siebenmal in 82 Jahren) und dann auch nur in geringem Maße eintreten. Es zeigte sich danach, daß die Vorteile eines Abschlusses des Schwielochsees im Mißverhältnis zu den Kosten und den Nachteilen stehen und außerdem nicht ganz sicher zu erwarten wären.

Somit lag nunmehr die Frage nahe, ob der Zweck, den eine Benutzung des Schwielochsees als Staubecken haben würde, nicht in ähnlichem Maße durch andere Mittel erreicht werden könnte.

Bei Erwägung dieser Frage zeigte sich dann, daß zum großen Teile, besonders bei niedrigeren Wasserständen, eine vorteilhafte Aufspeicherung auch durch eine Staustufe bei Beeskow ohne Abschluß des Sees bewirkt werden kann.

Bei Fortfall des Abschlusses ist der sonst nicht unbedingt nötige Stau bei Beeskow allerdings erforderlich. Der Stau bei Trebatsch wird dann aber, wie vermutet werden könnte, durchaus nicht überflüssig, weil oberhalb dieses Ortes, besonders zwischen Briescht und Cossenblatt die Wiesen durchschnittlich ungewöhnlich hoch liegen und durch den Stau bei Beeskow nicht genügend Grundfeuchtigkeit erhalten würden.

Eine andere Zweckmäßigkeit zeigt der Stau bei Beeskow ferner bei Berücksichtigung des Umstandes, daß durch den Stau am Wergensee die höher gelegenen Wiesen zwischen Trebatsch und Glowensee in trockenen Zeiten nicht genügend feucht gehalten werden können, weil es erwünscht ist, diesen Stau nicht über 39,8 m. N. N. zu halten, da die Wiesen zwischen Wergensee und Raßmannsdorf eine niedrigere Lage haben (Abb. 2 und 3).

Solch ein Stau wäre aber für die Wiesen oberhalb von Beeskow zu niedrig. Der Stau bei Beeskow beseitigt diesen Nachteil.

Ferner soll die Strecke Wergensee—Schwielochsee (bis Goyatz) für Schiffe mit 1,4 m Tiefgang ausgebaut werden, was nur zu erreichen ist, wenn bei Beeskow ein Stau bei kleinster Wasserführung von 40,4 m N. N. und darüber gehalten werden kann.

Der Stau bei Beeskow würde nun zusammen mit denjenigen von Trebatsch und Cossenblatt, welche 3 Stauwerke etwa 22,6 qkm Seen und sonstige Wasserflächen beherrschen, folgende Wirkung haben:

Bei Aufhöhung (mit Baggerboden) einiger nicht sehr großer Wiesenflächen um 20 cm würde es in trockenen Jahren, in denen allein eine Aufspeicherung Zweck hat, statthaft sein, 20 cm höher zu stauen, als normal geplant. Auch wäre es im Notfall angängig, den Stau allmählich um 10—20 cm unter den normalen Sommerstau zu senken. Dann könnten ohne Berücksichtigung des Staues bei Alt-Schadow etwa 7 000 000 cbm aufgestaut und abgelassen werden, sobald dies nützlich erscheint. Das ist eine hinreichende Wassermenge, um die Wasserführung der Spree 40 Tage lang um 2 cbm/sek zu erhöhen.

Bei steigender Wasserführung kann diese aufgespeicherte Wassermenge in wenigen Tagen durch die geöffneten Wehre abgelassen werden.

Im Gegensatz zu der angedeuteten Unsicherheit bei Absperrung des Schwielochsees als Staubecken ist der eben geschilderte Vorteil bei Anlage eines Staues bei Beeskow und Offenhaltung des Schwielochsees mit Sicherheit zu erreichen.

Es wurde daher unter Abwägung aller der angedeuteten Gründe für und gegen eine Absperrung des Schwielochsees von einer solchen Abstand genommen und beschlossen, den Stau bei Beeskow zu erbauen.

Hingegen ist der große Durchstich (D 28) (Abb. 3) von Sabrodt zum Glowensee zur Ausführung gebracht worden, was bei Nichtabsperrung des Schwielochsees nicht unbedingt nötig wäre. Es erschien dies vorteilhaft, weil damit die Möglichkeit, bei Bedürfnis noch später die Einrichtung des Schwielochsees als Staubecken einfügen zu können, ohne den Durchstich Sabrodt—Glowensee dann erst bauen zu müssen, offen gehalten würde. Ferner sprach auch dafür, daß ohne den Durchstich D 28 der alte Spreelauf bei Sawall hätte ausgebaut werden müssen. Dann wären aber die Vorflutverhältnisse und Schifffahrtsbedingungen verschlechtert und dafür nur eine Ersparnis von 30 000 RM etwa gewonnen worden.

III. Die Herstellung eines Umflutkanals in der Drahendorfer Spree (Abb. 2).

An der Drahendorfer Spree liegen die Wiesen durchweg zu hoch. Daher sind Klagen über zu hohe Wasserstände weniger, als über zu tiefe Absenkung der gewöhnlichen niederen Wasserstände im Sommer laut geworden.

Diese hatten ihre Ursache in der früheren Absenkung der Fürstewalder Spree sowie der Entnahme von größeren Wassermengen aus der Spree zur Speisung des Spree—Oder-Kanals.

Eine Abhilfe durch den Staat war somit gerechtfertigt. Ein Ausbau der Drahendorfer Spree in dem Maße, wie er für die obere schiffbare Spree vorgesehen ist, war nicht notwendig und zu kostspielig. Die Schifffahrt ist von geringer Bedeutung, wie oben bereits erörtert. Die Drahendorfer Spree hat aber die Vorflut für die hohen Wässer zu liefern. Für kleine Wasserführung war erstere genügend leistungsfähig, für mittlere aber schon vielfach zu eng und zu stark gekrümmt.

Es war zunächst geplant, einen Vorflutkanal herzustellen, durch welchen der große Bogen bei Drahendorf abgeschnitten werden und welcher 25 cbm/sek abführen sollte (Abb. 2).

Seine Wirkung sollte erst bei M. W. beginnen.

Bei näherer Untersuchung stellte sich jedoch heraus, daß dieser Umflutkanal nur eine Senkung des Hochwasserspiegels um 20 cm herbeiführen würde, die wenige Kilometer oberhalb kaum mehr merkbar ist. Es erschien somit nützlicher, mehr Gewicht auf Senkung des gewöhnlichen Wasserstandes zu legen, da, wie erwähnt, die Drahendorfer Spree besonders für mittlere Wasserführung zu eng und zu stark gekrümmt ist und schließlich eigentliche Hochwassergefahr hier nicht besteht.

Es wurde daher der Umflutkanal aufgegeben und die Ausführung eines beweglichen Wehres bei Drahendorf ohne Schleuse sowie zweier größeren und eines kleineren Durchstiches beschlossen (Abb. 2).

Diese Maßnahmen erfüllen, wie sich zeigte, ihren Zweck in vollem Umfange.

J. An sonstigen Maßnahmen in den Spreestrecken unterhalb Fluthkrug, um etwa schädliche Folgen der Regulierung der oberen schiffbaren Spree vorzubeugen, waren nur noch geringfügige Ausgleichsarbeiten in der Müggelspree von Gr. Tränke bis zum Dämeritzsee (etwa 100 000 RM) nötig, nachdem der Teil des Spree—Oder-Kanals von Gr. Tränke bis Wernsdorf als Umfluter für 20 cbm/sek Wassermenge erweitert und vertieft und je eine Freiarbe bei den Schleusen Gr. Tränke und Wernsdorf eingefügt worden war. Auch eine Verbreiterung des zu engen Dahmebettes bei Priors mußte schließlich noch vorgenommen werden.

Es sei hier bemerkt, daß die Müggelspree bei Gr. Tränke von dem Spree—Oder-Kanal durch ein Schützenwehr mit Schiffsdurchlaß für stromab fahrende Schiffe und Flöße abgesperrt ist (Abb. 1).

Die übrigen Teile der unteren Spree und Dahme erwiesen sich als so aufnahmefähig, daß die Folgen der ausgeführten Regulierungen in dem oberen Spreegebiet ohne weitere Ausbauten getragen werden konnten.

Die Ausführung der oberen schiffbaren Spree fand unter Oberleitung des Regierungs- und Baurates Papke statt.

Die Kosten waren zu 4 349 000 RM berechnet.

Als Bauherr galten grundsätzlich:

1. für die schiffbaren Strecken der Staat, welcher auch die Unterhaltung übernimmt;
2. für die nichtschiffbaren Strecken die Provinzen, denen dort ebenfalls die Unterhaltung übertragen wurde. Die Ausführung für diese nichtschiffbaren Strecken übernahm aber wegen der Einheitlichkeit der ersteren der Staat auf Rechnung der Provinzen.

Da ferner für die Wirkung des Ausbaues die richtige Handhabung der Anlagen, namentlich der Wehre, zur Regelung des Wasserabflusses von wesentlicher Bedeutung ist, so wurde die Handhabung der Wehre den staatlichen Behörden übertragen, soweit nicht bestehende Rechte zwangen, hiervon abzuweichen.

Um berechtigten Wünschen der Beteiligten hinsichtlich der Stauhöhen nach Möglichkeit Geltung zu verschaffen, wurde eine Vertretung dieser Beteiligten in dem sogenannten Sachverständigenbeirat oder Staubeirat bestellt.

Die beteiligten Anlieger und Schifffahrttreibenden sind, nachdem sie sich in die nach der Regulierung eingetretenen Verhältnisse hineingefunden hatten, zufrieden gestellt. Einige Klagen und Anstände, von denen aber einem großen Teil ein Anspruch auf Berechtigung nicht zugesprochen werden konnte, sind allerdings in erster Zeit erhoben worden. Sie sind aber später mehr und mehr verstummt, nachdem sich die Einsicht eingefunden hatte, daß es unmöglich ist, alle Wünsche jedes einzelnen Beteiligten ohne Beeinflussung des für die Allgemeinheit erstrebten Nutzens voll zu erfüllen.

Jedenfalls kann festgestellt werden, daß die Regulierung so, wie sie durchgeführt ist, bei der Mehrzahl der Beteiligten volle Anerkennung gefunden hat. Hat die Landwirtschaft erhöhten Nutzen von den Anlagen, so kann dies auch für die Schifffahrt behauptet werden, die übrigens im vorliegenden Falle in hohem Maße mit ihrem eigenen Vorteil der Landwirtschaft dient, da dieser ein großer Teil der beförderten Güter zugute kommt.

Die Tiefbauten des Schwarzenbachwerkes.

(Murgwerk II. Ausbau)

Von Regierungsbaurat Feldmann, Vorstand des Staatl. Bauamtes für das Murgwerk.

(Fortsetzung von Seite 66.)

Hierzu 2 Tafeln.

(Alle Rechte vorbehalten.)

Baustelleneinrichtung.

Ueber die Baustelleneinrichtung der Sperre wurden durch die Firma Siemens-Bauunion in der Literatur schon ausführliche Angaben gemacht¹⁾. Auf diese Ausführungen wird verwiesen. Hier wird das Wesentliche nochmals kurz zusammengefaßt.

Die Bindemittel Zement, Kalk und Traß wurden seitens der Bauverwaltung gekauft und frei Verladebahnhof Raumünzach geliefert. Das Ausladen und Weiterbefördern war Sache der Firma. Der Verladebahnhof ist in Abb. 7 dargestellt. Ein Schrägaufzug, dessen Seilwinde sich an der oberen Station befand, förderte die Güter etwa auf Höhe der Talsperrenoberkante. Dabei wurden die Wagen 80er Spur auf einen Schrägwagen aufgeschoben und an der oberen Station zu Zügen zusammengestellt. Der Schrägaufzug besaß in der Mitte eine Ausweiche, so daß in der Bewegung ein Wagen aufwärts, der andere abwärts lief. Mittels elektrischer Bahn wurden die Wagen nach der wasserseits der Sperre erstellten Mahl-, Brech- und Siloanlage geschafft; durch Sackaufzüge und Becherwerke (letztere für den lose ankommenden Traß) erfolgte dort senkrechter Höhentransport; die Säcke rutschten auf ein Gummiförderband und wurden von dort in die untenliegenden Silos entleert. Die Säcke selbst wurden in einer Sackklopfmachine ausgeklopft und gebündelt. Der Traß fiel aus dem Becherwerk in Loris, aus denen er in die Silos eingekippt wurde. Es waren insgesamt zwei Reihen von je acht Behältern erbaut und mit einem Gesamtfassungsvermögen von 1120 cbm. Bei der unsicheren Zeit zu Baubeginn wollte man den Bindemittelbedarf für etwa 14 Tage sicherstellen. Unter den Silos führten drei Schnecken entlang, die das Material in kleine Vorbehälter beförderten. Von dort schafften es kurze Schnecken in die automatischen Wagen, die entsprechend der gewünschten Mischung abgestimmt waren und gemeinsam in Kübel entleerten, die auf einer Kettenhängebahn das Material über die Betonmischmaschinen brachten. Die Einrichtung war so getroffen, daß die Entleerung nur möglich war, wenn sämtliche Wagen mit der gewünschten Menge gefüllt waren und ausgeschaltet hatten. Die kurzen Schnecken wurden jeweils durch einen kleinen Motor angetrieben, der automatisch beim Auslösen der Wagen aus- und eingeschaltet wurde.

In dem Steinbruch am Schneidersköpfe, der etwa 1½ km von der Sperre entfernt lag, wurden die Steine mit flüssiger Luft abgesprengt und durch Löffelbagger aufgeladen. Dabei erfolgte eine Trennung in Blockeinlagen und Brechersteinen. Die ersteren wurden auf Eisenschalen mit vier Ringen zum Aufhängen an die Kabelkrane aufgeladen und in der Steinwäsche vermittle Wasserstrahl und Drahtbürste gesäubert. Der Wasserstrahl wurde durch Preßluft verstärkt. Von der Steinwäsche wanderten die Wagen unter die Kabelkrane (Abb. 10), die die Steinschalen auf die Mauer verbrachten. Nach Aushängen von zwei Osen zogen die Kabelkrane an, die Steine rutschten dabei langsam in das Gußbetonbett. Die vier Kabelkrane hatten eine Spannweite von 450 m und eine Tragfähigkeit von je 6 Tonnen. Auf der linken Seite war für je zwei

¹⁾ Vgl. Enzweiler: „Die Fördereinrichtung beim Bau der Schwarzenbachstalsperre“, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Jahrg. 1924, Heft 28 u. „Der Bau der Schwarzenbachstalsperre“, Bauingenieur, Jahrg. 1925, Heft 11.

Krane ein fester eiserner Turm erbaut, währenddem rechts die Türme beweglich waren, also auf Schienen liefen. Die beweglichen Türme der Bleichertkrane (talabwärts gelegen) bewegten sich auf zwei Schienen, währenddem die A. T. G.-Krane Pendelstützen hatten, die nur auf einer Schiene liefen (Abb. 8).

Die Brechersteine wurden in der Brechanlage in kleine Silos ausgekippt, in denen sie selbsttätig auf die Steinbrecher mit 70 cm Maulweite rutschten. Becherwerke förderten das gebrochene Material auf die hochgelegenen Siebtrommeln, von wo es entweder direkt in die über den Mischmaschinen angeordneten Silos rutschte, oder nochmals auf die Walzenmühlen, die neben den Steinbrechern standen, zurücklief, um dann erneut mit den Becherwerken in die Höhe geschafft zu werden. Die Siebtrommeln hatten Lochweiten von 0—7, 7—25 und 25—50 mm. Der Ueberlauf wurde durch Rutschen den Brechern wieder zugeführt. In den Sand- und Schotter-silos konnten 350 cbm Sand und 530 cbm Schotter im Vorrat gelagert werden. Aus den Siloschnautzen lief das Material nach Oefnen entsprechender Klappen in die Meßgefäße, die über den Mischmaschinen lagen. Diese hatten 1000 Liter Inhalt und lieferten etwa 666 Liter Beton. Die geeichten Wassergefäße waren ebenfalls über den Mischmaschinen angebracht. Die Mischmaschinen entleerten in Rinnen nach den Förderkübeln, die 2 cbm Inhalt hatten und drei Mischungen aufnahmen. Die Kübel standen auf Plattenwagen, die an eine Seilbahn ohne Ende angehängt und unter die Kabelkrane gezogen wurden. Die leeren Plattenwagen wurden von Hand auf das zweite Gleis zurückbefördert, wo sie die leerankommenden Kübel wieder aufnahmen. Die Kübel waren an vier Oesen angehängt und hatten Seitenklappen, die mittels Hebel auf der Mauer geöffnet wurden, worauf sich der Gußbeton entleerte (Abb. 9). Die ganze Einrichtung war demnach so getroffen, daß die Beförderung von Steinbruch bis zur Sperre auf maschinelle Art oder durch Schwerkraft erfolgte.

Völlig befriedigen konnten die Anlagen allerdings erst dann, nachdem sie im Steinbruch durch eine Vorbrech- und Waschanlage vervollständigt waren. Dort wurden nach Aussonderung der Blockeinlagen, die durch Derricks oder die Löffelbagger verladen wurden, sämtliche Steine durch die 2 cbm-Bagger in 4 cbm-Wagen mit Seitenklappen verladen und an den Großbrecher gebracht, wo die Wagen auf bewegliche Roste entleerten. Die Steine unter 12 cm rutschten zwei Waschtrommeln zu, während das gröbere Material durch den Kruppschen Großbrecher mit einer Maulweite von 0,90/1,30 m bis etwa Kopfgröße zerkleinert wurde. Das gewaschene Material wurde am Ende der Waschtrommel in Sand und Material von Sandgröße bis zu 12 cm Durchmesser zerlegt. Dieses Material, sowie der Anfall des Großbrechers wurden an die Mahl- und Brechanlage geschafft und dort weiterverarbeitet. Der Sand konnte direkt durch die Becherwerke den Sandsilos zugeführt werden. Die Waschanlage ermöglichte es, das Material des Steinbruchs viel weitgehender auszunutzen, als dies vorher der Fall war. Die Handarbeit im Steinbruch konnte dabei sehr stark eingeschränkt und die Leistungsfähigkeit stark erhöht werden.

Die Kabelkrane haben gut gearbeitet. Ob sie dem Rinnensystem vorzuziehen sind, ist eine Frage, die nicht leicht, wohl auch nicht eindeutig zu beantworten ist. Die örtlichen Verhältnisse werden

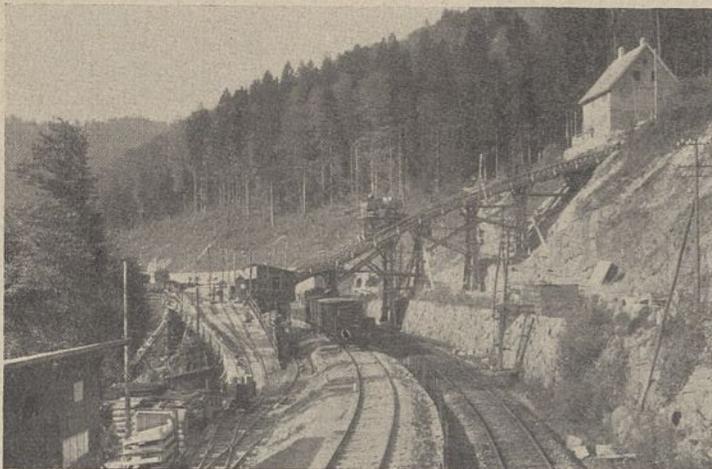


Abb. 7. Verladebahnhof Raumünzach.

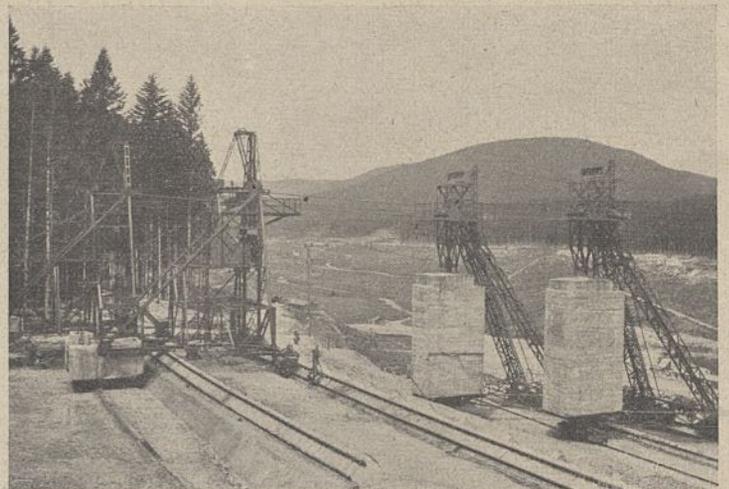


Abb. 8. Bewegliche Kabelkrantürme.



Die Tiefbauten des Schwarzenbachwerkes.

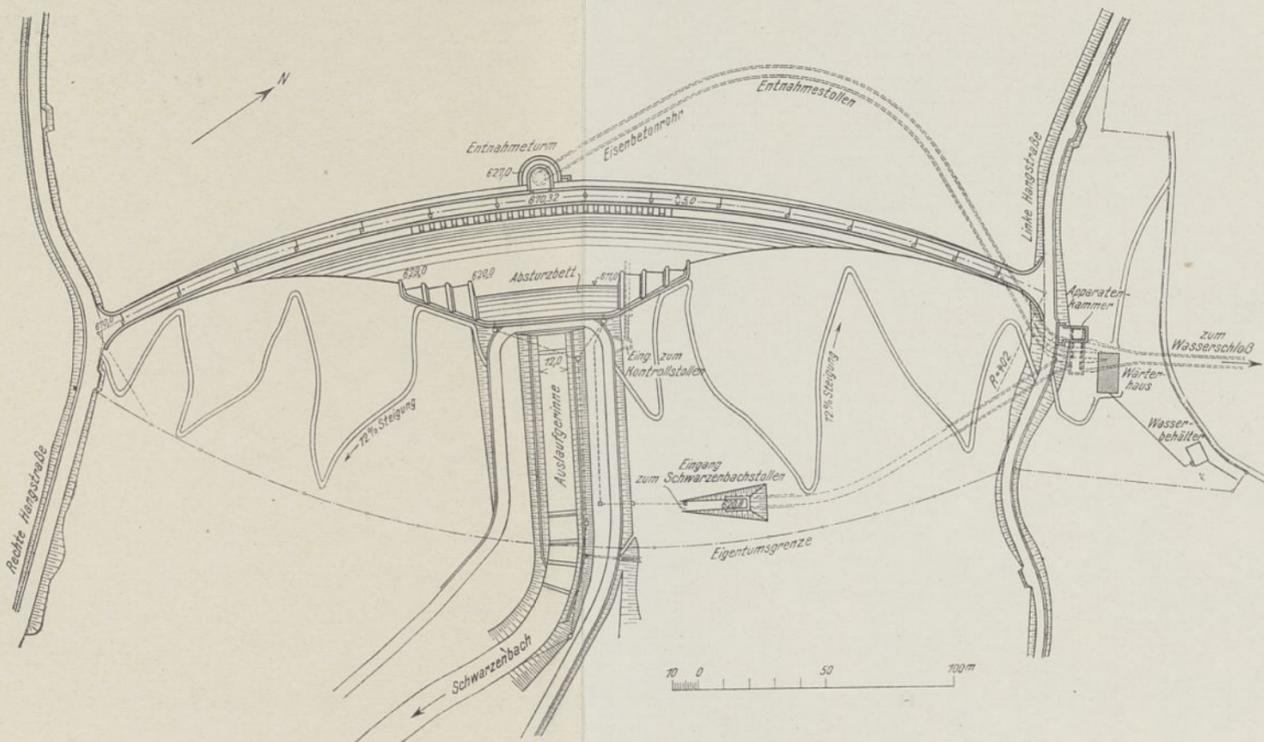


Abb. 1. Lageplan.

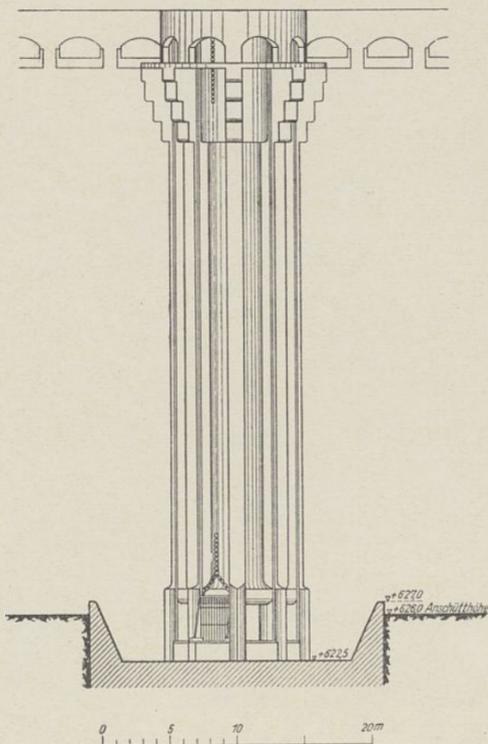


Abb. 3. Entnahmeturm. Ansicht und Schnitt. M. etwa 1:500.

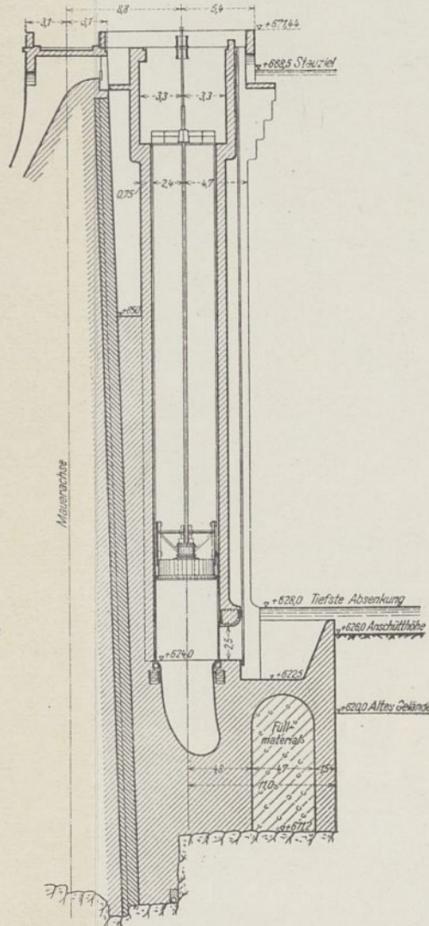


Abb. 1 bis 4. Schwarzenbachstalsperre.

Abb. 5 und 6. Schwarzenbachstollen.

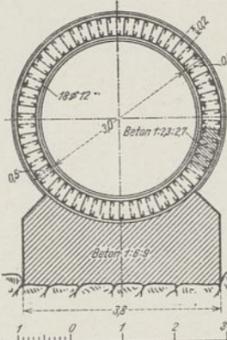


Abb. 5. Querschnitt B—B zu Abb. 6. M. 1:125.

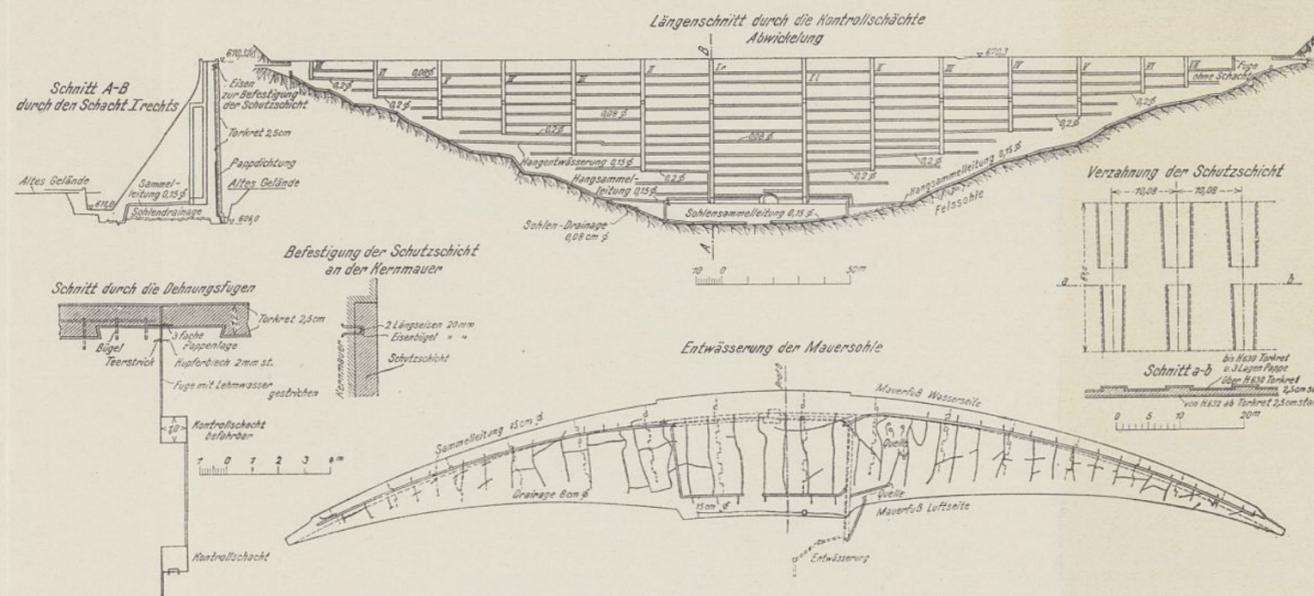


Abb. 2. Entwässerung und Dichtung der Sperrmauer. M. 1:2500.

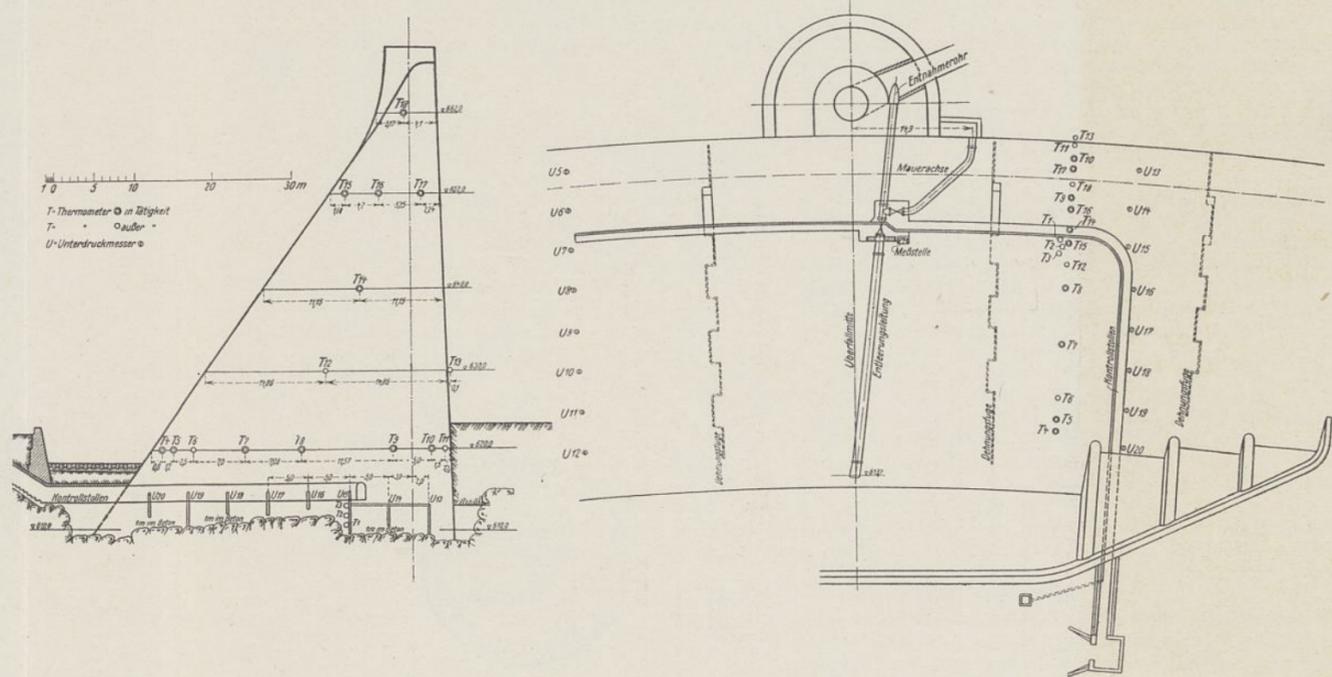


Abb. 4. Anordnung der Temperatur- und Unterdruckmesser.

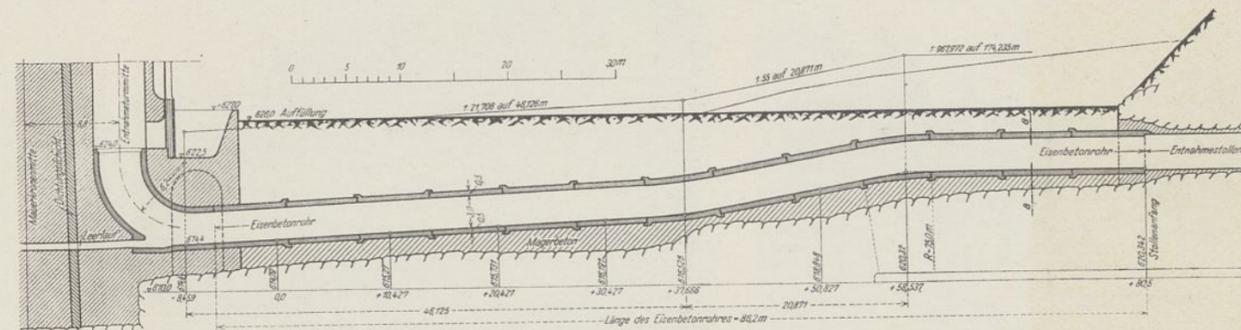


Abb. 6. Eisenbetonrohr vom Entnahmeturm zum Entnahmestollen. Längenschnitt. M. 1:600.

letzten Endes entscheidend sein. Wenn Blockeinlagen verwendet werden, ist das Kabelkransystem wohl das richtige. Bei reinem Gußbeton rückt das Rinnensystem stark in Vordergrund. Ein Vermischen beider Systeme erscheint im allgemeinen nicht ratsam, falls nicht dabei einem Kabelkran ganz bestimmte Aufgaben zugewiesen werden, bei denen er mit den Rinnen nicht kollidiert. Die Krane der A. T. G.-Leipzig waren in der Lage, gleichzeitig zu heben und zu fahren, was bei den Bleichertkränen nicht möglich war. Die Leistung der A. T. G.-Krane war um etwa ein Drittel größer. Diesem Vorteil stand aber der Nachteil gegenüber, daß die Seile nach dem Entleeren viel mehr schwankten (Pendelstütze) und größeren Verschleiß hatten. Der Arbeiter hat den Bleichertkran, der ruhiger arbeitete, vorgezogen. Ein Unfall der A. T. G.-Krane, der am 4. Oktober 1923 zum Zusammensturz der Pendelstützen führte, ist in seiner Ursache restlos nicht geklärt worden. Auch die erhobenen Gutachten gingen in den Hauptfragen z. T. auseinander. Professor Gaber-Karlsruhe hat jedenfalls durch wissenschaftliche Untersuchungen nachgewiesen, daß die dynamischen Beiwerte infolge Seil-schwingungen usw. recht groß gewählt werden müssen. Er hat 100 vH vorgeschlagen. Nach gütlicher Einigung hat die A. T. G. die Türme in kürzester Zeit wieder erstellt, so daß sie zu Beginn des Bausommers 1924 betriebsbereit waren.

Mauerausbildung.

Die Mauer ist im Grundriß bogenförmig angelegt, obwohl rechnerisch die Bogenform nicht berücksichtigt wurde. Maßgebend für die Wahl der Bogenform waren die durchweg guten Erfahrungen, die man bei den deutschen Sperren damit gemacht hat, sowie Erwägungen, die unten bei den Berechnungen der Ausbiegung der Sperre noch kurz gestreift werden. Der Radius in Sperrenmitte beträgt 402 m (Abb. 1, Taf. 2). Die Kronenlänge der Mauer beträgt 400 m, die Kronenbreite 6,20 m. Hiervon entfallen je 0,60 m auf die beiderseitigen Brüstungsmauern, je 0,60 m auf die Bankette und 3,80 m auf die Fahrbahnbreite. Die beiderseitigen Brüstungen sind 1,12 m hoch. Das Hochwasser wird über die Mauer selbst abgeleitet. Um die Beanspruchung herabzumindern, wurde nur ein Ueberfall von 60 cm zugelassen. Bei einem größten Hochwasser von 80 cbm/sek ergab sich dabei eine Ueberfallbreite von 72 m. Es sind 24 Oeffnungen angeordnet mit Zwischenpfeilern von 1,50 m Stärke (Abb. 11). Die Breite des Absturzbettes wurde entsprechend gewählt, wobei seitlich je drei Kaskaden nötig wurden. Das Hauptabsturzbecken liegt auf Höhe 611,00, die Ueberlaufschwelle des Ablaufgerinnes auf Höhe 614,00, so daß also ein Wasserkissen von mindestens 3 m vorhanden ist. Der höchste Stauspiegel des Beckens liegt auf 668,50; die beiden Hangstraßen liegen auf 670,00. In der theoretischen Berechnung wurde die Spitze des Wasserdruckdreiecks auf Höhe 670,00 angenommen, um damit dem Wellenschlag noch etwas Rechnung zu tragen. Die feste Oberkante des Ueberfalls ist auf Höhe 667,90 angeordnet; die beweglichen Schützen sind demnach 60 cm hoch. Sie werden bei Hochwasser abgesenkt. Die Zahnstangen der Schützen sind in Nischen des Betons untergebracht, so daß sie das freie Durchflußprofil nicht hindern. Die Bedienung

selbst geschieht von der Talsperrenstraße aus. In der wasserseitigen Brüstung sind horizontale Wellen angeordnet, die ihrerseits von Hand oder durch einen Motor betrieben werden können, der in einem kleinen, fahrbaren Wagen untergebracht ist. Für die Kraft- und Lichtzuführung ist im wasserseitigen Bankett ein Kabelkanal angeordnet.

Um den durch die Temperaturänderungen bedingten Ausdehnungen und Zusammenziehungen der Sperre Rechnung zu tragen, sind in Abständen von 25—27 m Temperaturfugen angeordnet, die wasserseits durch Kupferbleche gedichtet sind (Abb. 2, Taf. 2). Die senkrechten Kontrollschächte nehmen das Sickerwasser auf. Sie sollen gleichzeitig die Möglichkeit bieten, bei einem späteren Versagen der Dichtung (Zersetzung des Kupferbleches durch elektrolytische Einflüsse) durch Ausfüllen der Schächte mit plastischem Material die Fugen zu dichten. Die wasserseitigen Schächte sind befahrbar. Hierfür ist ein besonderer Kran mit Fahrkorb gebaut. Die luftseitigen Schächte sind nur durch Steigeisen zu begehen und münden auf Höhe 653,00 in die wasserseitigen Schächte ein (Abb. 2, Taf. 2). Die Fugen beginnen im allgemeinen etwa 10 m über der Gründungssohle. In den tieferen, großenteils wieder eingefüllten Querschnitten der Mauer wurden Dehnungsfugen nicht als nötig erachtet. Die Luftseite der Mauer hat eine Granitverblendung erhalten, wofür ausgezeichnetes Material in den in der Nähe der Mauer gelegenen Brüchen zur Verfügung stand. Die Dehnungsfugen sind durch die Granitverblendung nicht hindurchgeführt, da man die dadurch bedingte Vertikalunterteilung der Sperrenansicht vermeiden wollte. Die Fugen haben bis jetzt recht gut gearbeitet; sie öffnen sich bei kalter Witterung etwa 1—2 mm und verschwinden im Sommer vollständig. Risse innerhalb der Blöcke sind nirgends entstanden. Auch in der Ansichtsfläche der Granitverblendung sind die Fugen im Winter deutlich erkennbar; sie folgen den Verzahnungen. Nur an einer einzigen Stelle ist ein Stein durchgerissen.

Wasserseitig ist eine äußerst sorgfältige Dichtung durchgeführt. Bis auf Höhe 630,00, also die Höhe, die fast immer unter Wasser stehen wird, wurde auf die Kernmauer eine dreifache Biernsche Pappedichtung aufgebracht. Diese Pappedichtung ist durch eine 80 cm starke Schutzschicht, die in der Mischung der Kernmauer, aber ohne Blockeinlagen, hergestellt ist, geschützt. Die Schutzschicht ist schwalbenschwanzförmig in die Kernmauer verzahnt (Abb. 2, Taf. 2). Die Verzahnung läuft nach unten konisch zu, so daß das Gewicht der Schutzschicht laufend auf die Kernmauer übertragen wird und deshalb statisch in Rechnung gesetzt werden konnte. Oberhalb 630,00 ist auf die Kernmauer eine 2,5 cm starke Torkretdichtung aufgeblasen. Die Ausführung wurde so gewählt, daß die Schutzschicht spätestens 1 Tag nach Aufbringen des Torkrets betoniert wurde. Bei diesem feucht-gegen-feucht-Betonieren sollte eine gute Verbindung zwischen Schutzschicht und Kernmauer gewährleistet werden. Nach angestellter Nachprüfung ist dies auch gelungen. Am oberen Ende der Schutzschicht ist diese durch Bügel und Längseisen mit der Kernmauer verbunden. Die Schutzmauer selbst hat, soweit sie sichtbar ist, noch einen dünnen Torkretanwurf erhalten. Es hat sich beim Torkretieren gezeigt, daß bei glatten

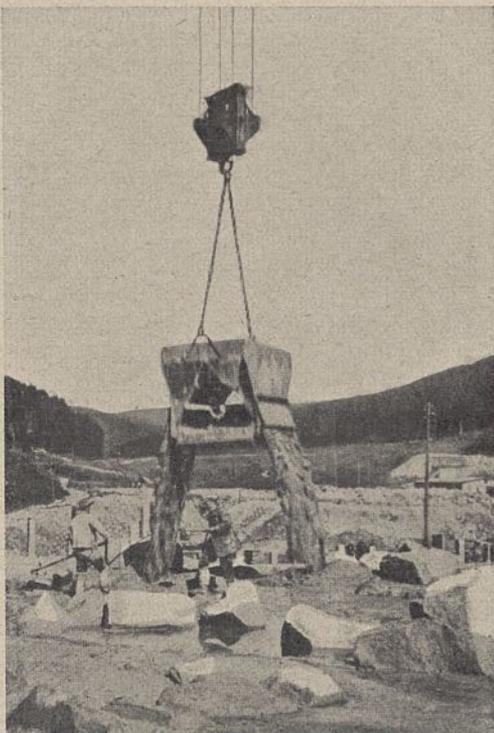


Abb. 9. Entleeren eines Betonkübels.

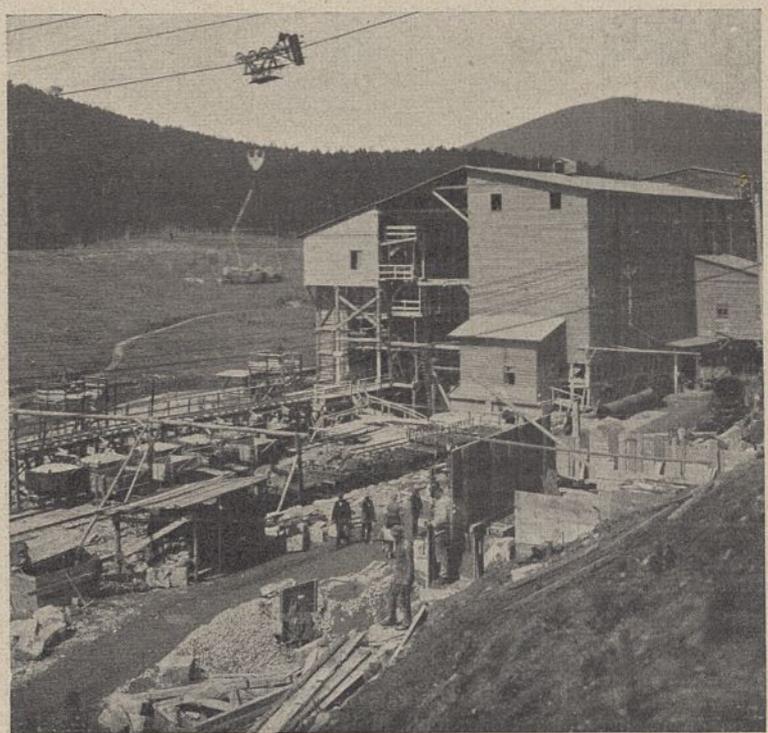


Abb. 10. Mahl- und Brechanlage.

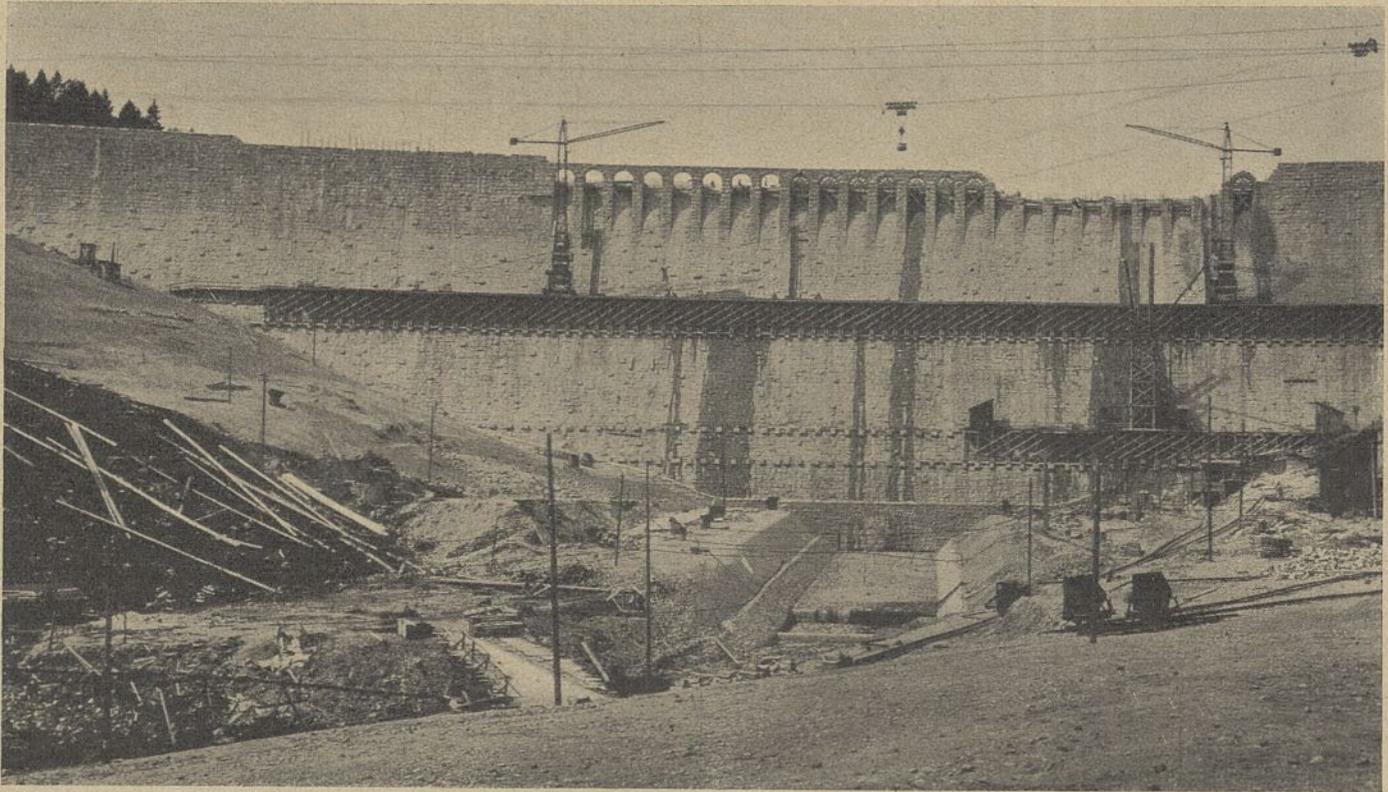


Abb. 11. Ansicht der im Bau befindlichen Sperre von unterhalb.

Flächen eine gute Haftung nur dann zu erreichen war, wenn vorher mit Spitzhacke oder Spitzseisen gut aufgeraut wurde.

Die Frage der Dichtung von Gußbetonmauern ist in letzter Zeit häufig Gegenstand der Erörterung unter Fachleuten gewesen. Die Schweizerische Gußbetonkommission hat auf Seite 61 ihrer Denkschrift die Ergebnisse ihrer Versuche kurz zusammengefaßt. Auch Graf beschäftigt sich in seiner Abhandlung „Der Aufbau des Mörtels im Beton“ mit der Frage des Zusammenhangs der Wasserdichtigkeit und der Dosierung der betreffenden Mischung. Dr. Bethke streift in seiner Studie „Das Wesen des Gußbetons“ die Frage der Wasserdichtigkeit nur kurz, ohne näher darauf einzugehen. Die Frage ist jedenfalls wichtig genug, um von allen Seiten beleuchtet zu werden.

Auf der Weltkraftkonferenz in Basel wurde in einem Vortrag (vergl. Bauingenieur, Heft 1, 1927) der Standpunkt eingenommen, die bei der Schwarzenbachtalsperre gewählte Dichtung sei zu teuer. Man geht dabei offenbar von den Vorbildern aus, die an den Schweizer Sperren gegeben sind, und die sich ihrerseits die Erfahrungen an der Antonio-Sperre in Spanien, sowie die weitgehenden Baustellenversuche nutzbar gemacht haben. Dabei wird aber vollständig übersehen, daß die Verhältnisse bei den Schweizer Sperren und der Schwarzenbachtalsperre äußerst verschieden sind, also auch verschieden beurteilt werden müssen. Die Schweizer Sperren haben mit einem Talsperrenwasser zu rechnen, das einen hohen Härtegrad besitzt, das also auch nach den bestehenden Erfahrungen kleinere Porendichtigkeit des Betons rasch dichten wird. Das Wasser des Schwarzenbachs hat eine Härte zwischen 1,0 und 2 Grad und besitzt neben großem Gehalt an aggressiver Kohlensäure Humussäuren und Ammoniak, die zwar in starker Verdünnung vorhanden, aber immerhin leicht nachweisbar sind. Der Kalkhunger so weichen Wassers ist bekannt. Beim Wehr in Kirschbaumwasen macht sich in den Abfallpritschen ständig ein starker Geruch bemerkbar, der an Schwefelwasserstoff erinnert, und es sind starke Rostausscheidungen und Kalksinterungen mit bloßem Auge leicht feststellbar. Mehrfach wurden dort chemische Analysen des Sickerwassers vorgenommen, die folgendes Ergebnis hatten:

	Ammoniak	Salpetersäure	Eisen	Freie Kohlensäure	Aggressive Kohlensäure
Murgwasser beim Beckeneinlauf..	—	—	—	—	Spuren
Sickerwasser der Pfeiler	reichlich	reichlich	1,3 mgr	78,1 mgr	55,0 mgr/l.

Im Murgwasser selbst ist also aggressive Kohlensäure nur in kleinen Mengen nachgewiesen; sie muß im Becken, und zwar an der tiefsten Stelle, also beim Wehr selbst, entstehen, wo offenbar organische Bestandteile verwesend und wo der Kalk fehlt, um die

dabei freiwerdende Kohlensäure zu binden. Die angeführte Sickerwasserprobe stellt ein Extrem verschiedener Untersuchungen dar, an anderen Stellen wurde keine Kohlensäure, dagegen starke alkalische Reaktion festgestellt, die das Fehlen der aggressiven Kohlensäure ohne weiteres erklärt. Die Durchsickerungen waren nach der Wehrtfertigstellung nicht vorhanden; sie traten erst allmählich auf und nehmen nicht etwa ab, sondern zu. Abhilfe wird hier mit verhältnismäßig einfachen Mitteln möglich sein. Die Ausgaben für die Reparatur treten aber sehr rasch zurück gegenüber den Verlusten, die entstehen, wenn das Wasser der Murg nur kurze Zeit dem Betrieb verloren geht, oder wenn das Becken nicht zur Speicherung benützt werden kann. Die Verhältnisse bei der Sperre liegen noch ungleich ungünstiger. Das Sperrenwasser selbst hat von vornherein schon einen Gehalt an aggressiver Kohlensäure bis etwa 8 mgr./ltr. Ob dieser Gehalt ähnlich wie bei Kirschbaumwasen zunehmen wird, ist im Voraus nicht zu entscheiden, ist aber wahrscheinlich. Die Anreicherung der Kohlensäure wird dabei in den tiefsten Wasserschichten erfolgen und zwar hauptsächlich unterhalb des Absenktzieles, also unterhalb Höhe 628,00. Dort erschien also in der Talsperrendichtung besondere Vorsicht geboten.

Die vielen an der Sperre mit dem Schwarzenbachwasser vorgenommenen Dichtigkeitsproben haben gezeigt, daß Dichtigkeit nur bei einem Zusatz von Zement von über 275 kg/cbm bei geringen Wasserdrücken erreichbar ist. Dabei war gute Kornabstufung und geringer Wasserzusatz schon Voraussetzung. Starke Kalksinterungen sind dabei immer eingetreten, und bei einer kleinen Verstärkung des Druckes ging die erreichte Wasserdichtigkeit wieder verloren. Der Beton der Mischung 1 : 0,5 : 1 : 4 : 6 war nicht wasserdicht, was dadurch, daß in den eingebrachten Beton der Sperre Wasser eingedrückt wurde, leicht feststellbar war. Erst bei etwa 300 kg/cbm Zusatz von Zement ist Wasserundurchlässigkeit bei 5 Atm. Druck zu erzielen gewesen. Diese fette Mischung, die selbst wieder leicht zu Rissen neigte, kam nur für eine verhältnismäßig dünne Schicht auf der Wasserseite in Frage. Ob es dabei gelang, die unvermeidbaren Arbeitsfugen in senkrechter und horizontaler Richtung ebenfalls dicht zu bekommen, ist eine offene Frage, die bis heute nicht beantwortet ist, die aber bei der Beschaffenheit des Schwarzenbachwassers sehr im Vordergrund steht. Diese Erwägungen führten die für die wichtige Entscheidung zuständige technische Kommission des Badenwerkes in Uebereinstimmung mit dem Verfasser und den Herren der Firma Siemens-Bauunion dazu, dem Schweizer Beispiel, das den dortigen Verhältnissen angepaßt war, bewußt nicht zu folgen, sondern für die unteren Schichten der Mauer eine Dichtung vorzusehen, die zwar teuer, aber jedenfalls erfolversprechend war. Die Bielsche Pappdichtung ist fraglos sehr weitgehend; sie kommt nur in den untersten Schichten in Frage und kann bei hartem Sperrenwasser entbehrt werden.

Solange bei Verhältnissen, wie sie beim Schwarzenbachwasser gegeben sind, nicht jahrzehntelange Erfahrungen vorliegen, wird der Ingenieur, der die Verantwortung für ein Bauwerk von der Be-

deutung einer 67 m hohen Talsperre trägt, gerne die etwas höheren Kosten aufwenden, wenn er überzeugt ist, dadurch Besseres zu schaffen. Der Verfasser kann gestehen, daß er unter Berücksichtigung der bei Kirschbaumwasen gemachten Feststellung stets mit großer Beruhigung an die solide Dichtung dort unten im Boden denkt, an einer Stelle, der praktisch kaum mehr beizukommen ist.

An Stelle der Pappedichtung tritt von Höhe 630,00 ab eine 2,5 cm starke Torkretschicht. Von 650,00 ab war seitens der Bauverwaltung beabsichtigt, auf die Schutzschicht zu verzichten und wasserseits eine Betonverfettung eintreten zu lassen. 275 kg Zement für 1 cbm Beton hätten dafür genügt. Die Ausführung scheiterte an zwei praktischen Gründen, nämlich daran, daß die verschiedenartige Mischung in der Mischanlage Schwierigkeiten bereitete, die der Firma selbst die Ersparnisse, die bei Wegfall der Schutzschicht zu machen waren, nicht wert waren, und schließlich auch daran, daß bei großen Blockeinlagen die Schalung ohne teure Maßnahmen in der vorgeschriebenen Profilform praktisch kaum möglich war. Die Schutzschicht hat hier ausgeglichen. Wenn man auf der Luft- und Wasserseite nur je eine Schalung verwenden will, wird man beim Gußbeton auf große Blockeinlagen verzichten müssen.

Man übersah in Basel bei der Stellungnahme zu der Schwarzenbachsperrendichtung übrigens noch eins, nämlich die Tatsache, daß bei der schlanken Form der Schwarzenbachsperrdeiche ein Eindringen von Wasser allein wegen des Unterdrucks etwas anders zu beurteilen ist, als bei Mauern mit größeren Dreieckswinkeln und damit größeren Sicherheitsgraden, wie sie in den Schweizer Sperren gegeben sind. Aus dieser Tatsache erklärt sich auch das Einlegen von horizontalen Dränröhren. Man wollte jedenfalls die Möglichkeit haben, die Mauer von Auftriebskräften zu entlasten. Ein Schließen der Röhren, die in die senkrechten Kontrollschächte einmünden, ist jederzeit möglich.

Entlang dem wasserseitigen Fuß der Sperre wurden in einem Abstand von 1½ m etwa 6 m tiefe Löcher gebohrt, die mit Zementmilch unter 6 Atm. vollgepreßt wurden. Vor dem Pressen wurde etwa 2 m hoch betonierte, wobei alte Siederöhre usw. über die Löcher in den Beton eingebracht wurden. Die Maßnahme des Einpressens von Zementmilch am wasserseitigen Fuß der Sperre muß als äußerst notwendig bezeichnet werden, denn es hat sich gezeigt, daß die Felspalten z. T. recht viel Zementmilch aufgenommen haben. Es wurden an einzelnen Löchern bis zu 800 Liter eingepreßt; im Durchschnitt wurden für den laufenden Meter 95 Liter benötigt, wobei ein Sack Zement etwa 70 Liter ergab.

Die horizontalen Entwässerungsstränge, die in die Schächte einführen, wurden jeweils auf Blockhöhe gelegt. Ihre vertikale Entfernung ist also je nach Blockhöhe verschieden. Die Dränröhren wurden mit Magerbeton überdeckt, nach dessen Erhärtung der Gußbeton aufgebracht werden konnte. Die Schächte selbst sind durch Steinzeugrohre von 20 cm Durchmesser gegen den Kontrollstollen hin entwässert. Die Entwässerung der Mauersohle ist in Abb. 2, Taf. 2, dargestellt.

Die Dichtungsmaßnahmen haben sich durchaus bewährt. Bei dem höchsten, bis jetzt erreichten Sperrenwasserstand von 662,50 wurde eine gesamte Sickerwassermenge einschl. der Sohlenentwässerung mit rd. 1 Liter festgestellt²⁾. Es haben aber schon die in der Sohle gefaßten Quellen nach stärkerem Regen während des Baues nahezu 1 Liter Wasser abgeführt, so daß das Wasser, das durch die Sperre selbst dringt, jedenfalls nur einen Bruchteil eines Liters betragen kann. Die Sickerwassermengen der Sperre werden laufend durch ein kleines Ueberfallwehr und einen selbstschreibenden Pegel gemessen.

Im Kontrollgang ist eine Pumpennische ausgespart, in die in nächster Zeit eine Pumpe aufgestellt wird. Es ist dann möglich, das Sperrensickerwasser und das Abwasser des Stollens (Abb. 1, Taf. 2) wieder in die Sperre zurückzupumpen. In der Ablaufleitung ist ein Schieber eingebaut, so daß das Wasser im Absturzbecken aufgestaut und bei Nacht mit Abfallstrom zurückgepumpt werden kann. Die Pumpenleitung ist an einen der beiden Kugelschieber in der Sperre angeschlossen.

Die Entnahme des Wassers geschieht in einem besonderen Entnahmeturm, der etwa in Sperrenmitte angeordnet ist (Abb. 1 u. 3, Taf. 2). Der Abschluß des Entnahmerohrs geschieht durch ein Zylinderschütz, das als Schwimmkörper ausgebildet ist (Abb. 12). Das Schütz setzt sich beim Schließen gegen den in Abb. 6, Taf. 1 eingezeichneten Stahlring unmittelbar bei den Einläufen auf. Im normalen Zustand liegt das Schütz mit der Unterkante auf Höhe 627,00, so daß es also die Recheneinläufe freigibt. Zu Reparaturzwecken kann das Schütz in die Höhe gezogen werden. Es wird seitlich mit 4 Rollen auf einbetonierten Schienen geführt. Der Windenkasten sitzt auf der Plattform des Entnahmeturms auf Höhe 670,30. Die Einrichtung ist so getroffen, daß das Schütz immer wieder auf den Trägern, die auf Höhe 663,00 aufliegen, abgestützt wird. Es werden dann einzelne

Felder der Zugstangen herausgenommen oder eingesetzt, so daß die Schraubenspindeln neu angreifen und das Schütz weiter gehoben oder gesenkt werden kann. Das Hauptschütz besitzt ein kleineres Ventilschütz, das es ermöglicht, die Rohrleitung zwischen Entnahmeturm und Hauptschieberkammer unter dem Wärterhaus zu füllen. Dadurch wird die Notwendigkeit des Hebens des Schützes unter vollem Wasserdruck umgangen. Ent- und Belüftungsleitungen dieser Rohrstrecke sind im Turm in Form von Steinzeugrohren in die Höhe geführt.

Der Entnahmeturm hat 6 Einlauföffnungen, die mit beweglichen Rechen, die ebenfalls von der Plattform (Höhe 670,30) bedienbar sind, verschlossen sind. Insgesamt haben die Rechen einen Einlaufquerschnitt von 23 qm. Der Stababstand beträgt 25 mm. Die kreisförmige Einlaufschwelle liegt auf Höhe 627,00. Das tiefste Absenksziel ist auf Höhe 628,00 angenommen. Der Turm ist bis auf Höhe 650,00 an die Mauer anbetonierte. Auf Plattformhöhe ist eine Verbindung mit der Mauer vermieden, da man den Turm von der Bewegung der Mauer unabhängig machen wollte. Der Entnahmeschacht links des Entnahmeturms (Abb. 2, Taf. 2), liegt mit Oberkante auf Höhe 626,60. Er ist ebenfalls durch Rechen abgeschlossen und wurde hauptsächlich während des Baues benutzt. Er bietet aber auch die Möglichkeit, das Talsperrenbecken ganz zu entleeren, da in ihm 2 Dammbalkenöffnungen eingebaut sind, deren Unterkanten auf Höhe 614,90 bzw. auf 620,30 liegen. Der Entnahmeturm geht in das Entnahmerohr über, das in Abb. 5 u. 6, Taf. 2 dargestellt ist. Es hat einen lichten Durchmesser von 3 m und führt in den Granitstollen ein. Von dem tiefsten Punkt des Entnahmerohrs und von dem Entnahmeschacht aus führen 2 Leerlaufrohre von 80 cm Durchmesser nach der Schieberkammer des Kontrollstollens und vereinigen sich dort. Die Rohre sind durch Kugelschieber abgeschlossen. Nach der Vereinigung hat das Leerlaufrohr einen Durchmesser von 1 m und mündet in das Absturzbecken. Die Rohre sind direkt in den Beton verlegt. Besonders sorgfältige Dichtung war hier nötig.

Unterdruckmesser.

Um die tatsächlich bestehenden Unterdruckverhältnisse jederzeit feststellen zu können, wurden in 2 Querschnitten der Mauer in einer Entfernung von je 5 m Rohre eingebaut, die z. T. auf dem Fels, z. T. im Beton enden. Die Rohre wurden unten mit porösem Stampfbeton umgeben, so daß ein Abschluß der Rohre durch eindringenden Gußbeton nicht möglich war. Aus Abb. 4, Taf. 2 ist die Anordnung der Rohre ersichtlich. Die Rohre sind in den Kontrollstollen eingeführt und mit Manometer versehen. Währenddem im linken Schnitt eine Verteilung entlang des Kontrollstollens erfolgte, wurden im rechtsseitigen Schnitt die Rohre am Ende des Stollens zusammengeführt (Abb. 13).

Die nachfolgende Tabelle gibt die Höchstwerte der Wasserführung und des Unterdruckes der Meßrohre, wie sie am 6. November 1926 bei einem Beckenwasserstand von 662,30 festgestellt wurden. Der höchste Beckenstand, der zwischen 662,30 und 662,40 lag, war dabei seit etwa 3 Tagen vorhanden. Die statische Druck-

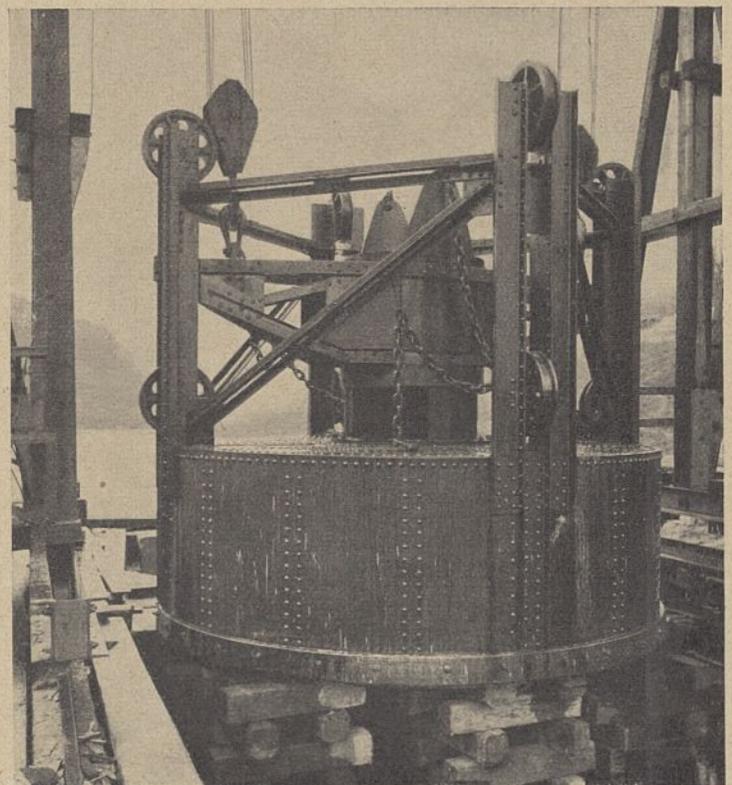


Abb. 12. Zylinderschütz.

²⁾ Bei dem Sperrenüberlauf Ende April 1927 wurden im Maximum 2,3 Liter festgestellt, wovon ein Teil oberflächlich durch die Schächte zugeflossen ist.

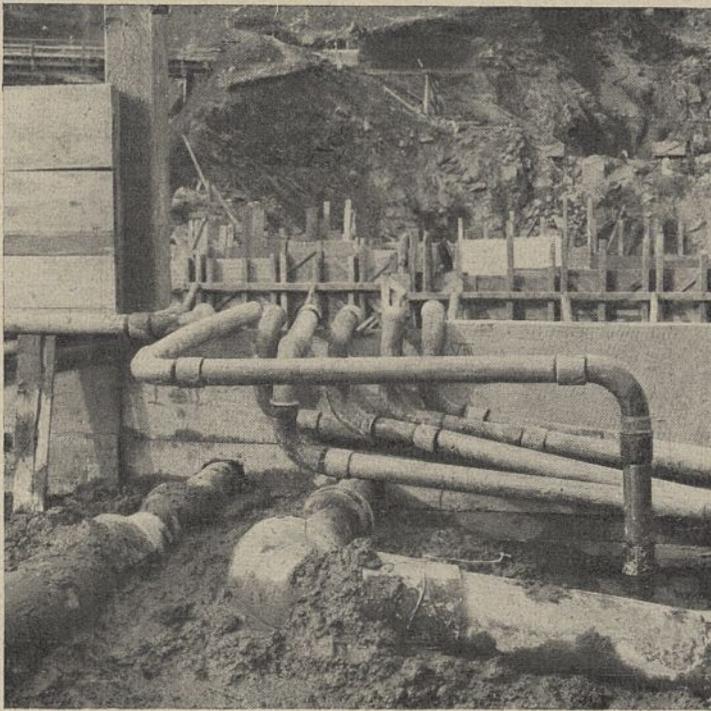


Abb. 13. Einführung der Unterdruckrohre.

höhe zwischen Oberwasserspiegel, Sperre und Manometerhöhe betrug dabei 47,30 m.

Rohr-Nr.	Anordnung der Röhre	Wasserführung	Unterdruck
a) rechte Talseite:			
U ₅	Rohrende 608,03 auf Felsfuge	0,009 l/sek	30,4 m
U ₆	„ 610,12 „ „	Einzeltröpfen	0,2 „
U ₇	„ 610,13 „ Felsplatte	trocken	0
U ₈	„ 609,59 in einer Ruschel	0,004 l/sek	3,6 m
U ₉	„ 611,27 Gestein klüftig	Einzeltröpfen	0,2 „
U ₁₀₋₁₂	„ 611,60—613,00 Gestein klüftig	trocken	0
b) linke Talseite:			
U ₁₃	Rohrende 609,65 Felsfuge	} trocken	0
U ₁₄	„ 611,00 im Beton 1 m über Fels		
U ₁₅	„ 609,84 Felsspalt		
U ₁₆	„ 611,82 1 m über Fels		
U ₁₇	„ 612,06 Felsfuge		
U ₁₈	„ 610,82 1 m über Fels	Einzeltröpfen	2,8 m
U ₁₉	„ 610,40 geschlossener Fels	0,016 l/sek	2,2 „
U ₂₀	„ 611,50 1 m über Fels	Einzeltröpfen	1,4 „

Die Unterdruckmesser U₁₈ bis U₂₀ sind dabei fraglos durch die in Abb. 2, Taf. 2 ersichtliche Quelle am Ausgang des Kontrollstollens beeinflusst. Die Quelle war schon vor Arbeitsinangriffnahme im Talgrunde vorhanden und wurde in der Baugrube gefaßt und abgeleitet. Sie nimmt bei starkem Regen und Schneeabgang rasch zu, hängt aber offenbar mit dem Talsperrenbecken selbst nicht zusammen. Dies war daraus ersichtlich, daß sie bei längerer Trockenheit, auch bei hohem Beckenstand zurückgeht und einen Bestand an freier, aggressiver Kohlensäure von 22 mgr/l aufweist, eine Menge, die bei den Quellen zwischen Granit- und Sandsteinen ebenfalls vorhanden ist. Immerhin zeigen die Unterdruckmesser, daß bei einem Wasserstand über 660,00 in den untersten Schichten der Talsperre auf der rechten Seite z. T. Wasser vorhanden ist. Bei einem Wasserstand von 655,00 zeigen nur die Unterdruckmesser U₅ und U₈ Unterdruck an³⁾.

Temperaturmesser.

Um den Verlauf der Temperatur in der Mauer feststellen zu können, wurden elektrothermische Messer eingebaut (Abb. 4, Taf. 2). Die Messung beruht dabei bekanntlich auf der Tatsache, daß die Metalle bei verschiedener Temperatur einem schwachen elektrischen Strom verschiedenen Widerstand entgegensetzen. Durch Messung des elektrischen Widerstandes (Ohm) in den Elementen läßt sich danach ohne weiteres die herrschende Temperatur noch nach Jahren feststellen. Einige Temperaturkurven sind in Abb. 3, Taf. 3 gegeben. Diese Kurven geben wertvolle Hinweise auf den Abbindevorgang in der

³⁾ Beim Sperrenüberlauf Ende April 1927 haben die Unterdruckmesser nur unwesentlich höheren Druck gezeigt, als oben angegeben. U₅ ist bis 40 m gestiegen.

Sperre und auf die Auswirkung der Außentemperaturen im Sperrkörper. Auch das Eindringen von Wasser bei steigendem Stau kann an Hand der Temperaturkurven mit einiger Sicherheit beurteilt werden. Eine einigermaßen sichere rechnerische Erfassung der Bewegung der Sperre wird nur möglich sein, wenn man die Temperaturverteilung im Mauerquerschnitt kennt. Hierüber wird unten noch zu sprechen sein. Von den Elementen führen Leitungen, die in wasserdichte Kabel verlegt sind, zu den Meßapparaten. Der Anschluß der Leitungen an die Elemente muß besonders sorgfältig gedichtet sein. Dies ist leider nicht überall gelungen, so daß heute nur noch die in der Abb. 4, Taf. 2 mit zwei Kreisen bezeichneten Temperaturmesser in Tätigkeit sind. Ihr richtiges Funktionieren ist durch Vergleich mit der Außentemperatur mit ziemlicher Sicherheit festgestellt. Die Temperaturzunahme beim Abbindevorgang des Betons hat in einzelnen Fällen den Höchstbetrag von 18° C erreicht. Im übrigen geben die aufgezeichneten Kurven ein deutliches Bild des Verlaufs der Abbinde-temperatur (Abb. 3 u. 4, Taf. 3).

Bauvorgang.

Ueber den Bauvorgang sind noch folgende Bemerkungen zu machen:

Beim Aushub der Baugrube wurden im Durchschnitt etwa 3 m Ueberlagerungsmaterial und 6 m Fels entfernt. Nur an einzelnen Stellen mußte man bis zu 10 m Fels abtragen, um auf klingenden Fels zu kommen. Die letzten Sprengungen geschahen mit geringer Ladung, da eine starke Erschütterung der Gründungssohle vermieden werden sollte. Alsdann wurde die Sohle durch Wasserstrahl sorgfältig gereinigt und alles lose oder gelockerte Felsmaterial entfernt. Hierauf wurden Blöcke von etwa 15/15 m eingeschalt, die Entwässerungsleitung über der Sohle verlegt und, um eine Beschädigung zu vermeiden, mit Stampfbeton überdeckt. Etwa ein Tag vor Beginn des Betonierens wurde die ganze Sohle 2 cm stark stark übertorkretiert. Man wollte dadurch ein Aufsteigen des Unterwassers in das Betonmauerwerk vermeiden, was nach dem Ergebnis der oben angeführten Tabelle auch gut gelungen ist. Die Einzelblöcke waren 3 bis 4 m hoch; sie wurden seitlich stark verzahnt und in den horizontalen Fugen versetzt. Grundsätzlich wurde angestrebt, den horizontalen Arbeitsfugen eine Steigung nach der Luitseite hin zu geben. Bei einiger Uebung sind Steigungen von etwa 6 v H auch bei Gußbeton möglich. Auf gleichmäßige Verteilung der Granitblockeinlagen wurde der größte Wert gelegt. Es wurde verlangt, daß zwischen den einzelnen Steinen unter allen Umständen ein Mindestzwischenraum von 15 cm sein muß. In den Arbeitsfugen ragten die Blockeinlagen stark hervor, so daß dadurch gegen Schubkräfte eine ausgezeichnete Verzahnung erreicht wurde.

Das Leerlaufrohr wurde direkt in den Beton verlegt. Nur für die beiden Kugelschieber wurde eine entsprechende Nische in der Linie des Kontrollganges ausgespart.

An den Dehnungsfugen wurden die Blöcke ohne Zwischenschicht aneinanderbetoniert, wobei der zuerst betonierete Teil mit Lehm angestrichen wurde. Die luftseitige Schalung war durch die Granitverblendung ersetzt, die auf 1 bis 1½ m Höhe jeweils vorausgeführt wurde. Auf gute Verzahnung mit der Kernmauer wurde großer Wert gelegt. Die wasserseitigen Schalungen wurden durch Bügel in der Mauer festgehalten und z. T. mit Drähten an die Blockeinlagen noch verankert. Vor dem Torkretieren der Rückseite der Mauer wurden die Bügel abgebrannt. Aehnlich erfolgte die Schalung der Schutzschicht.

Die Holzrinne über dem Schwarzenbach wurde im Frühjahr 1924 auf einen betonierten Block verlegt (Abb. 14). Das Betonieren konnte alsdann am rechten Hang fortgesetzt werden. Die Rinne wurde ausgespart, bis das Wasser endgültig durch die Leerlaufleitung der Sperre geleitet werden konnte. Um gegen Ueber-raschungen bei großem Hochwasser geschützt zu sein, wurde während der ganzen Bauzeit ein Block im Bereich des Absturzbeckens etwas niedriger gehalten, so daß über diesen Block das Hochwasser unschädlich abgeführt werden konnte. Ein Ueberströmen der Mauer ist nur einmal und zwar vom 1. bis 5. November 1924 eingetreten.

Leistungen.

Ueber den Arbeitsfortschritt in den einzelnen Jahren und Monaten gibt Abb. 5, Taf. 3 Auskunft. Die Restmengen wurden im Jahre 1926 geleistet; sie betragen nur noch etwa 4000 cbm. Die Abb. 15, 16 und 17 zeigen den Bauzustand der Sperre in den einzelnen Baustadien. Die monatliche maximale Leistung wurde im April 1925 erzielt. Es wurden in diesem Monat eingebracht:

reiner Gußbeton	17 190 cbm
Einlagesteine	5 890 „
Verblendmauerwerk	950 „
Schutzmauer	480 „
zusammen	24 510 cbm

Die Tiefbauten des Schwarzenbachwerkes.

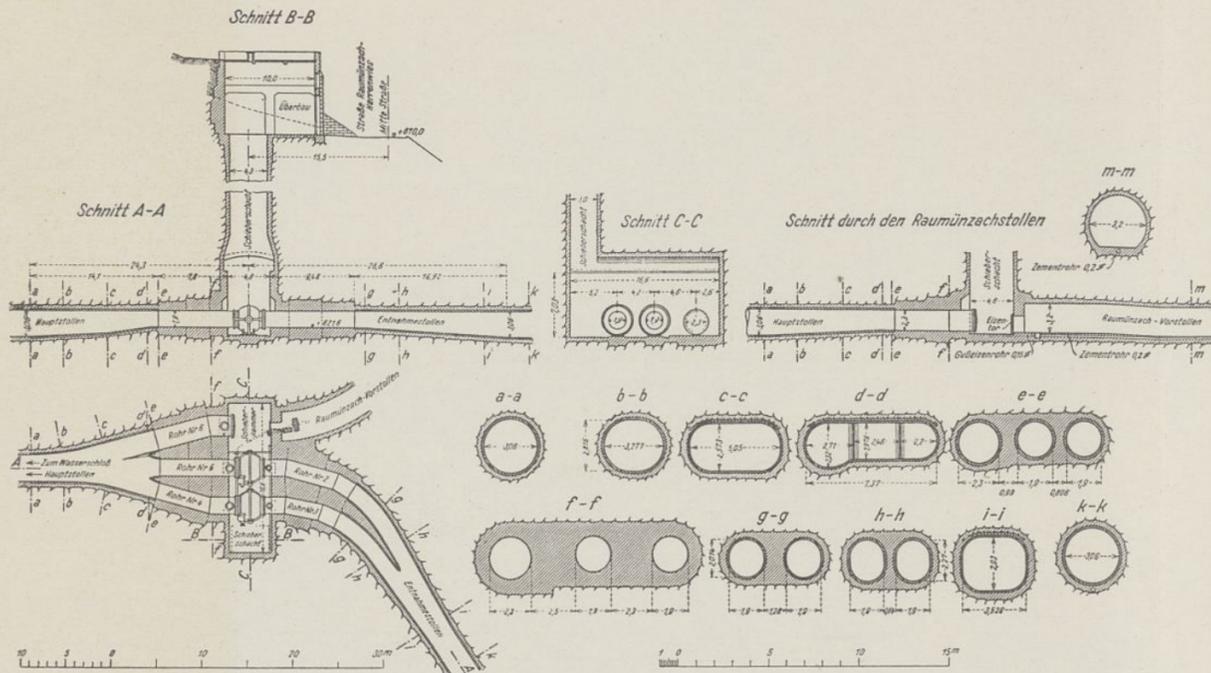


Abb. 1. Schwarzenbachstollen, Schieberkammer im Schwarzenbachtal.

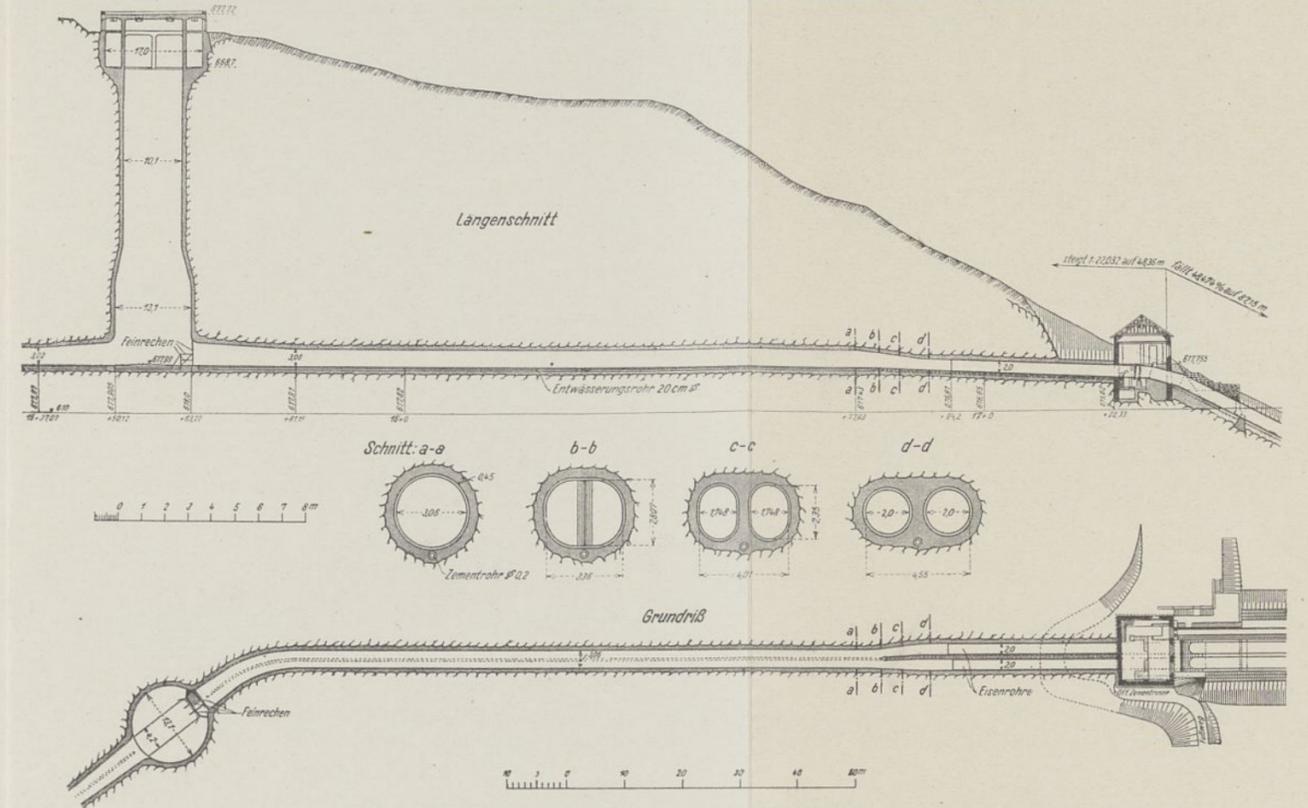


Abb. 2. Längenschnitt und Grundriß vom Wasserschloß bis zum Schieberhaus.

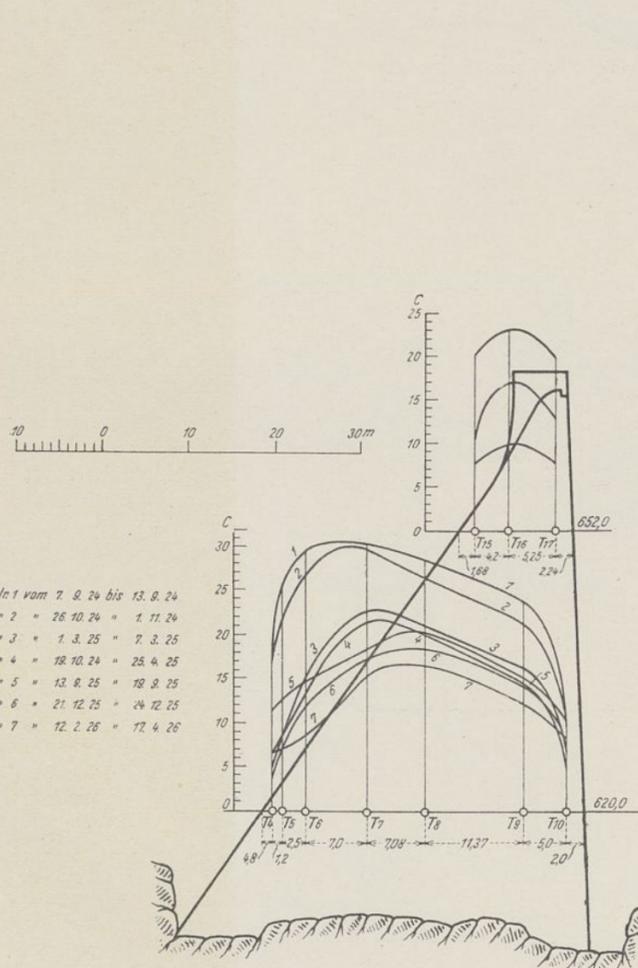


Abb. 3. Temperaturen der Sperre zu verschiedenen Zeitabschnitten.

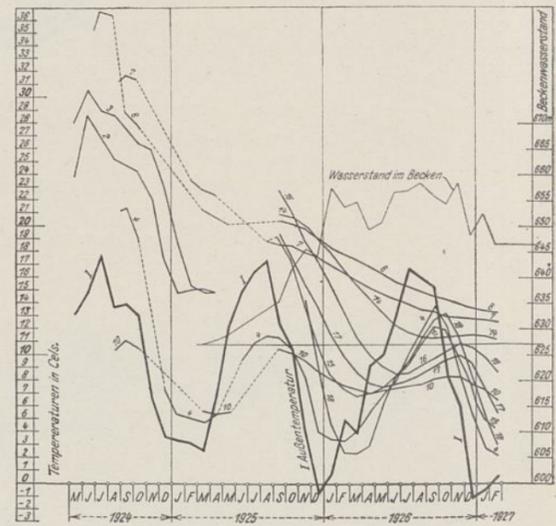


Abb. 4. Temperaturen der Sperrmauer.

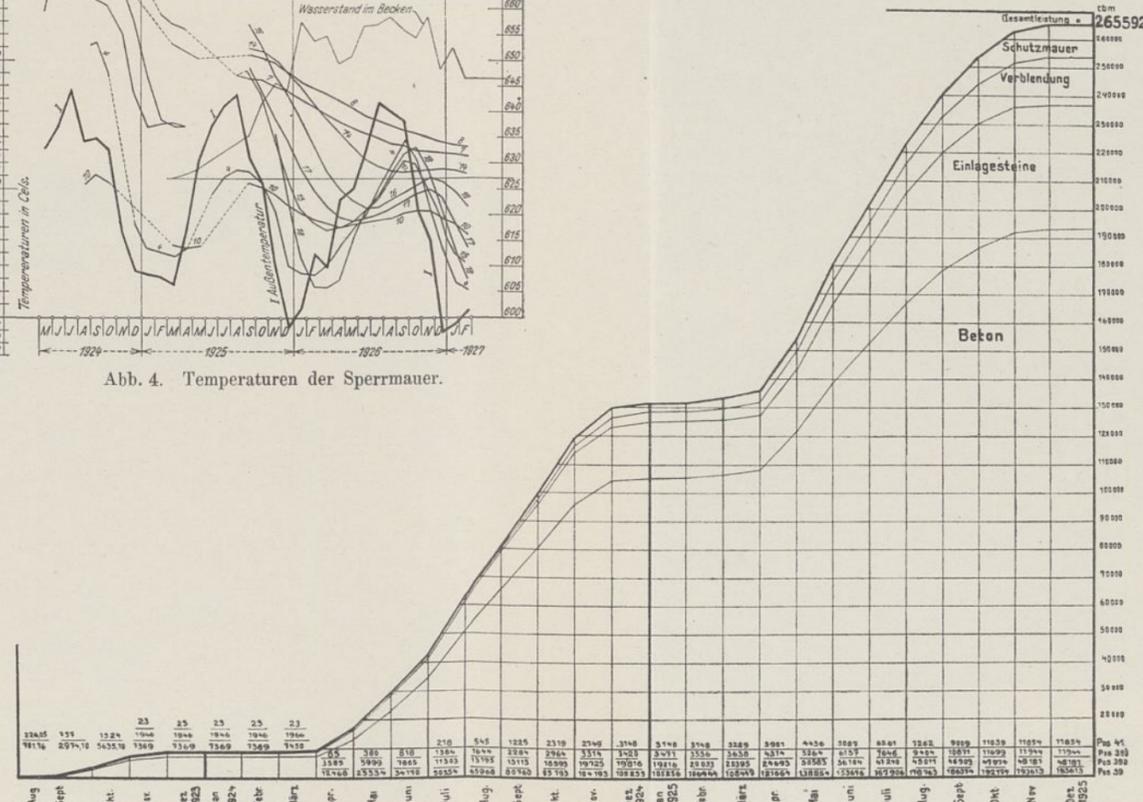


Abb. 5. Arbeitsfortschritt.

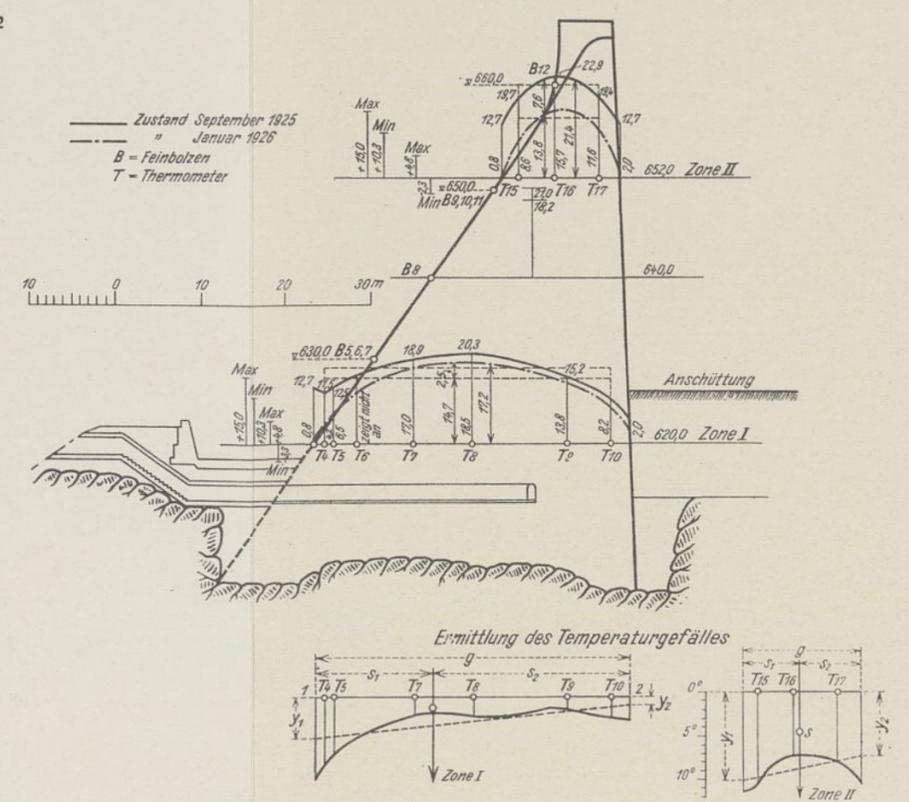


Abb. 6. Temperaturen der Sperre.



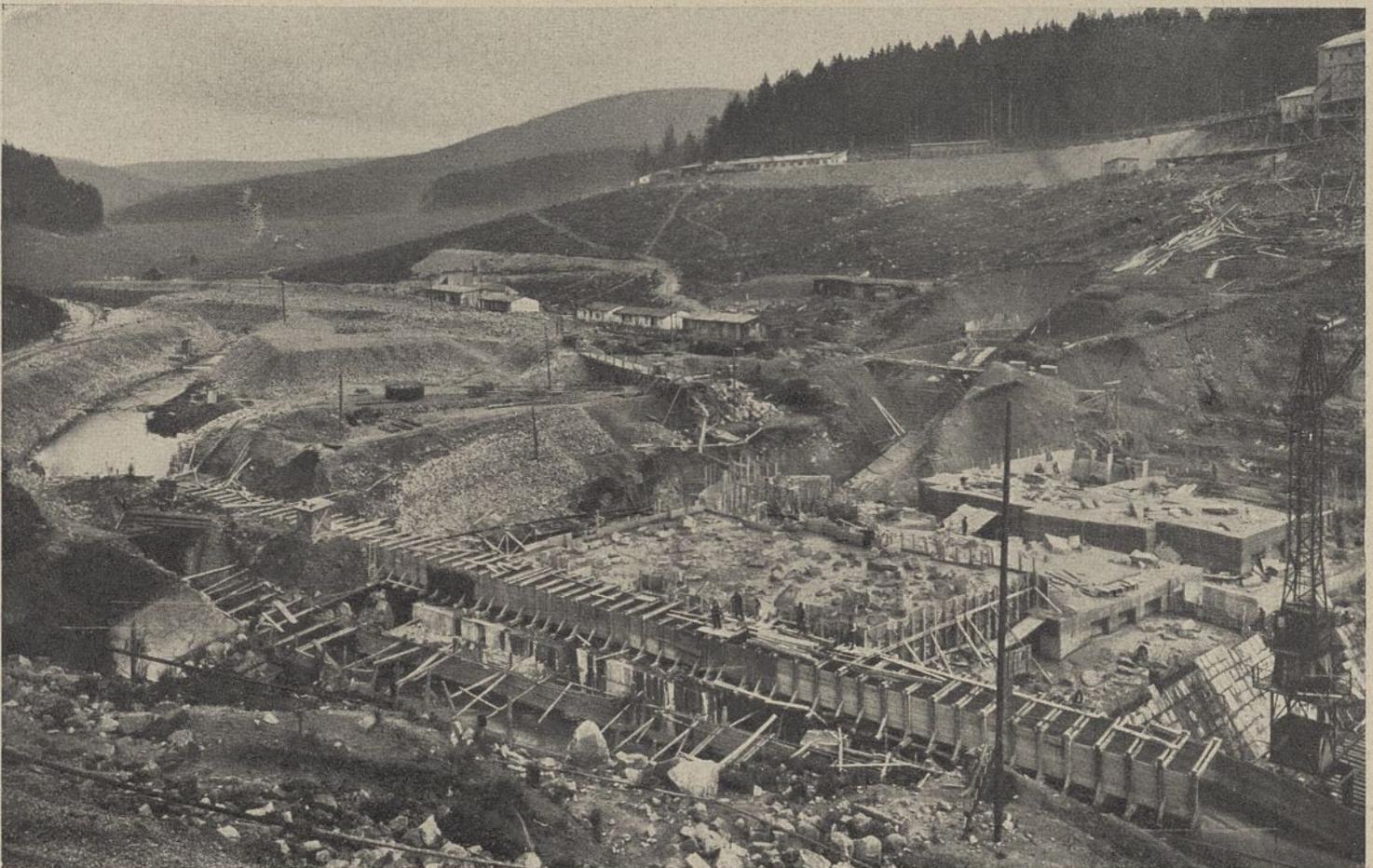


Abb. 14. Ueberführung des Schwarzenbaches.

Die mittlere tägliche Leistung betrug im Jahr 1924 830 cbm, im Jahr 1925 950 cbm. Die größte tägliche Leistung betrug etwa 1200 cbm. Insgesamt wurden geleistet:

Baugrubenaushub — Erdmaterial	55 500 cbm	Granitverblendung	12 300 cbm
Baugrubenaushub — Fels	80 000 „	Turmbeton und Einlaufschacht	4 300 „
Beton der Kernmauer	195 700 „	Ueberlaufgewölbe mit Pfeiler	1 800 „
Wasserseitige Schutzschicht usw.	15 400 „	Sturzbett, Kaskaden, Auslaufgerinne	5 400 „
Blockeinlagen	48 200 „	Sonstiges	700 „
		Das Gesamtmauerwerk der Sperre einschl. Absturzbett usw. beträgt	283 871 „
		Die Steineinlagen in der Kernmauer (also ohne luftseitige Ver-	

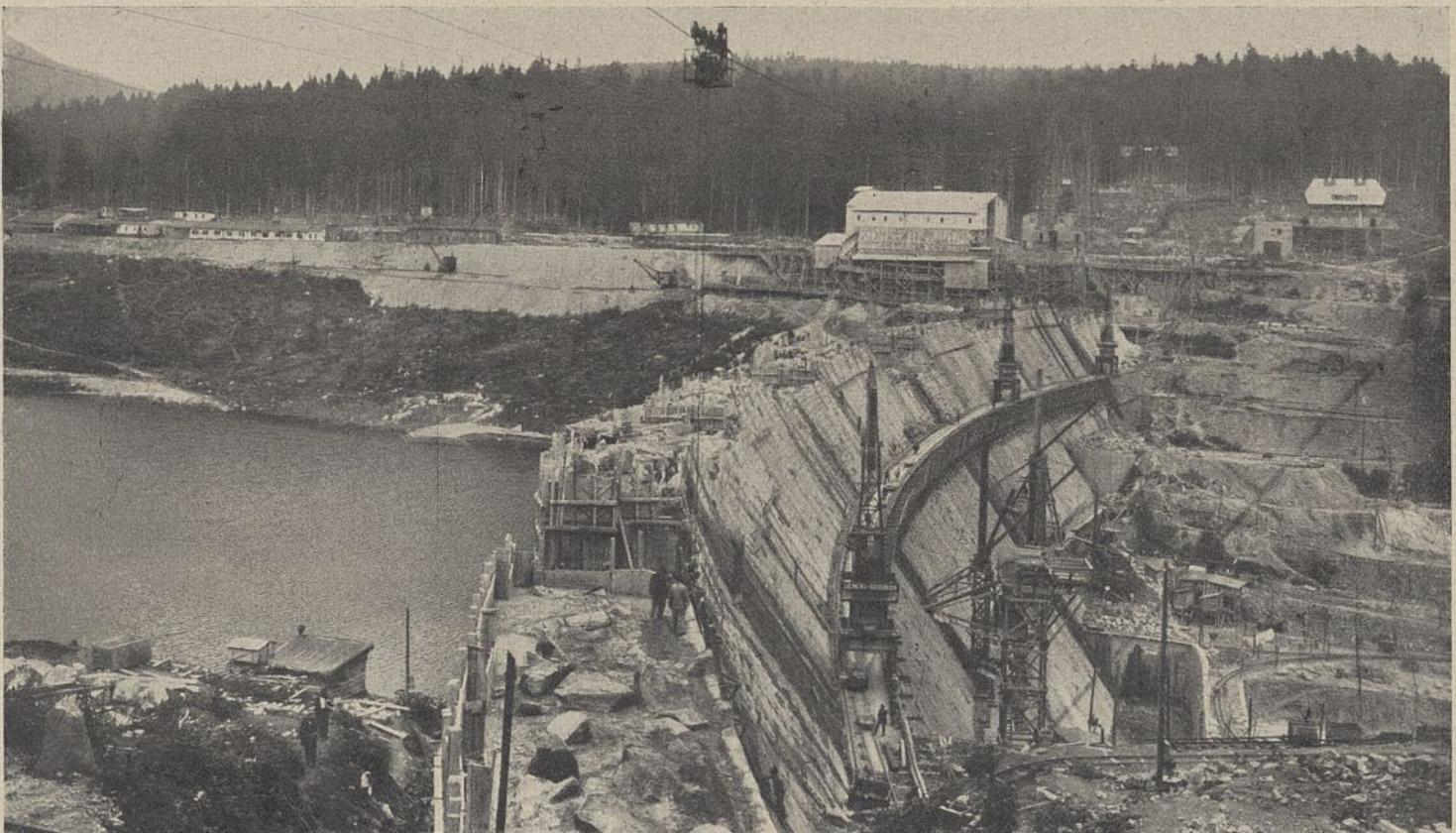


Abb. 15. Stand der Bauarbeiten an der Sperre am 31. August 1925.

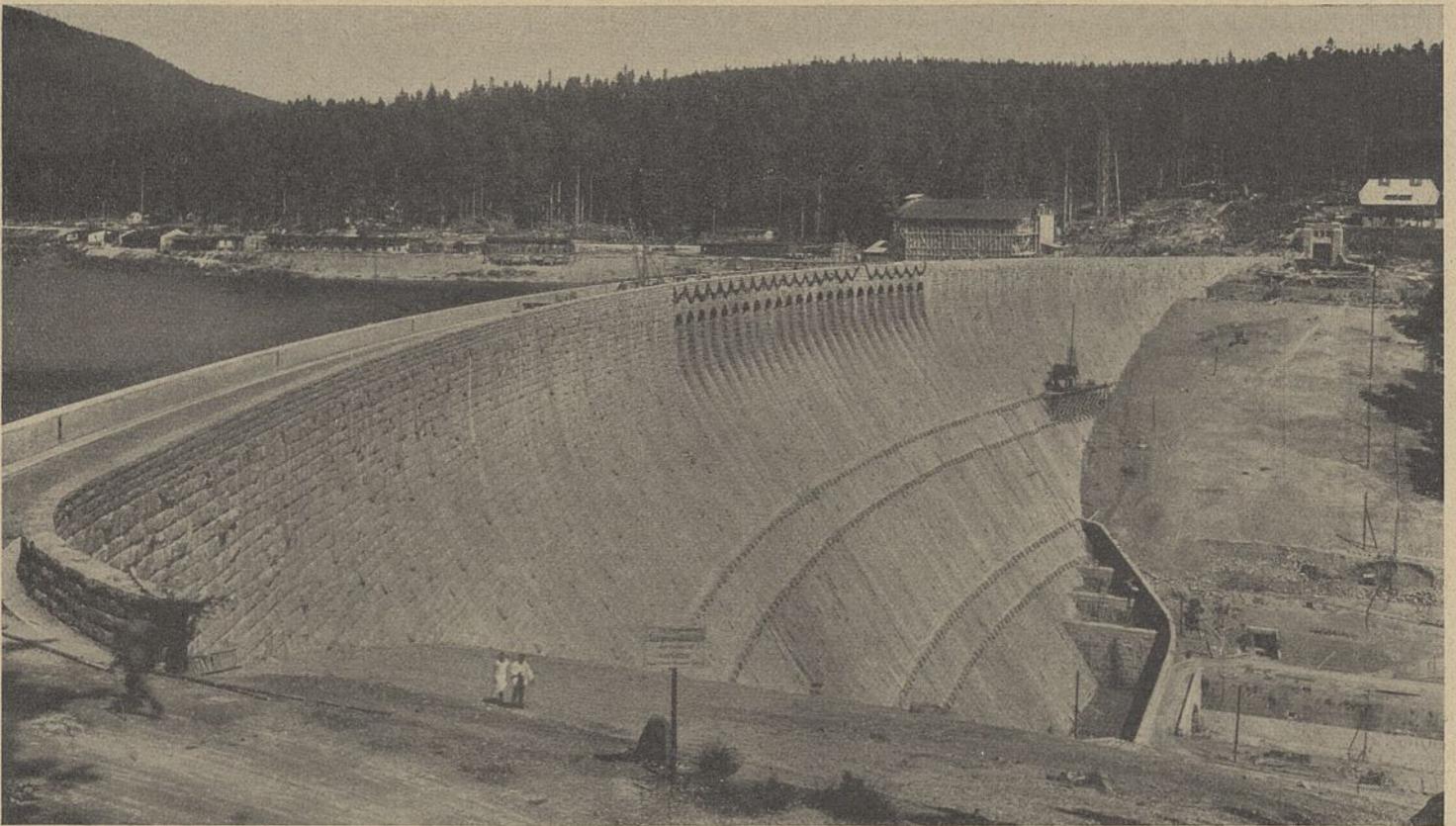


Abb. 16. Blick auf die Sperre von links.

blendmauer und wasserseitige Schutzmauer) betragen 19,78 vH des Kernmauerinhalts. Die größeren Zahlen, die in der Literatur schon genannt sind, beruhen auf irrtümlicher Berechnung. Die größte Menge, die an einzelnen Tagen an Einlageblöcken erzielt wurde, beträgt etwa 30 vH. Die Blöcke hatten eine Größe von $\frac{1}{10}$ bis 2 cbm. Je kleiner die Blöcke sind, die zur Verfügung stehen, um so geringer ist der Prozentsatz, den man in den Gußbeton einbetten kann. Mit 30 vH ist an sich die obere Grenze des aus praktischen Gründen Zulässigen erreicht.

Die Frage der Zweckmäßigkeit des Einlegens von Felsblöcken in die Sperre ist heute noch umstritten. Ersparnisse werden jedenfalls nur dann möglich sein, wenn, wie bei der Schwarzenbachtalsperre im Steinbruch größere Blöcke anfallen, die bei reinem Gußbeton mit großem Kostenaufwand erst zerkleinert werden müßten. Auch die gute Verzahnung in den Arbeitsfugen und das höhere Raumgewicht der Sperre beim Einlegen von Blöcken bilden unbestreitbare Vorteile dieses Systems. Es darf aber doch nicht übersehen werden, daß den Vorteilen auch Nachteile gegenüberstehen. Die Baueinrichtungen und die verschiedenen Arbeitsweisen, die der Gußbeton mit Blockeinlagen nötig macht, verteuern die Kosten der Herstellung. Die Blockeinlagen müssen aufs sorgfältigste gereinigt werden, was bei den Brechersteinen in diesem Umfang natürlich nicht nötig ist. In der Sperre selbst ist eine einigermaßen gleichmäßige Verteilung der Blöcke unbedingt nötig, und es muß auf jeden Fall dafür gesorgt werden, daß zwischen den einzelnen Steinen noch reichlich Gußbeton einlaufen kann, so daß keine Hohlräume entstehen. Ständiges Nacharbeiten mit Schaufeln usw. ist dabei erforderlich. Nach dem Einbringen des Gußbetonbettes müssen die Blöcke sofort verlegt werden, da sie nur dann gut in den Beton einsinken. Es hat sich gezeigt, daß schon eine Arbeitspause von einer Stunde genügt, um ein Einsinken der Blöcke unmöglich zu machen. Nachteile der Blockeinlagen sind auch große plattenartige Steine, deren Oberfläche sehr oft vollständig glatt ist, so daß eine Verbindung mit dem Beton nicht zu erwarten ist. Größere Blöcke hatten auch manchmal durchgehende Stiche oder Risse, so daß in diesen Fugen eine Haftfestigkeit kaum mehr vorhanden war. Dadurch entstehen gewisse Fehlerquellen, die bei guter Arbeit zwar unbedenklich sind, deren Vorhandensein aber doch strengste Beaufsichtigung der Arbeit, auch bei Nacht, nötig macht. Schließlich erleiden auch Schalungen beim Einlegen der Blöcke fast unvermeidbare Verschiebungen, die während des Abbindens des Betons technisch nicht ganz unbedenklich sind, jedenfalls aber auch für das Auge einen Zustand schaffen, der nicht gerade als erfreulich bezeichnet werden kann. Bei der Schwarzenbachtalsperre hat die wasserseitige Schutzmauer ein Ausgleichen dieser Fehler gestattet. Die durch die Blöcke erreichte Verzahnung in den Arbeitsfugen erscheint nicht unbedingt nötig, wenn man vor dem Wiederbeginn des Betonierens den alten Beton gut aufräut und grundsätzlich die

Fugen beim Beendigen des Betonierens nach der Luftseite ansteigen läßt.

Auch wenn man den Einwendungen Kreuters in seiner Schrift „Beitrag zur Berechnung und Ausführung von Staumauern“ nicht beitreten kann (Kreuter hält Blockeinlagen für gefährlich), da das ungleichmäßige Material ja auch beim Beton und noch vielmehr beim Mauerwerk vorhanden ist (vergl. hierzu auch die theoretischen Untersuchungen Dr. Kammüllers „Bauingenieur“ 1926, Heft 30), so wird man doch zugeben müssen, daß das Einlegen der Blöcke gewisse Fehlerquellen schafft, die bei reinem Gußbeton nicht vorhanden sind. Die Entwicklung wird deshalb nach unserer Ansicht, wenn der Steinbruch nicht gerade zu den Blockeinlagen drängt, wohl den Weg gehen müssen, der auch in Amerika schon eingeschlagen ist, nämlich auf Blockeinlagen zu verzichten, dafür aber durch große Aggregate von Vorbrechern die Arbeit des Aufladens und Zerkleinerns zu verbilligen und durch Einschaltung von Waschanlagen und gute Kornzusammensetzung ein ausgezeichnetes Sand- und Schottermaterial zu erreichen, das weitgehende Magerung und damit Verbilligung der Mischung ermöglicht.

Darüber, daß Gußbeton dem Stampfbeton mit seiner stark ausgeprägten Lagerung in horizontalen Schichten vorzuziehen ist, besteht heute wohl kein Zweifel mehr. Weder mit Mauerwerk, noch mit Beton wird es gelingen, einen derartig homogenen und gleichartigen

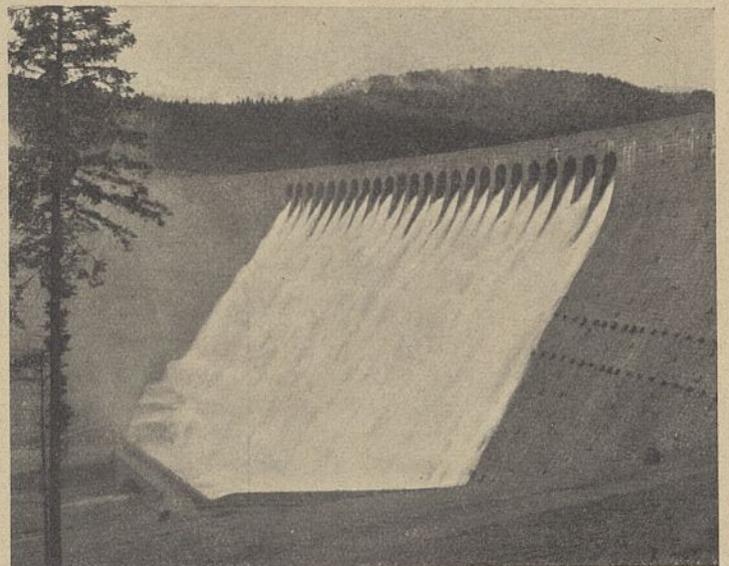


Abb 17. Sperre mit überströmendem Hochwasser.

Körper zu schaffen, wie mit Gußbeton. Wenn man Gelegenheit hatte, die mühsame Arbeit zu beobachten, die nötig ist, um aus älterem Gußbeton Stücke herauszuspitzen, wird man nicht mehr begreifen, wie in manchen Kreisen noch Mißtrauen gegen Gußbeton bestehen kann. Je länger das Bauwerk Zeit zum Erhärten hat, bevor ihm größere Beanspruchungen zugemutet werden, um so mehr wird der Gußbeton trotz seines ungünstigen Wasser-Zement-Faktors im Vordergrund der Wirtschaftlichkeit stehen, wobei natürlich immer vorausgesetzt ist, daß die Ausmaße des herzustellenden Körpers die nötigen Einrichtungen lohnend erscheinen lassen.

Bewegungen der Sperre.

Ueber die Vermessung der Sperre hat Baurat Dr. Walther von der Bad. Vermessungsabteilung in Karlsruhe im „Bauingenieur“ nähere Angaben gemacht (vergl. Heft 10 vom 5. März 1927). Rechnerisch sind die größten zu erwartenden Ausbiegungen der Sperrkronen talabwärts zu etwa 2,0 cm ermittelt, wobei der Elastizitätsmodul zu 2 100 000 t/m² angenommen ist.

Bei dem höchsten Beckenstand (H = 660,00, also 8,5 m unter Sperrüberlauf) wurden im Januar 1926 bei noch nicht fertiggestellter Sperre Messungen und Rechnungen durchgeführt. Die Messung ergab eine größte talabwärts gerichtete Horizontalverschiebung eines auf Höhe 660 liegenden Bolzens von 4,8 mm und zwar gegenüber einer Messung, die im September 1925 bei abgesenktem, d. h. praktisch leerem Becken durchgeführt wurde. Bei der Rechnung wurde zur Vereinfachung das Kronendreieck vernachlässigt und die Querschnittsform der Mauer als rechtwinkliges Dreieck angenommen. Die Horizontalverschiebung wird beeinflusst durch die Normalspannungen und Schubspannungen, veranlaßt durch den Wasserdruck, durch einseitige Abkühlung (Luftseite!) und durch Schwinden und gleichmäßige Temperaturabnahme. Es ergab sich:

$$y = 0,742x; \quad M = \frac{x^3}{6}; \quad \frac{d\left(\frac{dy}{dx}\right)}{dx} = \frac{M}{EJ_x}$$

Die Horizontalverschiebung e_1 , veranlaßt durch die Normalspannungen, wird:

$$e_1 = \int_0^{55} \frac{x d\left(\frac{dy}{dx}\right) dx}{dx} = \int_0^{55} \frac{x x^2 dx}{6E \cdot J_x}$$

Das Trägheitsmoment beträgt für $x = 0$: $\frac{7,42^3}{12}$ für $x = 55$: $\frac{(7,42 + 0,742x)^3}{12}$,

also erhält man

$$e_1 = \frac{2}{E} \int_0^{55} \frac{x^4 dx}{(7,42 + 0,742x)^3}$$

Die Auflösung dieses Integrals der Form $\int \frac{x^n dx}{(a+bx)^m}$ erfolgt durch Substitution von $y = a + bx$. Man erhält

$$e_1 = \frac{2}{Eb^5} \int_0^{55} \frac{(y-a)^4 dy}{y^3}$$

Nach Auflösung der Gleichung im Zähler und Integration ergibt sich

$$e_1 = \frac{2}{Eb^5} \left[\frac{y^2}{2} - 4ay + 6a^2 \ln y + \frac{4a^3}{y} - \frac{a^4}{2y^2} \right]$$

Nach Einsetzen von

$$\varphi(55)y = 7,42 + 0,742 \cdot 55 = 48,23$$

und

$$\varphi(0)y = 7,42, \quad E = 2100000 \text{ t/m}^2$$

erhält man schließlich $e_1 = 0,001628 \text{ m}$.

Die Verschiebung e_2 , veranlaßt durch Schubspannungen, wird in ähnlicher Weise errechnet zu:

$$\tau = \frac{H}{F}, \quad F_x = 7,42 + 0,742x, \quad H = \frac{x^2}{2},$$

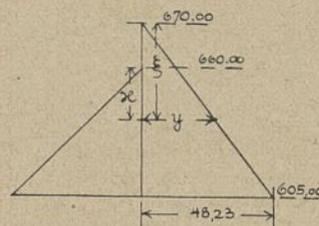
wobei H die Horizontalkraft in Abstand x von der Wasserdruckdreieckspitze ist.

$$e_2 = \frac{\tau}{G} = \int_0^{55} \frac{x^2 dx}{2G(7,42 + 0,742x)}$$

Für $G = 1380000 \text{ t/m}^3$ ergibt sich

$$e_2 = 0,000578 \text{ m}$$

Ist die Wasserseite wärmer als die Luftseite, so biegt die Mauer talabwärts aus. Das war am Tage der Messung bei hohem Beckenstand und einer Außentemperatur von etwa -3°C der Fall. Die



eingebauten Temperaturmesser boten die Möglichkeit, die Temperaturverteilung über den Mauerquerschnitt bei der Messung im September 1925 und Januar 1926 ziemlich sicher zu erfassen. In Abb. 6, Taf. 3 sind die Kurven bei beiden Messungen aufgezeichnet. Die entsprechenden maximalen und minimalen Außentemperaturen sind ebenfalls angegeben. Das Temperaturgefälle ist in beiden Querschnitten unten nochmals besonders aufgetragen. Die Ermittlung des gleichmäßigen Temperaturgefälles erfolgte in Anlehnung an eine von Dr. Kammüller zur Verfügung gestellte, unveröffentlichte Abhandlung von Prof. Dr. Engesser („Ueber Wärmespannungen an Mauerkörpern, insbesondere von Stütz- und Staumauern“). Erfährt nach Engesser ein Stab eine sich über seinen Querschnitt ungleichmäßig verteilende Temperaturänderung, so verändern die einzelnen Fasern des Stabes ihre Länge nicht entsprechend ihrer Temperaturänderung; durch ihren gegenseitigen Zusammenhang werden sie daran gehindert. Der Querschnitt wird auch nach erfolgter Längenänderung eben bleiben und nur eine, einem mittleren gleichmäßigen Temperaturgefälle entsprechende Dehnung aus der Senkrechten zur Stabachse erfahren. Die Unterschiede zwischen der Kurve der freien Dehnung und der Geraden (vergl. Abb. 6, Taf. 3 unten) müssen durch die Wirkung entsprechender Spannungen ausgeglichen werden, die ihrerseits im Gleichgewicht stehen. Dies in der Fall, wenn die durch die Kurve freie Dehnung und die Gerade bestimmten Flächeninhalte einander gleich sind und gleiche Schwerpunktsabszissen haben.

Die statischen Momente beider Flächen bezüglich Punkt 1 und 2 müssen also einander gleich sein. Die Seiten y_1 und y_2 des Trapezes errechnen sich demnach zu:

$$y_1 = \frac{2F}{g^2} (2g - 3s_1)$$

$$y_2 = \frac{2F}{g^2} (2g - 3s_2)$$

wobei F = Fläche der freien Dehnung ist.

Daraus wurde der Temperaturabfall nach der Luftseite für Zone II zu 3° , für Zone I zu 4°C berechnet. Da Zone I für die Bewegung der Krone infolge des längeren Hebelarmes maßgebend ist, wurde mit 4°C gerechnet. Wird der Temperaturkoeffizient des

Betons zu $\frac{1}{100000}$ eingesetzt, so wird

$$e_3 = \int_0^{55} \frac{4x dx}{(7,42 + 0,742x)} \cdot \frac{1}{100000} = 0,00195 \text{ m}$$

Endlich ist bei einer mittleren Temperaturabnahme von 3° , die unter Berücksichtigung des Schwindens auf 5° erhöht wird,

$$e_4 = \frac{48,23}{2} \cdot \frac{5}{100000} = 0,00121 \text{ m}$$

Die Gesamtverschiebung ergibt sich zu:

$$e = e_1 + e_2 + e_3 + e_4 = 0,0059 \text{ m} = 5,9 \text{ mm}$$

Die auffallende Uebereinstimmung mit der Messung (4,8 mm) beruht wohl auf Zufall. Interessant dürfte es sein, ähnliche Vergleiche bei vollem Becken anzustellen. Das war leider bis jetzt nicht möglich, da das Becken noch nie gefüllt war*).

Engesser ermittelt in der genannten Abhandlung auch die durch die ungleichmäßige Abkühlung zu erwartenden Spannungen, wobei ihm hauptsächlich Zugspannungen an der Wasserseite wichtig erscheinen, da dort in der Regel Druckspannungen nicht mehr vorhanden sind. Er empfiehlt als Abhilfe Krümmung der Maueraxe, da hierbei die Verformung der Mauer durch Lagerwiderstände weniger behindert ist und die durch die wagrechten Lasten ergänzten Querschnittspressungen den Wärmespannungen entgegenwirken. Man wird diesen Gesichtspunkt bei der Wahl der Maueraxe im Grundriß nicht ganz übersehen dürfen, wenn er auch bei Vorhandensein von Temperaturfugen vielleicht etwas zurücktritt.

Schwarzenbachstollen.

Das Entnahmerohr führt in den Schwarzenbachgranitstollen ein, der eine Gesamtlänge von rd. 1700 m und ein Gefälle von 1 : 1000 hat. Der Querschnitt des Stollens hat Kreisprofil von 3,06 bis 3,16 m Durchmesser. Die Strecken mit 3,06 m Durchmesser haben auf der Stampfbetonauskleidung noch einen Eisenbetontorkretring, der mit Glattnachstrich 7 cm stark ist. Die Strecken mit 3,16 m \varnothing haben auf dem Beton nur einen 2 cm Torkretglattnachstrich. Die Betonmischung ist in Raumeinheiten: 1 Zement, 0,3 Traß, 2,8 Sand, 4,2 Schotter. Die Sandgröße (Granitquetschsand) liegt zwischen 0—7 mm, die Schottergröße zwischen 7—30 mm. Die Stärke des Betonmantels schwankt

*) Ende April 1927 wurde die Sperre überströmt. Die Mauer hat dabei eine Ausweichung talabwärts von 14,5 mm gezeigt, während rechnerisch 17 mm zu erwarten waren.



Abb. 18. Auskleidung des Stollens.

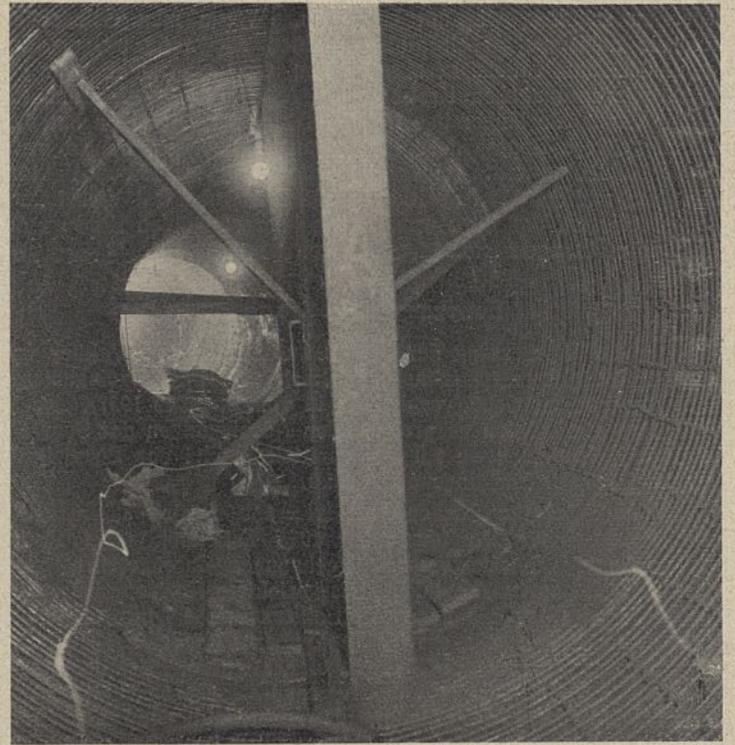


Abb. 19. Eisenarmierung im Stollen.

zwischen 15 und 35 cm je nach Güte des anstehenden Felsens (Abb. 18). Der Betonmantel wurde durchweg mit flüssigem Mörtel und Zementmilch unter 6 Atm. Druck sorgfältig hinterspritzt. Der Eisentorkretmantel, der in einer Gesamtlänge von 437 m eingebaut ist, hat Ringeisen von 12 mm \varnothing in 6 cm Abstand und Verteileisen mit 8 mm \varnothing in 25 cm Abstand (Abb. 19). Der Eisenverbrauch auf den laufenden Meter beträgt etwa 180 kg. Der Torkret hat in seiner ersten Lage die Mischung 1 : 2, dann 1 : 3. Der höchste Punkt des Stollens liegt in der Schieberkammer, in der die Hauptabschlußorgane untergebracht sind (Abb. 1, Taf. 3). Die Propfen, die an die Schieberkammer anschließen, sind in Stampfbeton hergestellt unter nachträglichem Einpressen von Zementmilch. Wie die Erfahrung zeigt, sind sie vollständig dicht. Das dritte Rohr war für den späteren Raumzachsenschluß gedacht, dient aber jetzt zunächst nur als Zugang zum Stollen, da die Raumzachs in das Sperrenbecken selbst eingeführt wurde. Die Kugelschieber sind von Baurat Treiber im „Maschinenbau“ Heft 14, Jahrgang 1925 eingehend beschrieben. Doppelt wirkende Abschlußventile gestatten die Be- und Entlüftung des Stollens. Der rechteckige Schacht, der von Straßenhöhe (670,00) auf Schieberkammerboden (620,75) herabgeführt, dient zum Befördern der schweren Schieberteile. Im Ueberbau und in der Schieberkammer befindet sich je ein Laufkran mit 10 t Tragkraft.

Das Wasserschloß, dessen Boden auf 618,00 liegt, ist als kreisrunder Schacht ausgeführt mit einem Durchmesser der unteren Kammer von 13,00 m, des Steigschachtes von 10 m und der oberen Kammer von 17 m (Abb. 2, Taf. 3). In der Berechnung ist Entlastung von 0 auf 100 v H und eine Belastung von 0 auf 50 v H vorausgesetzt. Der große Durchmesser des Steigschachtes ist in dem Bestreben

begründet, die Beanspruchung des Druckstollens möglichst in ihrer Wirkung zu dämpfen. Das Wasserschloß hat nur teilweise Eisenarmierung; oben ist eine senkrecht bewegliche Bühne eingebaut, so daß das Wasserschloß befahrbar ist. Der Uebergang des Stollens vom Wasserschloß nach dem Drosselklappenhaus ist aus Abb. 2, Taf. 3 ersichtlich und bedarf keiner näheren Erläuterung. Die im Beton verlegten Rohre sind im Anschluß an die Drosselklappe so weit in das Gebirge hineingeführt, als die Felsbeschaffenheit dies verlangt.

Der Stollen hat sich in seiner Ausführungsart gut bewährt. Statische Risse sind bei der letzten Begehung nach etwa zweijährigem Betrieb nirgends beobachtet worden. Der Stollen war dabei schon mit dem höchsten Druck beansprucht worden, indem nach Schließen der Kugelschieber auf der Talsperrenseite der Stollen bis Höhe 673,00 vollgepumpt und mehrfach in den Grenzen entlastet wurde, die im Betriebe zu erwarten sind. Dabei war es auch möglich, die Wasserverluste im Stollen festzustellen, indem im Wasserschloß in der Ruhelage bei Nacht Pegelablesungen vorgenommen wurden. Nicht ganz streng waren dabei die Verluste zu fassen, die an den Kugelschiebern nach der Sperre hin eintraten. Die Versuche zeigten aber, daß die Maximalverluste im Stollen unter 1 ltr/sek liegen müssen. Damit scheint erwiesen, daß es bei reinem Stampfbeton gelingt, bei gutem Gebirge und gutem Hinterpressen des Betons Risse auch bei hohem Wasserdruck zu vermeiden.

Die Bauverwaltung hat sich erst nach langen Untersuchungen dazu entschlossen, die einfache Betonausführung, gegebenenfalls unter Verstärkung durch einen Eisentorkretmantel zu wählen. In der Zeit der Bearbeitung des endgültigen Entwurfs und der Ausschreibung stand man noch stark unter dem Eindruck, den die schlechten Er-

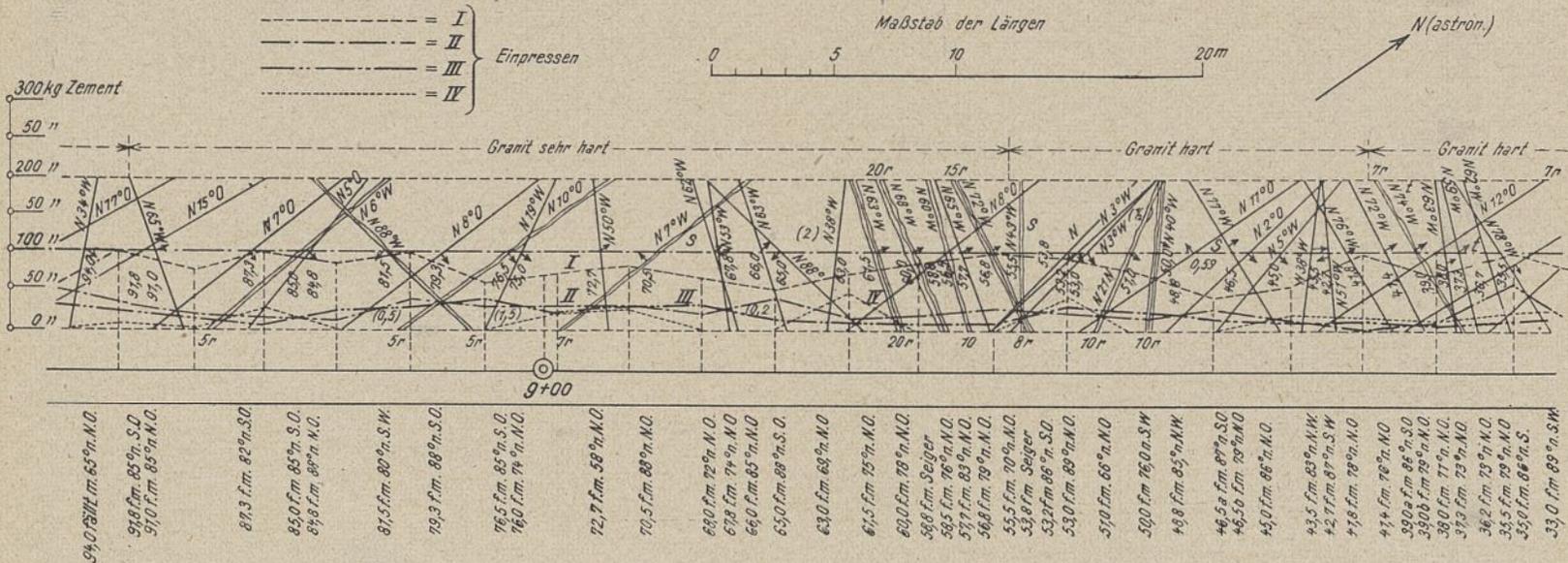


Abb. 20. Felsklüfte mit Kurven der Einpressungen.



Abb. 21. Rohrbahn mit Krafthaus.

fahrungen beim Ritomstollen hervorgerufen hatten (Gutachten der Herren Rothpletz, Rohn und Büchi vom 20. September 1920). Die

Versuche im Amsteger Stollen hatten eine gewisse elastische Nachgiebigkeit auch bei gutem Granit erwiesen, so daß es scheinen wollte, als ob tatsächlich nur bei Verwendung eines elastischen Dichtungsmittels eine sichere Dichtung zu erreichen sein werde, zumal im Schwarzenbachstollen mit einem Höchstdruck bis etwa 6 Atm. gerechnet werden mußte. Diese Erwägungen haben zunächst dazu geführt, eine von der Firma Siemens-Bauunion vorgeschlagene Asphalt-pappedichtung für die Ausführung vorzusehen. Die Versuche, die die Firma selbst hierüber ausgeführt hat (vergl. Walch, „Bauingenieur“ Heft 4, Jahrg. 1925, wo auch nähere Angaben über die Art der Dichtung gemacht sind), sowie die Schwierigkeit, den inneren Mantel, der die Pappe stützen sollte, in einer befriedigenden Ausführung herzustellen, schließlich auch die Tatsache, daß die elastische Zwischenlage zwischen Beton und Eisentörkret, die zudem, um ein Auseinanderziehen der Pappe zu verhindern, gegen den Törkret isoliert werden mußte, bei dem ständig wechselnden Innendruck technisch nicht unbedenklich schien, führten aber schließlich doch dazu, vom Einlegen der Pappe abzusehen und einen Betonmantel mit Zementeinpresseung zu wählen. Besprechungen mit Schweizer Ingenieuren bestätigen den Eindruck, daß beim Ritomstollen die Verhältnisse doch wesentlich anders lagen als bei Granitstollen, also auch nicht verallgemeinert werden durften. Interessant sind in diesem Zusammenhang auch die Ausführungen, die Dr. Dörr im „Bauingenieur“ 1925, Heft 23, macht. Den Schlußfolgerungen, unter Umständen den Druckstollen lieber durch lose Massen zu führen, wird man aber nicht beitreten können. Man soll den Stollen möglichst vom Hang weglegen in standfestes Gebirge, sonst wachsen bei nötig werdender Auszimmerung die Ausführungskosten rasch und stark an und die Dichtung wird schwierig. Bei Granit und ähnlichem Gestein wird man durch nachträgliches Einpressen von flüssigem Mörtel eine Ausführungsart erzielen, die den statischen Beanspruchungen gewachsen ist. Das Einpressen wurde dabei aus dem Vertrage herausgenommen, da die Kosten von vornherein kaum zu kalkulieren waren. Die Arbeit wurde durch die Bauverwaltung ausgeführt, wobei die Firma Geräte, Leute usw. stellte. Die Einpressung wurde z. T. dreimal, an manchen Stellen viermal wiederholt, wobei stets wieder neu angebohrt wurde. Ein Abklopfen der Stollenwandung zeigt bei einiger Uebung leicht die hohlen Stellen an. Selten ist es gelungen, unterhalb der Stollenachse Mörtel einzupressen. Der Scheitel des Gewölbes zeigt fast durchweg Hohlräume und zwar bis 3 mm Stärke. Bei der Notwendigkeit des horizontalen Stampfens im Scheitel werden sich Zwischenräume nie ganz vermeiden lassen. Sie müssen natürlich nachträglich ausgefüllt werden, wobei unter hohem Druck künstliche Spannungen erzeugt werden. Nach dem Einpressen herausgespitzte Probestücke ließen deutlich das eingepreßte Material erkennen, das an Beton und Fels so gut haftete, daß von letzterem z. T. Stücke weggeschlagen werden mußten, da sonst ein Lösen nicht gelang. Das eingepreßte Material sucht und findet seinen Weg auch in die zwischen Fels und Beton verlegten Entwässerungsröhrchen, die nötig sind, um das Wasser beim Betonieren unschädlich abzuleiten. Man mußte bei solchen Stellen mit dem Einpressen einige Tage aussetzen, bis sich das eingepreßte Material erhärtet hatte, dann gelang das weitere Einpressen immer. Der Zementverbrauch ist dabei allerdings recht hoch, da auch der

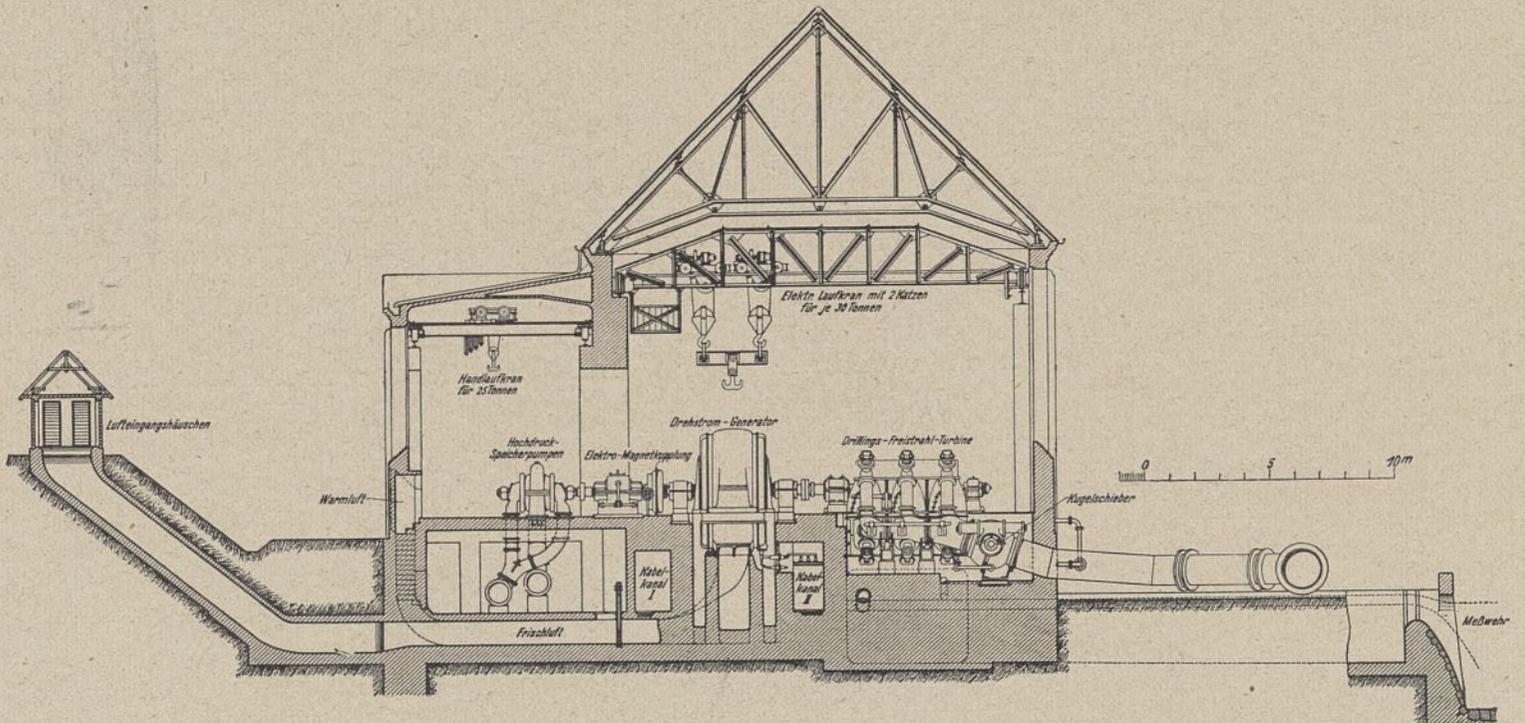


Abb. 22. Querschnitt durch das Krafthaus.

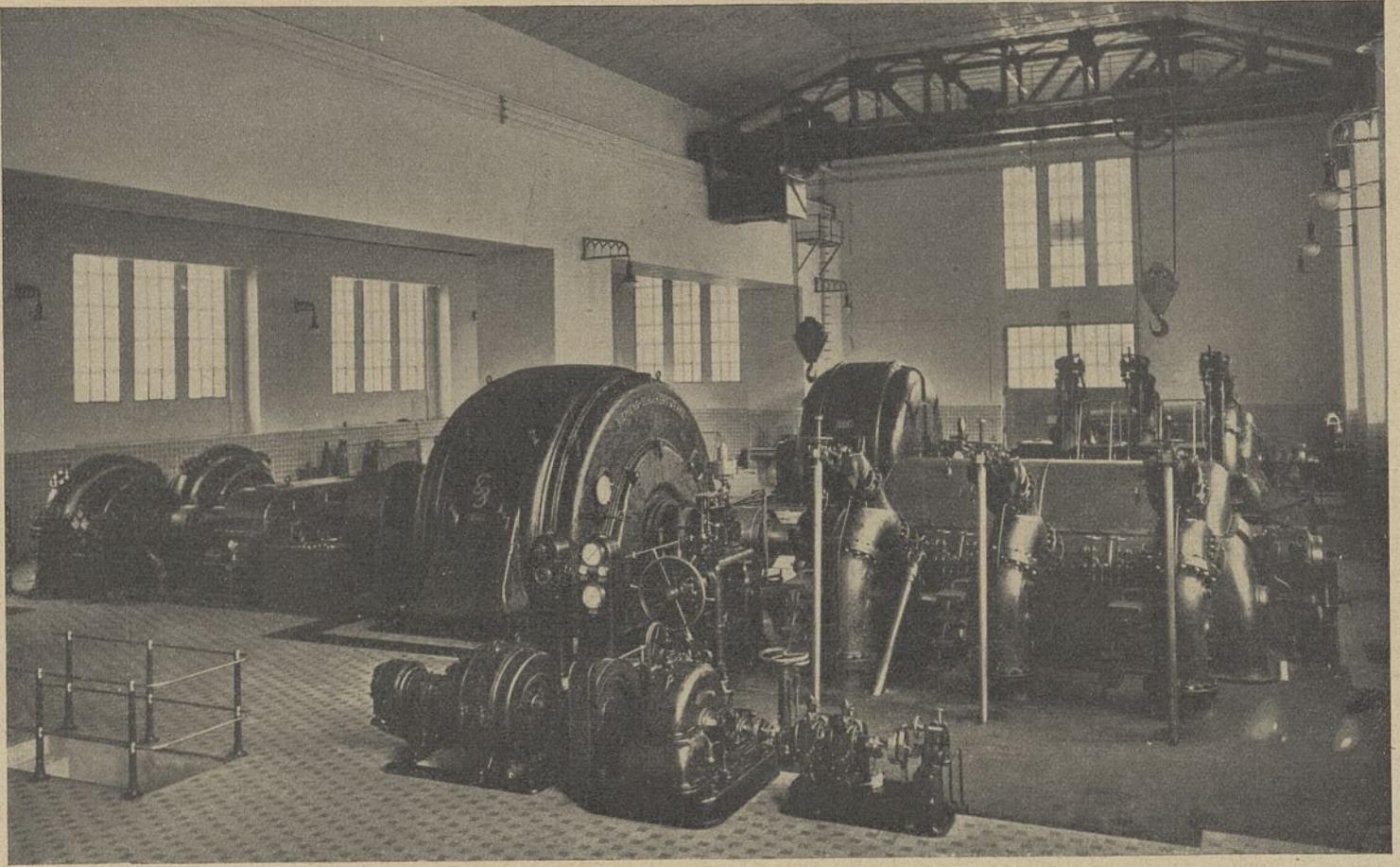


Abb. 23. Krafthaus, Maschinenraum.

Beton selbst noch eine gewisse Verfettung durch Einpressen von Zementmilch erhält. Es wurden im Schwarzenbachstollen genaue Aufzeichnungen darüber gemacht, wobei die Mengen für jede Einzelpressung festgestellt wurden. Ebenso wurde das Fallen und Streichen sämtlicher Felsspalten festgelegt, um auch nachträglich jederzeit ein gutes Bild über den Felsbefund an einer beliebigen Stelle zu haben. Abb. 20 zeigt einen Ausschnitt aus diesen Aufnahmen an einer willkürlich gewählten Stollenstelle. Beim ersten Einpressen ist es vorgekommen, daß der Mörtel an Löchern im Scheitel herausgequollen ist, die bis zu 12 m von der Einpreßstelle

entfernt lagen. Die Oeffnungen für das erste Einpressen waren durch Einlegen von Dränrohren ($d = 5$ cm) geschaffen worden. Beim ersten Einpressen war Vorsicht insofern auch nötig, als dabei bei hohem Druck an einzelnen Stellen Platten aus dem Beton herausgesprengt wurden. Man ist daraufhin beim ersten Pressen nicht mehr über 2 Atm. hinausgegangen und hat erst später 5 und 6 Atm. angewendet. Dem Beton sollte jedenfalls bis zum Einpressen genügend Zeit zum Erhärten gelassen werden. Die Mantelstärke darf auch nicht zu schwach gewählt werden. Große Bedeutung wird auch der Arbeitsweise bei Herstellung des Betonmantels beizu-

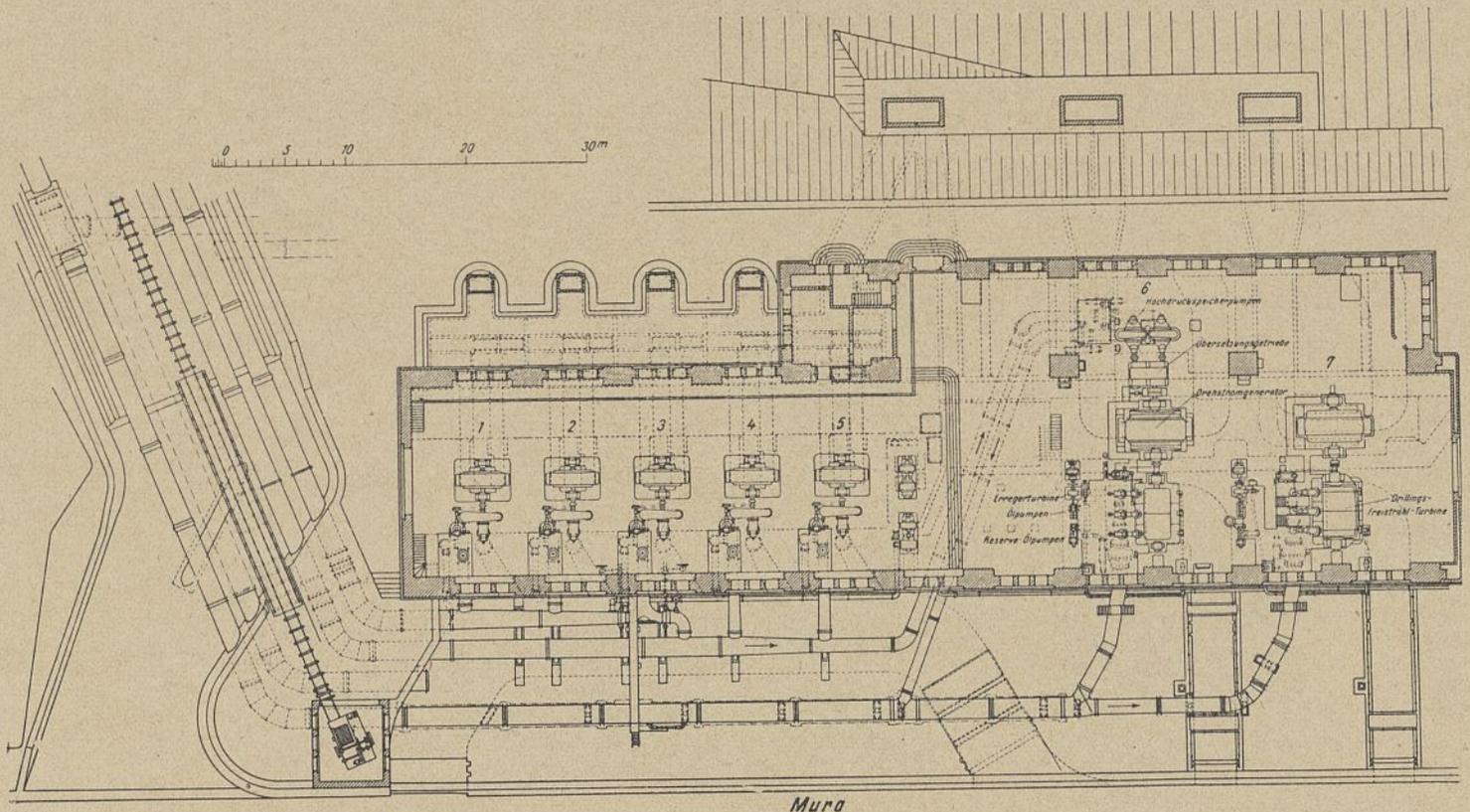


Abb. 24. Krafthaus, Grundriß.



Abb. 25. Murgwerk und Forbach.

messen sein. Beim Schwarzenbachstollen waren schon vertraglich horizontale Arbeitsfugen ausgeschlossen. Die Ringe mußten also stets in einem Zuge betoniert werden, auch wenn dabei am Wochenende noch längere Sonntagsarbeit nötig wurde. Von dieser Betonierungsweise und von der Art des Hinterpressens von Mörtel hängt nach unserer Ansicht bei widerstandsfähigem Fels das Gelingen des Druckstollens ab.

Die Herstellung des Schachtwasserschlosses hat insofern zu Schwierigkeiten geführt, als gerade im Steigschacht das Gestein schlechter war, als erwartet wurde. Die gemachten Erfahrungen weisen vielleicht doch darauf hin, das Kammerwasserschloß mit nicht zu weitem Steigschacht zu bevorzugen. Die Anordnung von Ueberfallschwellen in der oberen Kammer und von Saugschwellen in der unteren Kammer (vgl. Kammüller „Der Bauingenieur“ Jahrgang 1926, Heft 47) ermöglichen Raumersparnis. Gegenüber diesen Vorteilen wird der Ingenieur, der die Verantwortung für den Druckstollen trägt, doch auch die Nachteile in Rechnung stellen, die bei der Raumersparnis darin liegen, daß man in den extremen Spiegel-lagen die auftretenden Beanspruchungen zeitlich künstlich verkürzt. Der Druckstollen selbst verlangt ein Dämpfen der Kräftesteigerung und Kräfteverminderung. Wie weit man genau gehen soll, ist theoretisch nicht faßbar. In der Praxis wird man bei hohen Drücken im Stollen gewisse Sicherheiten, die in der geldlichen Auswirkung im Verhältnis zu den Gesamtkosten kaum ins Gewicht fallen, doch als recht wertvoll begrüßen.

Druckrohrbahn.

Die wirkliche Länge der Druckrohrbahn vom Drosselklappenhaus bis zum Windenhaus auf dem untersten Verankerungsklotz beträgt 790 m; das größte Gefälle beträgt 64 vH, der Höhenunterschied 313 m. Das Planum wurde für zwei Rohrstränge geschaffen, von denen zunächst nur einer verlegt wurde. In den Verankerungsklotzen unter Brücken und bei dem Windenhaus wurden sofort beide Rohre verlegt (Abb. 21). Die aus Siemens-Martin-Flußstahl hergestellten Rohre sind in der Längsrichtung nietlos geschweißt und in Längen von 8 m geliefert, die jeweils auf einem Sockel aufgelagert sind. Die Einzelrohre sind vernietet und haben von oben nach

unten einen Durchmesser von 2,00, 1,80, 1,60 m und Wandstärken von 12—37 mm. Die Verankerungsklotze sind in der üblichen Art berechnet und ausgeführt. Unterhalb der Verankerungsklotze sind in den Rohren die Ausdehnungsmuffen angeordnet. Im Drosselklappenhaus sind automatische Klappen, die bei Rohrbrüchen in Tätigkeit treten, eingebaut. Die schon beim ersten Ausbau gebaute Seilbahn wurde bis zum oberen Klappenhaus verlängert. Die Brücken über die Rohrbahn sind z. T. als Bogenbrücken in Stampfbeton, z. T. als Eisenbetonbrücken ausgeführt (Abb. 21).

Kraithaus.

Grundriß und Querschnitt des Kraithauses sind in den Abb. 24 und 22 dargestellt, während Abb. 25 eine Gesamtübersicht über Kraithaus, Schalthaus, Ausgleichbecken und Niederdruckwerk gibt.

Es sind zwei Peltonturbinen mit je drei Becherwerken und je sechs Düsen aufgestellt, die zusammen 40 000 kW leisten (Abb. 23). Mit dem einen Aggregat ist eine Speicherpumpe mit 2,2 cbm/sek Speicherleistungen verbunden. Durch die magnetische Kuppelung ist es möglich, die Pumpe während des Betriebes einzuschalten. Der Generator wirkt dann als Motor, und die Turbine läuft leer mit. Zwischen Kupplungsscheibe und der zweistufigen Pumpe liegt eine Räderübersetzung, die die Tourenzahl des Generators von 500 Umdrehungen in der Minute auf 1000 Umdrehungen der Pumpe erhöht. Die Pumpe ist an die Druckrohrleitung der Murgstufe angeschlossen und drückt dieses Wasser mit einem Druck von rd. 150 m in die Schwarzenbachstufe mit einem Druck von rd. 350 m. Die Unterwasserkanäle sind durch Stahlbeton geschützt, der sich gut bewährt hat. Am Auslauf der Unterwasserkanäle in das Ausgleichbecken ist eine Meßschwelle eingeschaltet, deren Eichung mit Hilfe der oben schon erwähnten Wasserschloßabsenkungen (bei geschlossenen Schiebern im Schwarzenbachtal) möglich war. Die Luftkanäle zur Kühlung der Generatoren mußten im Unterwasser verlegt werden. Bei starker Kälte findet nun im Winter ein sehr rascher Temperaturwechsel in den Kanälen statt, der auch bei kurzen Kanälen trotz Bewehrung zu Rissen im Beton und Glattstrich geführt hat. Durch Anordnung von Dehnungsfugen usw. kann diesem Uebelstande von vornherein leicht vorgebeugt werden. (Schluß folgt.)

Erweiterte Theorie für die Berechnung von Schleusenböden und ähnlichen Gründungskörpern.

Von Dr.-Ing. A. Freund in Schwedt a. O.

Alle Rechte vorbehalten.

(Schluß von Seite 88.)

II. Teil. Theorie der unterhöhlten Gründungssohlen auf elastischer Unterlage.

2. Zusammenstellung der Formeln für den „endlichen“, den „langen“ und den „starrten“ Stab auf ununterbrochener elastischer Unterlage.

Vorbemerkung. Die folgenden, teilweise schon in früheren Aufsätzen aufgeführten Formeln dienen als Grundlage zu den späteren Formeln für den unterhöhlten Stab.

Nach den Beziehungen der Gruppe 1) lassen sich in allen vorkommenden Anwendungsfällen die Ausdrücke für p , $tg\psi$, M und T leicht ableiten. Die Wiedergabe der Formeln beschränkt sich daher auf diejenigen für y (Senkungen).

Der Einfachheit halber sind alle metrischen Längen x , a , l usw. gleich durch die ihnen entsprechenden absoluten Zahlen $\varphi = x \cdot m$, $\alpha = a \cdot m$, $\lambda = l \cdot m$ usw. ersetzt.

A) Endlicher Stab.

1. Belastungsfall: Einzellast P in beliebiger Stellung.

Voraussetzung a: Die Abszissen x zählen von der Stabmitte aus (Abb. 38).

$$18) \left\{ \begin{array}{l} \text{Rechts von der Last (Strecke } CB): \\ y = P \cdot \frac{m}{2E_0b} \cdot (A \cdot \mathcal{C}_\varphi + B \cdot \mathcal{C}'_\varphi + D \cdot \mathcal{C}''_\varphi + E \cdot \mathcal{C}'''_\varphi) \\ \text{Links von der Last (Strecke } AC): \\ y_2 = y_1 - P \cdot \frac{m}{E_0b} \cdot \mathcal{C}'_{\varphi-\alpha} \end{array} \right.$$

$$19) \left\{ \begin{array}{l} A = u \cdot \mathcal{C}_\alpha - \mathcal{C}'_\alpha - \frac{1}{2} v \cdot \mathcal{C}''_\alpha \\ B = \mathcal{C}_\alpha + \frac{1}{2} w' \cdot \mathcal{C}'_\alpha - \frac{1}{4} v' \cdot \mathcal{C}'''_\alpha \\ D = -\frac{1}{2} v \cdot \mathcal{C}_\alpha + \frac{1}{4} w \cdot \mathcal{C}''_\alpha + \frac{1}{4} \mathcal{C}'''_\alpha \\ E = -\frac{1}{4} v' \cdot \mathcal{C}'_\alpha - \frac{1}{4} \mathcal{C}''_\alpha + \frac{1}{8} w' \cdot \mathcal{C}'''_\alpha \end{array} \right.$$

Voraussetzung b: Die Abszissen x zählen vom linken Stabende aus (Abb. 39)¹⁷⁾.

¹⁷⁾ Kehrt man in Abb. 39 den Stab spiegelbildlich um, so daß die Abszissen x vom rechten Ende aus zählen, so bleiben die Formeln unverändert; es kehren sich nur die Vorzeichen von $tg\psi$ und T um (vgl. Abb. 37 auf S. 85).

$$20) \left\{ \begin{array}{l} \text{Rechts von der Last (Strecke } CB): \\ y_1 = P \cdot \frac{m}{2E_0b} \cdot (A^* \cdot \mathcal{C}_\varphi + B^* \cdot \mathcal{C}'_\varphi + D^* \cdot \mathcal{C}''_\varphi + E^* \cdot \mathcal{C}'''_\varphi) \\ \text{Links von der Last (Strecke } AC): \\ y_2 = y_1 - P \cdot \frac{m}{E_0b} \cdot \mathcal{C}'_{\beta-\varphi} \end{array} \right.$$

$$21) \left\{ \begin{array}{l} A^* = 4V \cdot \mathcal{C}_\beta + V \cdot \mathcal{C}''_\beta \\ B^* = -2\mathcal{C}_\beta \\ D^* = -\frac{1}{2} \mathcal{C}'_\beta \\ E^* = V \cdot \mathcal{C}_\beta + \frac{1}{2} W \cdot \mathcal{C}''_\beta \end{array} \right.$$

2. Belastungsfall: Einzellast P in Stabmitte (Abb. 40). Abszissennullpunkt in Stabmitte.

$$22) \left\{ \begin{array}{l} \text{Rechte Stabhälfte (Strecke } BC): \\ y_1 = P \cdot \frac{m}{2E_0b} \cdot (u \cdot \mathcal{C}_\varphi + \mathcal{C}'_\varphi - \frac{1}{2} v \cdot \mathcal{C}''_\varphi) \\ \text{Linke Stabhälfte (Strecke } AC): \\ y_2 = P \cdot \frac{m}{2E_0b} (u \cdot \mathcal{C}_\varphi - \mathcal{C}'_\varphi - \frac{1}{2} v \cdot \mathcal{C}''_\varphi) \end{array} \right.$$

Auf der rechten Seite BC sind die φ mit negativem, auf der linken AC mit positivem Vorzeichen einzusetzen. Die beiden Zweige der y -Kurve sind daher spiegelbildlich gleich.

Sonderwerte:

Für $\varphi = 0$ (Stabmitte) wird $y_1 = y_2 = P \cdot \frac{m}{2E_0b} \cdot u$
 „ $\varphi = \pm\lambda$ (Stabende) „ $y_1 = y_2 = P \cdot \frac{m}{2E_0b} \cdot \frac{4\mathcal{C}_\lambda}{n}$

3. Belastungsfall: Einzellast P am linken Stabende (Abb. 41).

a) Abszissennullpunkt am linken Stabende.

$$23) \quad y = P \cdot \frac{m}{2E_0b} (4U \cdot \mathcal{C}_\varphi - 2\mathcal{C}'_\varphi + V \cdot \mathcal{C}''_\varphi)$$

b) Abszissennullpunkt am rechten Stabende.

$$24) \quad y = P \cdot \frac{m}{2E_0b} \cdot \left(4 \frac{\mathcal{C}'_{2\lambda}}{N} \cdot \mathcal{C}_\varphi + \frac{\mathcal{C}''_{2\lambda}}{N} \cdot \mathcal{C}''_\varphi \right)$$

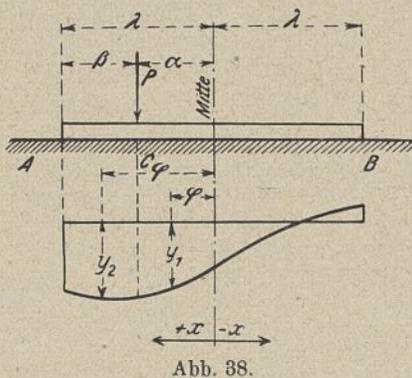


Abb. 38.

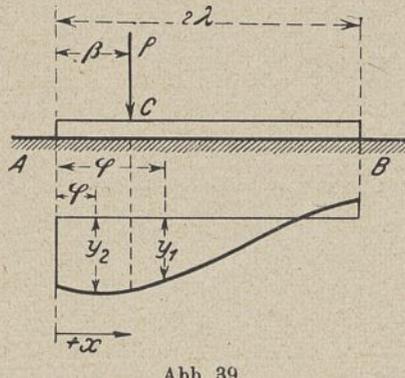


Abb. 39.

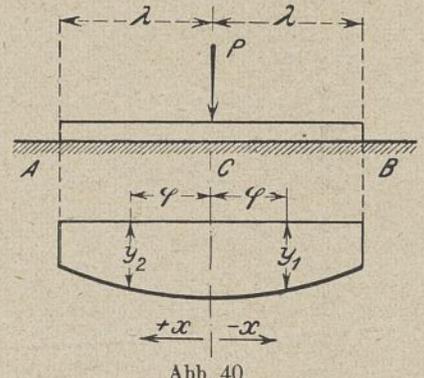


Abb. 40.

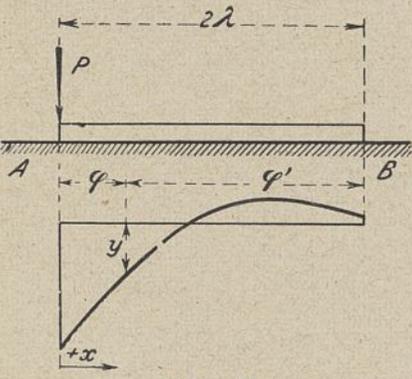


Abb. 41.

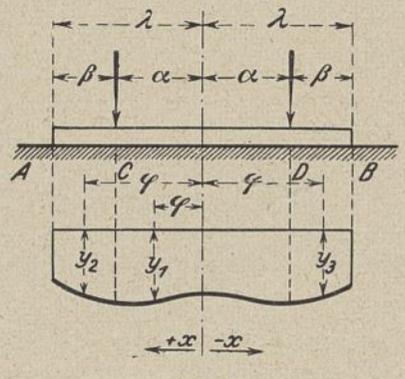


Abb. 42.

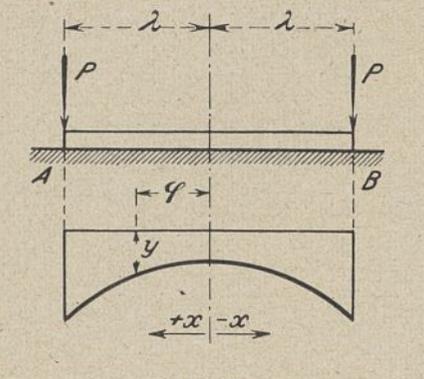


Abb. 43.

Sonderwerte:

Für $\varphi = 0$ (unter der Last) wird $y = P \cdot \frac{2m}{E_0 b} \cdot U$
 „ $\varphi = \lambda$ (Stabmitte) „ $y = P \cdot \frac{2m}{E_0 b} \cdot \frac{\zeta_\lambda}{n}$
 „ $\varphi = 2\lambda$ (freies Ende) „ $y = P \cdot \frac{2m}{E_0 b} \cdot \frac{\zeta_{2\lambda}}{N}$

4. Belastungsfall: Zwei gleich große Einzel-lasten P symmetrisch zur Mitte (Abb. 42).

Abszissennullpunkt in Stabmitte.

25)
$$\begin{cases} \text{Mittelstrecke (CD):} & y_1 = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (A \cdot \zeta_\varphi + D \cdot \zeta''_\varphi) \\ \text{Linke Endstrecke (AC):} & y_2 = y_1 - P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \zeta'_{\varphi-\alpha} \\ \text{Rechte Endstrecke (DB):} & y_3 = y_1 + P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \zeta'_{\varphi+\alpha} \end{cases}$$

Wegen der Vorzeichen der φ vgl. den 2. Belastungsfall. Querschnittsfestwerte A und D wie in Gruppe 19.

5. Belastungsfall: Zwei gleich große End-lasten P (Abb. 43).

Abszissennullpunkt in Stabmitte.

26)
$$y = P \cdot \frac{m}{E_0 b} \left(4 \frac{\zeta_\lambda}{n} \cdot \zeta_\varphi + \frac{\zeta''_\lambda}{n} \cdot \zeta''_\varphi \right), \text{ mit } n = \zeta \sin 2\lambda + \sin 2\lambda$$

Sonderwerte:

Für $\varphi = 0$ (Stabmitte) wird $y = P \cdot \frac{4m}{E_0 b} \cdot \frac{\zeta_\lambda}{n}$
 „ $\varphi = \lambda$ (Stabende) „ $y = P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot (u - w)$

$$= P \cdot \frac{2m}{E_0 b} \cdot \frac{\zeta \cos 2\lambda + \cos 2\lambda}{\zeta \sin 2\lambda + \sin 2\lambda}$$

6. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g in beliebiger Stellung.

Vorbemerkung: Die Formeln werden für die „Grundstellung“, einer vom linken Ende ($\varphi = 0$) bis zur Abszisse $\varphi = \alpha$ reichenden Belastung, angegeben (Abb. 44). Eine beliebige Belastung zwischen den Abszissen α_2 und α_1 (Abb. 45) ist bei Anwendung der Formeln zu ersetzen durch zwei Lasten in „Grundstellung“, nämlich eine positive von 0 bis α_2 und eine negative von 0 bis α_1 .

Voraussetzung a: Abszissennullpunkt in Stabmitte (Abb. 44).

27)
$$\begin{cases} \text{Unbelastete Strecke (CB):} \\ y_1 = g \cdot \frac{1}{2E_0} (A \cdot \zeta_\varphi + B \cdot \zeta'_\varphi + D \cdot \zeta''_\varphi + E \cdot \zeta'''_\varphi) \\ \text{Belastete Strecke (AC):} \\ y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \zeta_{\varphi-\alpha}) \end{cases}$$

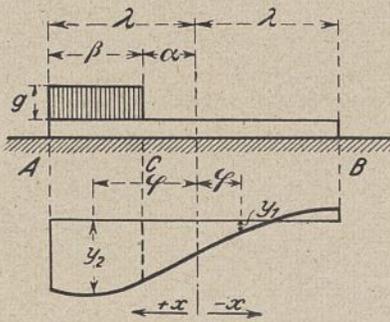


Abb. 44.

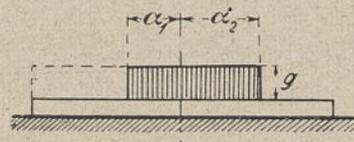


Abb. 45.

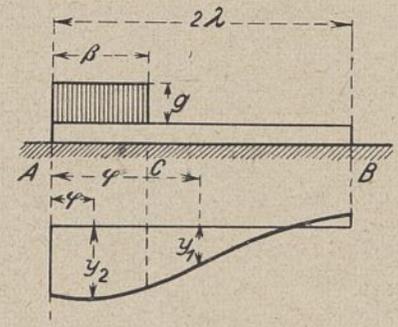


Abb. 46.

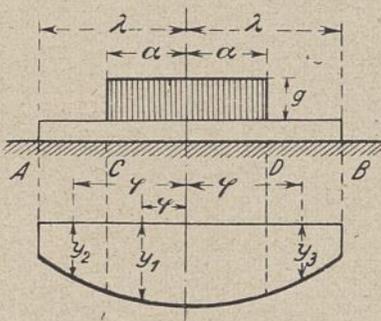


Abb. 47.

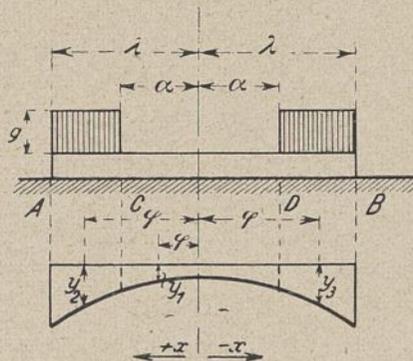


Abb. 48.

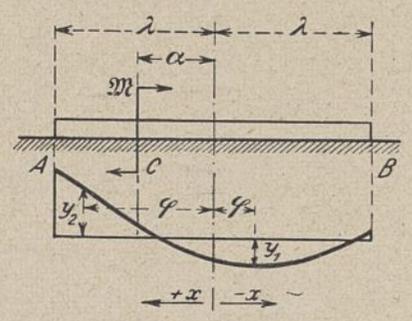


Abb. 49.

28)
$$\begin{cases} A = \zeta_\alpha + \frac{1}{2} v \cdot \zeta'_\alpha + \frac{1}{4} u \cdot \zeta''_\alpha \\ B = -\frac{1}{2} w' \cdot \zeta_\alpha + \frac{1}{4} v' \cdot \zeta'_\alpha + \frac{1}{4} \zeta''_\alpha \\ D = -\frac{1}{4} w \cdot \zeta'_\alpha - \frac{1}{4} \zeta''_\alpha - \frac{1}{8} v \cdot \zeta'''_\alpha \\ E = \frac{1}{4} v' \cdot \zeta'_\alpha + \frac{1}{4} \zeta''_\alpha - \frac{1}{8} u' \cdot \zeta'''_\alpha \end{cases}$$

Voraussetzung b: Abszissennullpunkt am linken Stabende (Abb. 46).

29)
$$\begin{cases} \text{Unbelastete Strecke (CB):} \\ y_1 = g \cdot \frac{2}{2E_0} \cdot (A^* \cdot \zeta_\varphi + B^* \cdot \zeta'_\varphi + D^* \cdot \zeta''_\varphi + E^* \cdot \zeta'''_\varphi) \\ \text{Belastete Strecke (AC):} \\ y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \zeta_{\beta-\varphi}) \end{cases}$$

30)
$$\begin{cases} A^* = V \cdot \zeta''_\beta - U \cdot \zeta'''_\beta & D^* = -\frac{1}{2} \zeta'''_\beta \\ B^* = \frac{1}{2} \zeta''_\beta & E^* = \frac{1}{2} W \cdot \zeta'_\beta - \frac{1}{4} V \cdot \zeta'''_\beta \end{cases}$$

7. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g symmetrisch zur Stabmitte (Abb. 47).

Abszissennullpunkt in Stabmitte.

Setzt man $y^* = g \cdot \frac{1}{E_0} (A \cdot \zeta_\varphi + D \cdot \zeta''_\varphi)$, so wird für:

31)
$$\begin{cases} \text{Belastete Mittelstrecke (CD):} & y_1 = g \cdot \frac{1}{E_0} - y^* \\ \text{Unbelastete linke Endstrecke (AC):} & y_2 = g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \zeta_{\varphi-\alpha} - y^* \\ \text{„ rechte „ (DB):} & y_3 = g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \zeta_{\varphi+\alpha} - y^* \end{cases}$$

Querschnittsfestwerte A und D wie in Gruppe 28.

8. Belastungsfall: Symmetrische Streckenbelastungen an den Stabenden (Ergänzungsbelastung zum 7. Belastungsfall) [Abb. 48].

Abszissennullpunkt in Stabmitte.

32)
$$\begin{cases} \text{Unbelastete Mittelstrecke (CD):} \\ y_1 = y^* = g \cdot \frac{1}{E_0} (A \cdot \zeta_\varphi + D \cdot \zeta''_\varphi) \\ \text{Belastete linke Endstrecke (AC):} \\ y_2 = g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \zeta_{\varphi-\alpha}) + y^* \\ \text{Belastete rechte Endstrecke (DB):} \\ y_3 = g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \zeta_{\varphi+\alpha}) + y^* \end{cases}$$

Querschnittsfestwerte A und D wie in Gruppe 28.

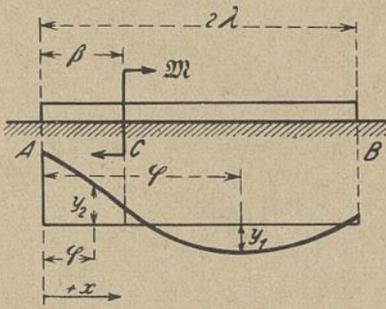


Abb. 50.

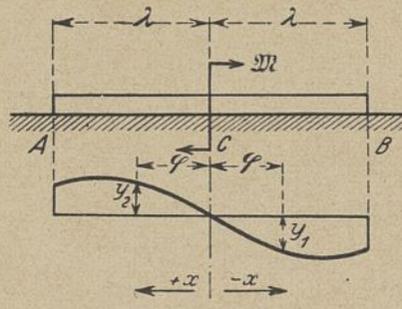


Abb. 51.

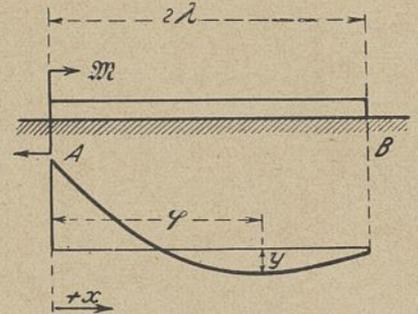


Abb. 52.

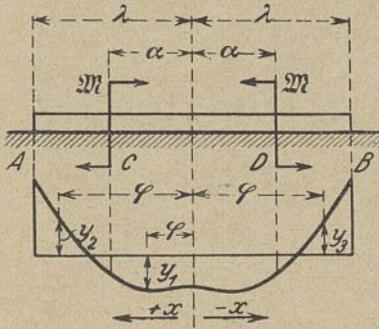


Abb. 53.

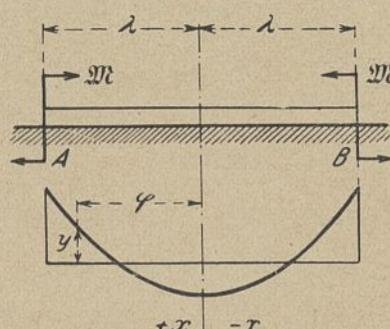


Abb. 54.

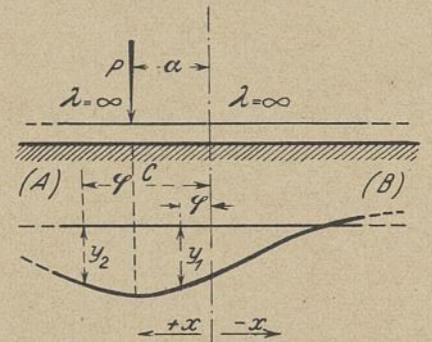


Abb. 55.

9. Belastungsfall: Ein Drehmoment \mathfrak{M} an beliebiger Stelle angreifend.

Vorbemerkung: Ein im Drehsinn des Uhrzeigers wirkendes Moment soll positiv sein.

Voraussetzung a: Abszissennullpunkt in Stabmitte (Abb. 49).

$$33) \begin{cases} \text{Rechts vom Angriffspunkt (CB):} \\ y_1 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (A \cdot \mathfrak{C}_\varphi + B \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + D \cdot \mathfrak{C}''_\varphi + E \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi) \\ \text{Links vom Angriffspunkt (AC):} \\ y_2 = y_1 - \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}''_{\varphi-\alpha} \end{cases}$$

$$34) \begin{cases} A = -\frac{1}{2} u \cdot \mathfrak{C}'_\alpha + \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_\alpha + \frac{1}{4} v \cdot \mathfrak{C}'''_\alpha \\ B = -\frac{1}{2} v' \cdot \mathfrak{C}'_\alpha - \frac{1}{2} \mathfrak{C}'_\alpha - \frac{1}{4} w' \cdot \mathfrak{C}''_\alpha \\ D = \frac{1}{2} \mathfrak{C}_\alpha + \frac{1}{4} v \cdot \mathfrak{C}'_\alpha - \frac{1}{8} w \cdot \mathfrak{C}''_\alpha \\ E = \frac{1}{4} u' \cdot \mathfrak{C}_\alpha + \frac{1}{8} v' \cdot \mathfrak{C}'_\alpha + \frac{1}{8} \mathfrak{C}'''_\alpha \end{cases}$$

Voraussetzung b: Abszissennullpunkt am linken Stabende (Abb. 50).

$$35) \begin{cases} \text{Rechts vom Angriffspunkt (BC):} \\ y_1 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (A^* \cdot \mathfrak{C}_\varphi + B^* \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + D^* \cdot \mathfrak{C}''_\varphi + E^* \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi) \\ \text{Links vom Angriffspunkt (AC):} \\ y_2 = y_1 - \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}''_{\varphi-\beta} \end{cases}$$

$$36) \begin{cases} A^* = -2V \cdot \mathfrak{C}_\beta + 2U \cdot \mathfrak{C}'_\beta \\ B^* = -\mathfrak{C}'_\beta \quad D^* = \mathfrak{C}_\beta \\ E^* = -W \cdot \mathfrak{C}_\beta + \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{C}'_\beta \end{cases}$$

Andere Schreibweise für die Gruppen 35) und 36):

$$35a) \begin{cases} \text{Strecke AC: } y_2 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (A^{**} \cdot \mathfrak{C}_\varphi + E^{**} \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi) \\ \text{Strecke BC: } y_1 = y_2 + \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}''_{\varphi-\beta} \end{cases}$$

$$36a) \begin{cases} A^{**} = -2V \cdot \mathfrak{C}_\beta + 2U \cdot \mathfrak{C}'_\beta - \mathfrak{C}''_\beta \\ E^{**} = -W \cdot \mathfrak{C}_\beta + \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{C}'_\beta - \frac{1}{4} \mathfrak{C}'''_\beta \end{cases}$$

In entsprechender Weise ließen sich auch die früheren Gruppen 20 und 21 sowie 29 und 30 umformen. Statt $\frac{m^2}{E_0 b}$ kann man $\frac{1}{4m^2 \cdot EJ}$ setzen.

10. Belastungsfall: Drehmoment \mathfrak{M} in Stabmitte (Abb. 51).

Abszissennullpunkt in Stabmitte.

$$37) \begin{cases} \text{Rechte Hälfte (CB): } y_1 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (-v' \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + \mathfrak{C}''_\varphi + \frac{1}{2} u' \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi) \\ \text{Linke Hälfte (AC): } y_2 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (-v' \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + \mathfrak{C}''_\varphi + \frac{1}{2} u' \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi) \end{cases}$$

Bei y_1 ist φ mit negativem Vorzeichen einzusetzen. Die beiden Seiten der y -Kurve sind demnach diametral gleich.

11. Belastungsfall: Drehmoment \mathfrak{M} am linken Stabende (Abb. 52).

Abszissennullpunkt am linken Stabende.

$$38) y = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (-2V \cdot \mathfrak{C}_\varphi + \mathfrak{C}''_\varphi - W \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi)$$

Sonderwerte: Für $\varphi = 0$: $y = -\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot 2V$

„ $\varphi = \lambda$ (Stabmitte): $y = -\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot 2 \cdot \frac{\mathfrak{C}'_\lambda}{n}$

„ $\varphi = \lambda$ (freies Ende): $y = -\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot 4 \cdot \frac{\mathfrak{C}''_{2\lambda}}{N}$

12. Belastungsfall: Zwei gleich große, entgegengesetzt drehende Momente \mathfrak{M} symmetrisch zur Stabmitte (Abb. 53).

Abszissennullpunkt in Stabmitte.

$$39) \begin{cases} \text{Mittelstrecke CD: } y_1 = 2\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (A \cdot \mathfrak{C}_\varphi + D \cdot \mathfrak{C}''_\varphi) \\ \text{Linke Endstrecke AC: } y_2 = y_1 - \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}''_{\varphi-\alpha} \\ \text{Rechte Endstrecke DB: } y_3 = y_1 - \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}''_{\varphi+\alpha} \end{cases}$$

Querschnitts-
werte A und D
wie in Gruppe 34)

13. Belastungsfall: Zwei gleich große, entgegengesetzt drehende Momente \mathfrak{M} an den Stabenden (Abb. 54).

Abszissennullpunkt in Stabmitte.

$$40) y = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \left(-4 \frac{\mathfrak{C}'_\lambda}{n} \cdot \mathfrak{C}_\varphi - \frac{\mathfrak{C}'''_\lambda}{n} \cdot \mathfrak{C}''_\varphi \right)$$

Sonderwert für $\varphi = \lambda$: $y = -2\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \frac{n'}{n}$
 $= -2\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \frac{\mathfrak{C} \sin 2\lambda - \sin 2\lambda}{\mathfrak{C} \sin 2\lambda + \sin 2\lambda}$

B) Langer Stab.

1. Belastungsfall: Einzellast P im mittleren Teile.

Voraussetzung a: Abszissennullpunkt fällt nicht in den Angriffspunkt von P (Abb. 55).

$$41) \begin{cases} \text{Rechts von der Last:} \\ y_1 = P \cdot \frac{m}{2E_0 b} (-\mathfrak{C}'_{\varphi-\alpha} + 2\mathfrak{C}'_{\varphi-\alpha}) = y_2 + P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi-\alpha} \\ \text{Links von der Last:} \\ y_2 = -P \cdot \frac{m}{2E_0 b} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi-\alpha} \end{cases}$$

Voraussetzung b: Abszissennullpunkt fällt mit dem Angriffspunkt von P zusammen (Abb. 56).

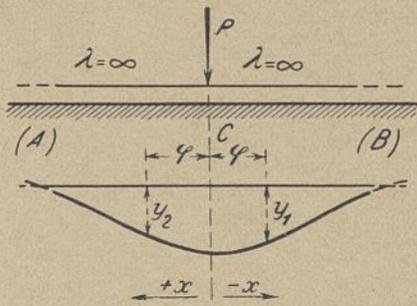


Abb. 56.

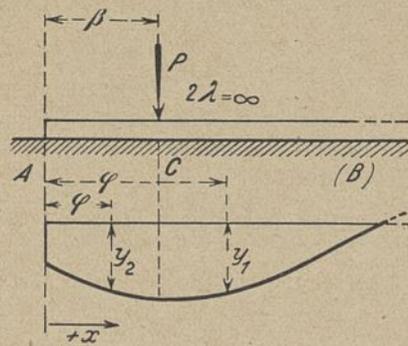


Abb. 57.

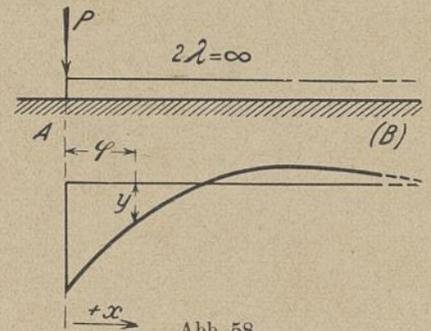


Abb. 58.

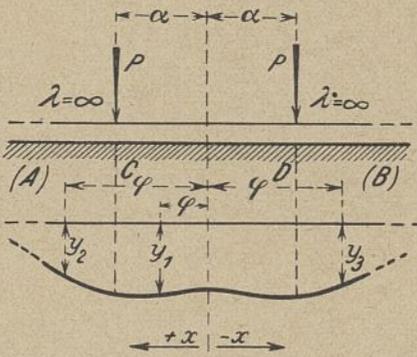


Abb. 59.

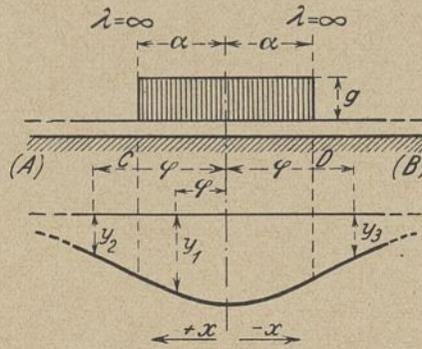


Abb. 60.

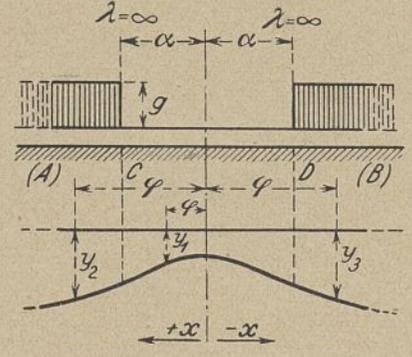


Abb. 61.

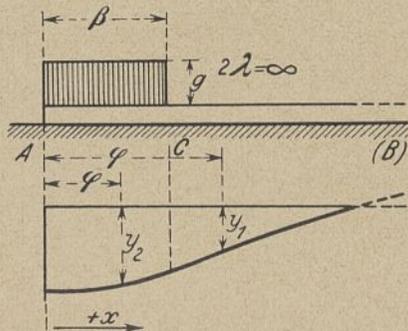


Abb. 62.

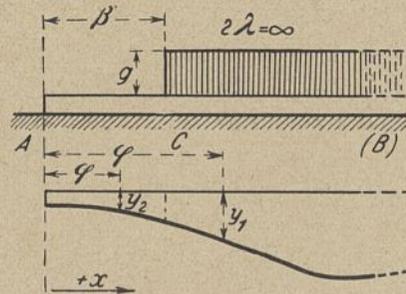


Abb. 63.

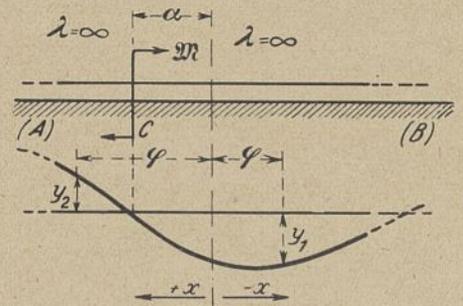


Abb. 64.

$$42) \begin{cases} \text{Rechts von der Last:} \\ y_1 = P \cdot \frac{m}{2E_0 b} (2\mathfrak{C}'_{\varphi} - \mathfrak{C}'_{\varphi}) = y_2 + P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi} \\ \text{Links von der Last:} \\ y_2 = -P \cdot \frac{m}{2E_0 b} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi} \end{cases}$$

Zur Berechnung verwendet man zweckmäßigerweise nur den y_2 -Ast der Senkungskurve, da beim unendlich langen Stab genau, beim langen Stab angenähert jeder Punkt des mittleren Teiles als Stabmitte aufgefaßt werden kann. Die beiden Aeste der Senkungskurve sind daher, soweit sie tatsächlich im mittleren Teile liegen, einander spiegelbildlich gleich. Nach Gruppe 15 ist übereinstimmend mit 42):

$$\mathfrak{C}'_{(-\varphi)} = -\mathfrak{C}'_{\varphi} - \mathfrak{C}'_{\varphi} - \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\varphi} = \mathfrak{C}'_{\varphi} - 2\mathfrak{C}'_{\varphi}$$

2. Belastungsfall: Einzellast P auf der linken Endstrecke (Abb. 57).

Abszissennullpunkt am linken Stabende.

$$43) \begin{cases} \text{Rechts von der Last: } y_1 = P \cdot \frac{m}{2E_0 b} (4\mathfrak{C}_{\beta} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi} + \frac{1}{2} \mathfrak{C}'''_{\beta} \cdot \mathfrak{C}'''_{\varphi}) \\ \text{Links von der Last: } y_2 = y_1 + P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi-\beta} \end{cases}$$

3. Belastungsfall: Einzellast P am linken Stabende (Abb. 58).

Abszissennullpunkt am linken Stabende.

$$44) y = P \cdot \frac{2m}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi}$$

4. Belastungsfall: Zwei gleich große Einzellasten P im mittleren Teile (Abb. 59).

Abszissennullpunkt in der Mitte zwischen den beiden Lasten.

$$45) \begin{cases} \text{Zwischen den Lasten: } y_1 = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (-\mathfrak{C}'_{\alpha} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi} - \frac{1}{4} \mathfrak{C}'''_{\alpha} \cdot \mathfrak{C}'''_{\varphi}) \\ \text{Links von den Lasten: } y_2 = y_1 - P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi-\alpha} \\ \text{Rechts von den Lasten: } y_3 = y_1 + P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi+\alpha} \end{cases}$$

5. Belastungsfall: Gleichmäßige Streckenbelastung g im mittleren Teile (Abb. 60).

Abszissennullpunkt in der Mitte der Laststrecke.

$$46) \begin{cases} \text{Belastete Mittelstrecke:} & \text{Unbelastete Strecke links:} \\ y_1 = g \cdot \frac{1}{E_0} - y^* & y_2 = g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi-\alpha} - y^* \\ \text{Unbelastete Strecke rechts:} & \text{mit} \\ y_3 = +g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi+\alpha} - y^* & y^* = g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot (\mathfrak{C}'_{\alpha} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi} - \mathfrak{C}'_{\frac{1}{4}\alpha} \cdot \mathfrak{C}''_{\varphi}) \end{cases}$$

6. Belastungsfall: Ergänzungsbelastung zum 5. Belastungsfall (Abb. 61).

$$47) \begin{cases} \text{Unbelastete Mittelstrecke: } y_1 = y^* \\ \text{Belastete Strecke links: } y_2 = y^* + g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \mathfrak{C}'_{\varphi-\alpha}) \\ \text{Belastete Strecke rechts: } y_3 = y^* + g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \mathfrak{C}'_{\varphi+\alpha}) \end{cases}$$

Abszissennullpunkt und y^* wie beim vorigen Belastungsfall.

7. Belastungsfall: Gleichmäßige Streckenbelastung g in Grundstellung auf der linken Endstrecke (Abb. 62).

Abszissennullpunkt am linken Stabende.

$$48) \begin{cases} \text{Unbelastete Strecke (rechts): } y_1 = g \cdot \frac{1}{2E_0} (-\mathfrak{C}'''_{\beta} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi} + \frac{1}{2} \mathfrak{C}'''_{\beta} \cdot \mathfrak{C}'''_{\varphi}) \\ \text{Belastete Endstrecke: } y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \mathfrak{C}'_{\beta-\varphi}) \end{cases}$$

8. Belastungsfall: Ergänzungsbelastung zum 7. Belastungsfall (Abb. 63).

Abszissennullpunkt am linken Stabende.

$$49) \begin{cases} \text{Belastete Strecke (rechts): } y_1 = g \cdot \frac{1}{2E_0} (2 + \mathfrak{C}'''_{\beta} \cdot \mathfrak{C}'_{\varphi} - \frac{1}{2} \mathfrak{C}'_{\beta} \cdot \mathfrak{C}'''_{\varphi}) \\ \text{Unbelastete Endstrecke: } y_2 = y_1 - g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \mathfrak{C}'_{\beta-\varphi}) \end{cases}$$

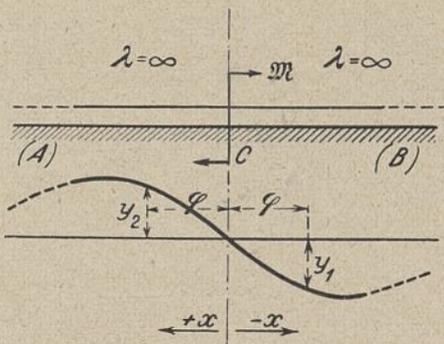


Abb. 65.

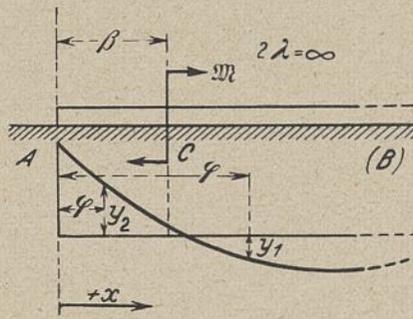


Abb. 66.

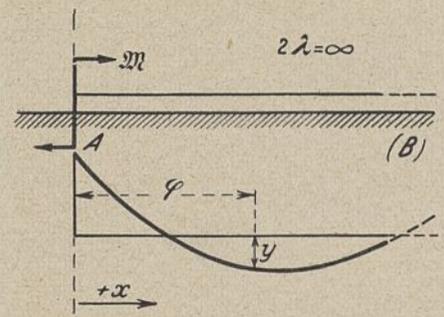


Abb. 67.

9. Belastungsfall: Drehmoment \mathfrak{M} im mittleren Teile.

Voraussetzung a: Abszissennullpunkt fällt nicht in den Angriffspunkt von \mathfrak{M} (Abb. 64).

$$50) \begin{cases} \text{Rechts vom Angriffspunkt:} \\ y_1 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{2E_0 b} (2\mathfrak{C}_{\varphi-\alpha}'' - \mathfrak{C}_{\varphi-\alpha}'') = y_2 + \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi-\alpha}'' \\ \text{Links vom Angriffspunkt:} \\ y_2 = -\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{2E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi-\alpha}'' \end{cases}$$

Voraussetzung b: Abszissennullpunkt fällt mit dem Angriffspunkt von \mathfrak{M} zusammen (Abb. 65).

$$51) \begin{cases} \text{Rechts vom Angriffspunkt:} \\ y_1 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{2E_0 b} (2\mathfrak{C}_{\varphi}'' - \mathfrak{C}_{\varphi}'') = y_2 + \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi}'' \\ \text{Links vom Angriffspunkt:} \\ y_2 = -\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{2E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi}'' \end{cases}$$

Sowohl bei a) wie bei b) empfiehlt es sich, die einfachere Formel für y_2 , in die φ mit positiven Beträgen einzusetzen ist, zur Berechnung zu verwenden und die andere Hälfte der Kurve diametral gleich aufzutragen.

10. Belastungsfall: Drehmoment \mathfrak{M} auf der linken Endstrecke (Abb. 66).

Abszissennullpunkt am linken Stabende.

$$52) \begin{cases} \text{Rechts vom Angriffspunkt: } y_1 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (2\mathfrak{C}_{\beta}' \cdot \mathfrak{C}_{\varphi} - \mathfrak{C}_{\beta} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi}'') \\ \text{Links vom Angriffspunkt: } y_2 = y_1 - \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi-\beta}'' \end{cases}$$

Andere Schreibweise:

$$52a) \begin{cases} \text{Rechts vom Angriffspunkt: } y_1 = y_2 + \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi-\beta}'' \\ \text{Links " " " } y_2 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (2\mathfrak{C}_{\beta}' \cdot \mathfrak{C}_{\varphi} - \mathfrak{C}_{\beta} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi}'') \end{cases}$$

11. Belastungsfall: Drehmoment \mathfrak{M} am linken Stabende (Abb. 67).

Abszissennullpunkt am linken Stabende.

$$53) y = -\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi}''$$

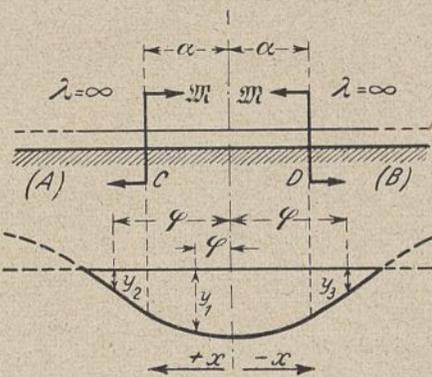


Abb. 68.

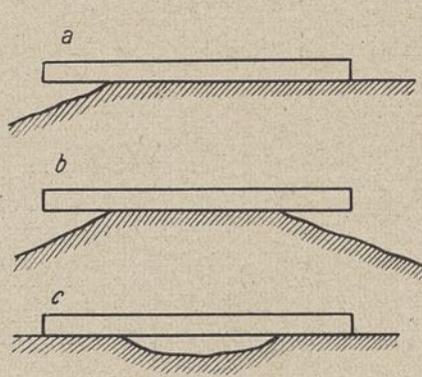


Abb. 69.

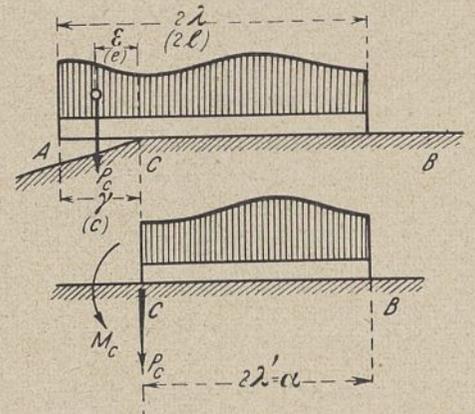


Abb. 70

12. Belastungsfall: Zwei gleich große, entgegengesetzt drehende Momente \mathfrak{M} im mittleren Teile (Abb. 68).

Abszissennullpunkt in der Mitte zwischen den Angriffstellen.

$$54) \begin{cases} \text{Zwischen den Angriffstellen: } y_1 = \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (\mathfrak{C}_{\alpha}'' \cdot \mathfrak{C}_{\varphi} + \mathfrak{C}_{\alpha}' \cdot \mathfrak{C}_{\varphi}'') \\ \text{Links von " " } y_2 = y_1 - \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi-\alpha}'' \\ \text{Rechts " " } y_3 = y_1 - \mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}_{\varphi-\alpha}'' \end{cases}$$

C) Starrer Stab.

Die Formeln für die unter A) aufgezählten Belastungsfälle lassen sich in bekannter Weise leicht unmittelbar herleiten. Von ihrer Wiedergabe wird daher abgesehen.

3. Entwicklung und Zusammenstellung der Formeln für den einseitig am Ende unterhöhlten Stab auf elastischer Unterlage.

Vorbemerkung: Wie im I. Teile dargelegt worden ist, kann man alle praktisch vorkommenden Fälle von Trägern auf elastischer Unterlage, die infolge nicht vorherzusehender und in ihrer Lage nicht vorher bestimmbarer Unterhöhungen unterbrochen ist, durch die Untersuchung folgender drei Hauptfälle erfassen:

1. Einseitige Unterhöhung am Stabende (Abb. 69 a)
2. Beiderseitige Unterhöhung an den Enden (Abb. 69 b)
3. Unterhöhung im mittleren Teile (Abb. 69 c).

Die Längen der Unterhöhungsstrecken werden hier als gegeben angenommen. Wie man sie im Anwendungsfalle zu wählen haben würde, ist im I. Teile erörtert. Bei dem zweiten und dritten Hauptfalle werden nur symmetrische Belastungs- und Unterstützungszustände behandelt. Auch bei der praktischen Anwendung würde darnach zu streben sein, die Untersuchung in diesen Fällen durch Umwandlung der vorhandenen in eine geeignete symmetrische Anordnung zu vereinfachen, zumal der Sinn derartiger Untersuchungen immer nur der einer schematischen Annäherung an die Wirklichkeit sein kann.

A. Ableitungsverfahren für die Formeln.

Bei einseitiger Unterhöhung am Ende wird der auf der Unterlage ruhende Teil CB (Abb. 70) von der reduzierten Länge

$$\alpha = a \cdot m = a \sqrt[4]{\frac{E_0 b}{4EJ}}$$

wie ein gewöhnlicher Träger auf elastischer Unterlage von der Länge $2\lambda' = \alpha$ beansprucht¹⁸⁾, der außer der (primären) Belastung zwischen

¹⁸⁾ Die Gleichwertigkeit von α mit einer Längenzahl $2\lambda'$ ist bei den Stabfestwerten zu beachten, es ist z. B.

$n = \mathfrak{C} \sin \alpha + \sin \alpha, N = \mathfrak{C} \cos 2\alpha + \cos 2\alpha - 2$ zu setzen usw.

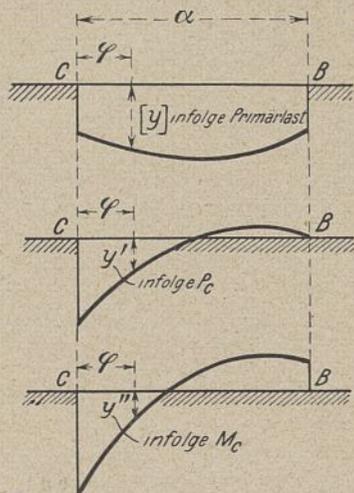


Abb. 71.

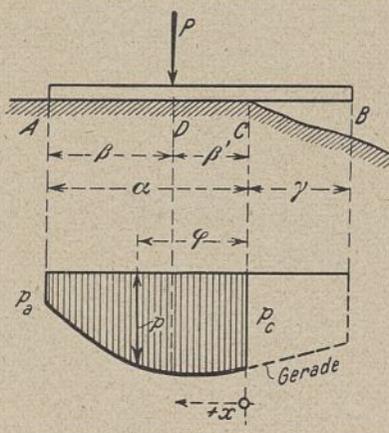


Abb. 72.

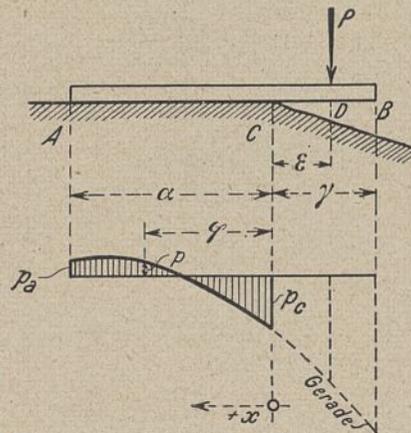


Abb. 73.

den Lotrechten durch die Punkte B und C noch (sekundär) am Endpunkte C durch ein Moment M_c und eine Einzellast (Scherkraft) P_c belastet wird. Die Größen M_c und P_c sind durch die Belastung auf der überkragenden Strecke AC bestimmt.

Es seien $[y]$ die (primären) Senkungen der Stabachse des aufliegenden Stabteiles BC ohne Rücksicht auf P_c und M_c (Abb. 71); diese $[y]$ sind nach den im vorangegangenen 2. Abschnitt angegebenen Formeln zu ermitteln. Sind ferner y' und y'' die Senkungen infolge P_c und M_c , so ist die Gesamtsenkung $y = [y] + y' + y''$.

Nun ist nach Gleichung 23) infolge von P_c :

$$y' = P_c \cdot \frac{m}{2E_0b} (4U \cdot \mathfrak{G}_\varphi - 2\mathfrak{G}'_\varphi + V \cdot \mathfrak{G}''_\varphi),$$

und nach Gleichung 38) infolge von M_c :

$$y'' = M_c \cdot \frac{m^2}{E_0b} (-2V \cdot \mathfrak{G}_\varphi + \mathfrak{G}''_\varphi - W \cdot \mathfrak{G}'''_\varphi).$$

Hierbei ist M_c positiv, wenn es wie in Abb. 52 im Uhrzeigersinne dreht (bei Unterhöhung des linken Stabendes); die Abszissen φ zählen vom Ende des aufliegenden Stabteiles, d. h. von C aus. Ist e der Abstand der Summenkraft auf der Strecke AC von C, und

$$\varepsilon = e \cdot m = e \sqrt{\frac{E_0b}{4EJ}}$$

so wird

$$M_c = -P_c \cdot e = -P_c \cdot \frac{\varepsilon}{m},$$

mithin

$$y'' = -P_c \cdot \varepsilon \cdot \frac{m}{E_0b} (-2V \cdot \mathfrak{G}_\varphi + \mathfrak{G}''_\varphi - W \cdot \mathfrak{G}'''_\varphi),$$

also schließlich

$$55) \quad y = [y] + P_c \cdot \frac{m}{E_0b} \left\{ 2(U + \varepsilon \cdot V) \mathfrak{G}_\varphi - \mathfrak{G}'_\varphi - \varepsilon \cdot \mathfrak{G}''_\varphi + \left(\frac{1}{2} V + \varepsilon \cdot W \right) \mathfrak{G}'''_\varphi \right\}$$

Im folgenden Unterabschnitt B werden die mit Hilfe der Gleichung 55 aus den im 2. Abschnitt angegebenen Formeln abgeleiteten Ausdrücke für die wichtigsten sechs Belastungsfälle, die bei der Berechnung von Schleusenböden u. dgl. im allgemeinen vorkommen können, zusammengestellt. Bei jedem Belastungsfall werden nacheinander die Formeln für „endliche“ (kurze), „lange“ und „starre“ Auflagerstrecken $\alpha = \alpha \cdot m$ aufgeführt. Die Unterhöhung ist am rechten Ende angenommen, wobei die Abszissen $\varphi = x \cdot m$ vom rechten Endpunkt C der Auflagerstrecke AC nach links positiv zu zählen sind. Bezüglich der Vorzeichen von $\text{tg } \nu$ und T gilt das im ersten Abschnitt Gesagte (vgl. Abb. 37, S. 85). Zur Raumersparnis werden wie bisher nur die Gleichungen der Senkungslinie (y) wiedergegeben, außerdem sind noch die für den praktischen Gebrauch wichtigsten Werte für den Bodendruck beigefügt. Beim „starren“ Auflagerfall ist die Gleichung der Senkungslinie (y) fortgelassen, da diese hier eine Gerade ist. Die Gleichung der Stabachse außerhalb der Auflagerstrecke ist unabhängig davon, wie groß α ist und ob die Auflagerstrecke in das Gebiet des langen, endlichen oder starren Stabes zu rechnen ist, und kann nach bekannten Gesetzen gefunden werden.

Aus der Gleichung für die Senkungslinie y werden die Ausdrücke für p , $\text{tg } \nu$, M und T gemäß Gleichungsgruppe 1 abgeleitet.

B. Zusammenstellung der Formeln für „endliche“, „lange“ und „starre“ Auflagerstrecken.

1. Belastungsfall: Einzellast P auf dem unterstützten Stabteil (Abb. 72).

Vorbemerkung: Bezeichnungen gemäß Abb. 72; auf den Unterschied zwischen β und β' ist zu achten. — Die Stabfestwerte U , V und W beziehen sich hier und im folgenden stets auf die aufliegende Stabstrecke $\alpha = 2\beta'$ (vgl. Fußnote 18).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

Links von der Last (Strecke AD):

$$56a) \quad y_1 = P \cdot \frac{m}{E_0b} (A \cdot \mathfrak{G}_\varphi + B \cdot \mathfrak{G}'_\varphi + D \cdot \mathfrak{G}''_\varphi + E \cdot \mathfrak{G}'''_\varphi)$$

Rechts von der Last (Strecke DC):

$$y_2 = y_1 - P \cdot \frac{m}{E_0b} \cdot \mathfrak{G}'_{\beta'-\varphi}$$

$$57a) \quad \begin{cases} A = 2U \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} + \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{G}'''_{\beta'} \\ B = -\mathfrak{G}_{\beta'} \\ D = -\frac{1}{4} \mathfrak{G}'''_{\beta'} \\ E = \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} + \frac{1}{4} W \cdot \mathfrak{G}'''_{\beta'} \end{cases} \quad \begin{cases} p_c = P \cdot \frac{m}{2b} (4U \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} - 2\mathfrak{G}'_{\beta'} + V \cdot \mathfrak{G}'''_{\beta'}) \\ p_a = P \cdot \frac{m}{2b} (4U \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} - 2\mathfrak{G}'_{\beta'} + V \cdot \mathfrak{G}'''_{\beta'}) \end{cases} \quad 58a)$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$56b) \quad \begin{cases} \text{Links von der Last (Strecke AD): } y_1 = P \cdot \frac{m}{E_0b} (a \cdot \mathfrak{G}_\varphi + d \cdot \mathfrak{G}''_\varphi) \\ \text{Rechts „ „ „ („ DC): } y_2 = y_1 - P \cdot \frac{m}{E_0b} \mathfrak{G}'_{\beta'-\varphi} \end{cases}$$

$$57b) \quad \begin{cases} a = 2\mathfrak{G}_{\beta'} + \frac{1}{2} \mathfrak{G}'''_{\beta'} \\ d = -\frac{1}{4} \mathfrak{G}'''_{\beta'} \end{cases} \quad 58b) \quad \begin{cases} p_c = 2P \cdot \frac{m}{b} \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} \\ p_a \sim 0. \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$58c) \quad \begin{cases} p_c = 2P \cdot \frac{m}{b} \cdot \left(\frac{2}{\alpha} - 3 \frac{\beta'}{\alpha^2} \right) \\ p_a = 2P \cdot \frac{m}{b} \cdot \left(\frac{1}{\alpha} - 3 \frac{\beta'}{\alpha^2} \right). \end{cases}$$

2. Belastungsfall: Einzellast P auf dem unterhöhlten Stabteil (Abb. 73).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

$$59a) \quad y = P \cdot \frac{m}{E_0b} (A \cdot \mathfrak{G}_\varphi + B \cdot \mathfrak{G}'_\varphi + D \cdot \mathfrak{G}''_\varphi + E \cdot \mathfrak{G}'''_\varphi)$$

$$60a) \quad \begin{cases} A = 2(U + \varepsilon \cdot V) \\ B = -1 \\ D = -\varepsilon \\ E = \frac{1}{2} V + \varepsilon \cdot W \end{cases} \quad 61a) \quad \begin{cases} p_c = 2P \cdot \frac{m}{b} (U + \varepsilon \cdot V) \\ p_a = 4P \cdot \frac{m}{b} \left(\frac{\mathfrak{G}'_\alpha}{N} + \varepsilon \cdot \frac{\mathfrak{G}''_\alpha}{N} \right) \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$59b) \quad y = P \cdot \frac{m}{E_0b} (a \cdot \mathfrak{G}_\varphi + d \cdot \mathfrak{G}''_\varphi)$$

$$60b) \quad \begin{cases} a = 2(1 + \varepsilon) \\ d = -\varepsilon \end{cases} \quad 61b) \quad \begin{cases} p_c = 2P \cdot \frac{m}{b} (1 + \varepsilon) \\ p_a \sim 0. \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$61c) \quad \begin{cases} p_c = 2P \cdot \frac{m}{b} \left(\frac{2}{\alpha} + 3 \frac{\varepsilon}{\alpha^2} \right) \\ p_a = -2P \cdot \frac{m}{b} \left(\frac{1}{\alpha} + 3 \frac{\varepsilon}{\alpha^2} \right) \end{cases}$$

3. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g nach Abb. 74.

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

$$62a) \quad y = g \cdot \frac{1}{E_0} \left(1 + \gamma (A \cdot \mathfrak{G}_\varphi + B \cdot \mathfrak{G}'_\varphi + D \cdot \mathfrak{G}''_\varphi + E \cdot \mathfrak{G}'''_\varphi) \right)$$

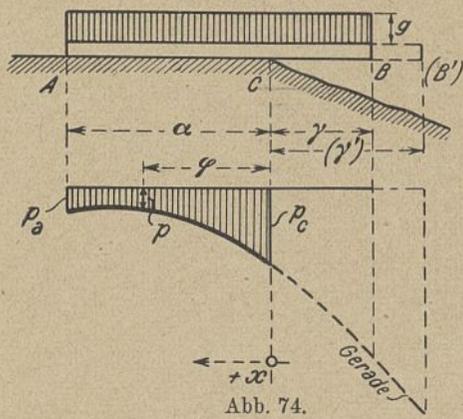


Abb. 74.

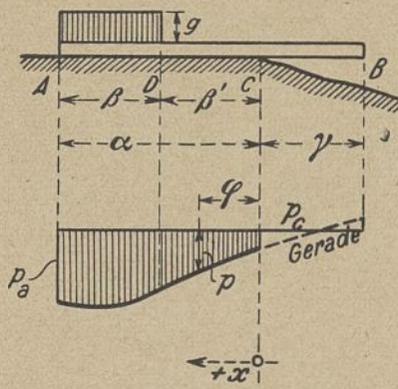


Abb. 75.

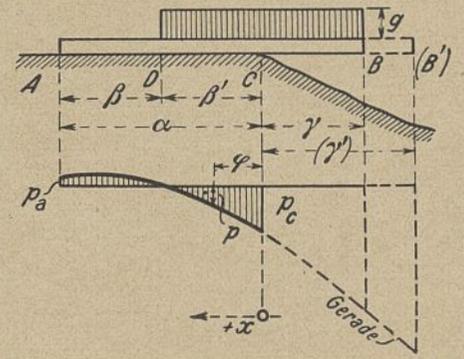


Abb. 76.

$$63a) \begin{cases} A = 2U + \gamma \cdot V \\ B = -1 \\ D = -\frac{1}{2} \gamma \\ E = \frac{1}{2} V + \frac{1}{2} \gamma \cdot W \end{cases}$$

$$64a) \begin{cases} p_c = g(1 + \gamma(2U + \gamma \cdot V)) \\ p_a = g \left(1 + 4\gamma \cdot \frac{\mathfrak{C}'_\alpha}{N} + 2\gamma^2 \cdot \frac{\mathfrak{C}''_\alpha}{N} \right) \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$62b) y = g \cdot \frac{1}{E_0} \left(1 + \gamma(a \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + d \cdot \mathfrak{C}''_\varphi) \right)$$

$$63b) \begin{cases} a = 2 + \gamma \\ d = -\frac{1}{2} \gamma \end{cases} \quad 64b) \begin{cases} p_c = g(1 + \gamma^2) \\ p_a \sim g \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$64c) \begin{cases} p_c = g \left[1 + 4 \frac{\gamma}{a} + 3 \left(\frac{\gamma}{a} \right)^2 \right] \\ p_a = g \left[1 - 2 \frac{\gamma}{a} - 3 \left(\frac{\gamma}{a} \right)^2 \right] \end{cases}$$

4. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g nach Abb. 75.

Vorbemerkung: Auf den Unterschied zwischen β und β' achten!

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

$$65a) \begin{cases} \text{Belasteter Teil (AD):} \\ y_1 = g \cdot \frac{1}{E_0} (A \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + B \cdot \mathfrak{C}''_\varphi + D \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi + E \cdot \mathfrak{C}''''_\varphi) \\ \text{Unbelasteter Teil (DC):} \\ y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \mathfrak{C}'_{\beta-\varphi} \end{cases}$$

$$66a) \begin{cases} A = -\frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{C}''_{\beta'} + \frac{1}{2} U \cdot \mathfrak{C}'''_{\beta'} \\ B = -\frac{1}{4} \mathfrak{C}''''_{\beta'} \\ D = +\frac{1}{4} \mathfrak{C}''''_{\beta'} \\ E = -\frac{1}{4} W \cdot \mathfrak{C}''_{\beta'} + \frac{1}{8} V \cdot \mathfrak{C}'''_{\beta'} \end{cases}$$

$$67a) \begin{cases} p_c = g \left(\mathfrak{C}'_{\beta'} - \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{C}''_{\beta'} + \frac{1}{2} U \cdot \mathfrak{C}'''_{\beta'} \right) \\ p_a = g \left(1 - \mathfrak{C}'_{\beta'} + \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{C}''_{\beta'} - \frac{1}{2} U \cdot \mathfrak{C}'''_{\beta'} \right) \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$68b) \begin{cases} \text{Belasteter Teil (AD): } y_1 = g \cdot \frac{1}{E_0} (a \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + d \cdot \mathfrak{C}''_\varphi) \\ \text{Unbelasteter Teil (CD): } y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \mathfrak{C}'_{\beta'-\varphi} \end{cases}$$

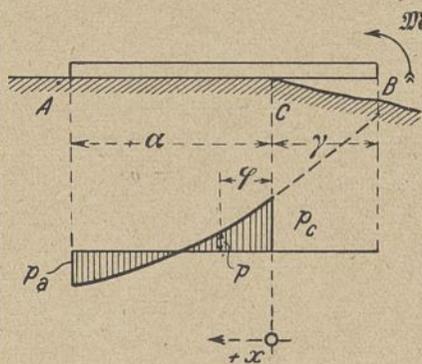


Abb. 77.

$$66b) \begin{cases} a = -\frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\beta'} + \frac{1}{2} \mathfrak{C}'''_{\beta'} \\ d = \frac{1}{4} \mathfrak{C}''_{\beta'} \end{cases} \quad 67b) \begin{cases} p_c = \frac{1}{2} g \cdot \mathfrak{C}'''_{\beta'} \\ p_a \sim g \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$67c) \begin{cases} p_c = g \cdot \frac{\beta}{a} \left(-2 + \frac{\beta}{a} \right) \\ p_a = g \cdot \frac{\beta}{a} \left(4 - 3 \frac{\beta}{a} \right) \end{cases}$$

5. Belastungsfall: Ergänzungsbelastung zum 4. Belastungsfall (Abb. 76).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

Unbelasteter Teil (AD):

$$68a) y_1 = g \cdot \frac{1}{E_0} (A \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + B \cdot \mathfrak{C}''_\varphi + D \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi + E \cdot \mathfrak{C}''''_\varphi)$$

Belasteter Teil (DC):

$$y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \mathfrak{C}'_{\beta-\varphi})$$

$$69a) \begin{cases} A = 2U \left(\gamma - \frac{1}{4} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) + V \left(\gamma^2 + \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) \\ B = - \left(\gamma - \frac{1}{4} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) \quad D = -\frac{1}{2} \left(\gamma^2 + \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) \\ E = \frac{1}{2} V \left(\gamma - \frac{1}{4} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) + \frac{1}{2} W \left(\gamma^2 + \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) \end{cases}$$

$$70a) \begin{cases} p_c = g \left\{ 1 + 2U \left(\gamma - \frac{1}{4} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) + V \left(\gamma^2 + \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) - \mathfrak{C}'_{\beta'} \right\} \\ p_a = g \left\{ 4\gamma \cdot \frac{\mathfrak{C}'_\alpha}{N} + 2\gamma^2 \cdot \frac{\mathfrak{C}''_\alpha}{N} + \mathfrak{C}'_{\beta'} - \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{C}''_{\beta'} + \frac{1}{2} U \cdot \mathfrak{C}'''_{\beta'} \right\} \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$68b) \begin{cases} \text{Unbelasteter Teil (AD): } y_1 = g \cdot \frac{1}{E_0} (a \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + d \cdot \mathfrak{C}''_\varphi) \\ \text{Belasteter Teil (CD): } y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \mathfrak{C}'_{\beta'-\varphi}) \end{cases}$$

$$69b) \begin{cases} a = 2\gamma + \gamma^2 + \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\beta'} - \frac{1}{2} \mathfrak{C}'''_{\beta'} \\ d = -\frac{1}{2} \left(\gamma^2 + \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right) \end{cases}$$

$$70b) p_c = g \left\{ (1 + \gamma)^2 - \frac{1}{2} \mathfrak{C}''_{\beta'} \right\} \quad p_a \sim 0.$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$70c) \begin{cases} p_c = g \left(1 + 2 \cdot \frac{2\gamma + \beta}{a} + 3 \cdot \frac{\gamma^2 - \beta^2}{a^2} \right) \\ p_a = g \left(1 - 2 \cdot \frac{\gamma + 2\beta}{a} - 3 \cdot \frac{\gamma^2 - \beta^2}{a^2} \right) \end{cases}$$

6. Belastungsfall: Drehmoment \mathfrak{M} am rechten Ende (Abb. 77).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

$$71a) y = \mathfrak{M} \cdot \frac{2m^2}{E_0 b} (A \cdot \mathfrak{C}'_\varphi + B \cdot \mathfrak{C}''_\varphi + D \cdot \mathfrak{C}'''_\varphi + E \cdot \mathfrak{C}''''_\varphi)$$

$$72a) \begin{cases} A = -V & B = 0 \\ D = +\frac{1}{2} & E = -\frac{1}{2} W \end{cases}$$

$$73a) p_c = -\mathfrak{M} \cdot \frac{2m^2}{b} \cdot V \quad p_a = -\mathfrak{M} \cdot \frac{4m^2}{b} \cdot \frac{\mathfrak{C}'_\alpha}{N}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$71b) y = -\mathfrak{M} \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \cdot \mathfrak{C}''_\varphi \quad 73b) \begin{cases} p_c = -\mathfrak{M} \cdot \frac{2m^2}{b} \\ p_a \sim 0 \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$73c) p_c = -\mathfrak{M} \cdot \frac{6m^2}{E_0 b} \cdot \frac{1}{a^2} \quad p_a = +\mathfrak{M} \cdot \frac{6m^2}{E_0 b} \cdot \frac{1}{a^2}$$

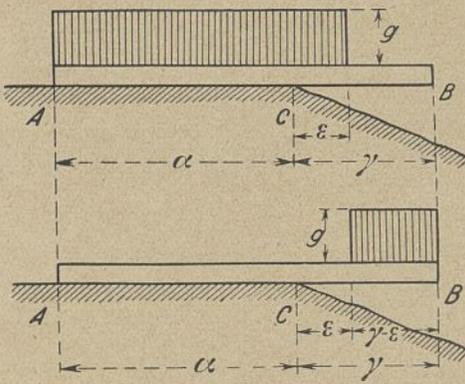


Abb. 78.

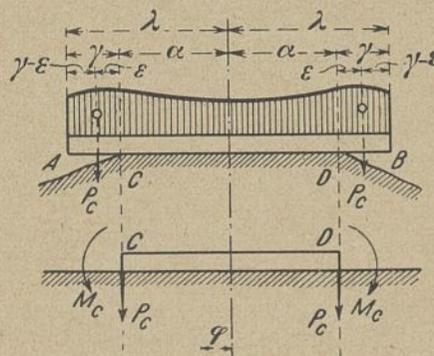


Abb. 79.

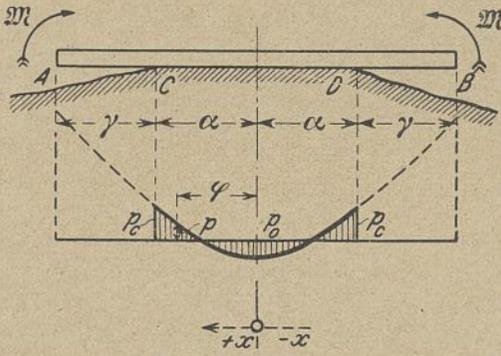


Abb. 81.

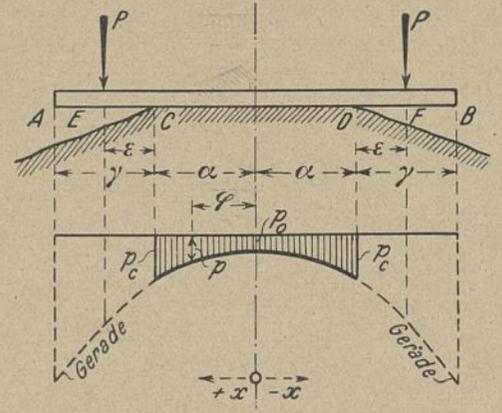


Abb. 80.

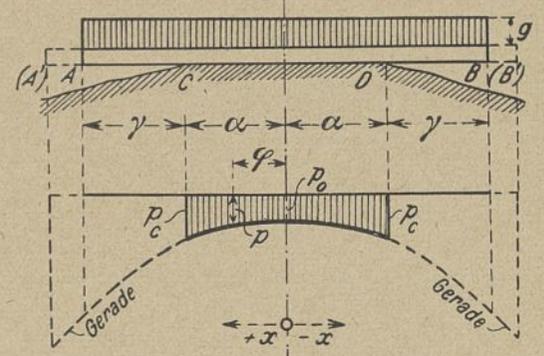


Abb. 82.

Schlußbemerkung: Die beiden durch Abb. 78 veranschaulichten Belastungsfälle sind hier nicht besonders behandelt, weil der obere mit dem 3. Belastungsfall übereinstimmt, wenn dort ϵ statt γ gesetzt wird, und weil der untere auf den 2. Belastungsfall gebracht werden kann, indem dort $gb \frac{\gamma - \epsilon}{m}$ statt P gesetzt und ϵ durch $\epsilon + \frac{\gamma - \epsilon}{2} = \frac{\gamma + \epsilon}{2}$ ersetzt wird.

4. Entwicklung und Zusammenstellung der Formeln für den beiderseitig an den Enden unterhöhlten Stab auf elastischer Unterlage.

A. Ableitungsverfahren für die Formeln.

Die Ableitung ist der des vorigen Unterhöhlungsfalles ähnlich. Die Kraft P_c und das Moment $M_c = -P_c \cdot \frac{\epsilon}{m}$ treten an den beiden Enden des unterstützten Stabteiles in gleicher Größe auf, die Momente haben entgegengesetzte Drehrichtung (Abb. 79). Bezeichnet man wieder mit $[y]$ die Senkung der Stabachse allein infolge der (primären) Belastung des aufliegenden Stabteiles CD mit der Länge 2α , mit y' diejenige infolge der beiden Kräfte P_c und mit y'' diejenige infolge der beiden Momente M_c , so ist wie vorher

$$y = [y] + y' + y''.$$

Hier ist nun nach Gleichung 26):

$$y' = P_c \cdot \frac{m}{E_0 b} \left(4 \frac{\mathcal{C}_\alpha}{n} \cdot \mathcal{C}_\varphi + \frac{\mathcal{C}_\alpha''}{n} \cdot \mathcal{C}_\varphi'' \right)$$

und nach Gleichung 40):

$$y'' = M_c \cdot \frac{m^2}{E_0 b} \left(-4 \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} \cdot \mathcal{C}_\varphi - \frac{\mathcal{C}_\alpha'''}{n} \cdot \mathcal{C}_\varphi'' \right);$$

somit wird

$$74) y = [y] + P_c \cdot \frac{m}{E_0 b} \left\{ 4 \left(\frac{\mathcal{C}_\alpha}{n} + \epsilon \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} \right) \cdot \mathcal{C}_\varphi + \left(\frac{\mathcal{C}_\alpha''}{n} + \epsilon \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'''}{n} \right) \mathcal{C}_\varphi'' \right\}.$$

In den vorstehenden Ausdrücken ist $n = \mathcal{C} \ln 2\alpha + \sin 2\alpha$, im Gegensatz zum vorigen Abschnitt. Der Abszissennullpunkt liegt in der Stabmitte.

Zu den im folgenden zusammengestellten Formeln gelangt man, indem man für $[y]$ die entsprechenden Ausdrücke aus der Formelzusammenstellung des 2. Abschnittes entnimmt und diese in Gleichung 74 einsetzt. Die Sonderfälle des „langen“ und des „starrten“ Stabes konnten aus der folgenden Zusammenstellung herausgelassen werden, weil beim „langen Stabe“ Uebereinstimmung mit dem einseitig unterhöhlten Stabe besteht und weil beim „starrten Stabe“ wegen der symmetrischen Anordnung stets gleichmäßig verteilte Bodenverteilung herrscht.

Neben den Gleichungen für y sind noch die Bodendrücke p_c (am Ende der Auflagerstrecke) und p_o (in Stabmitte) angegeben.

Diejenigen Belastungsfälle, in denen nur der aufliegende Stabteil belastet wird, sind nicht mehr berücksichtigt, weil sie sich, wie bereits die Belastungsfälle 1 und 4 beim einseitig unterhöhlten Stabe gezeigt haben, mit den bekannten Formeln für den voll aufliegenden Träger auf elastischer Unterlage behandeln lassen, indem man α für λ setzt.

B. Zusammenstellung der Formeln.

1. Belastungsfall: Zwei gleich große Einzellasten P auf den unterhöhlten Enden (Abb. 80).

$$75) y = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (A \cdot \mathcal{C}_\varphi + D \cdot \mathcal{C}_\varphi'')$$

$$76) \begin{cases} A = 4 \left(\frac{\mathcal{C}_\alpha}{n} + \epsilon \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} \right) \\ D = \frac{\mathcal{C}_\alpha''}{n} + \epsilon \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'''}{n} \end{cases} \quad 77) \begin{cases} p_c = P \cdot \frac{m}{b} (u - w - 2\epsilon \cdot \frac{n'}{n}) \\ p_o = P \cdot \frac{4m}{b} \left(\frac{\mathcal{C}_\alpha}{n} + \epsilon \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} \right) \end{cases}$$

2. Belastungsfall: Zwei gleich große Gegenmomente M an den unterhöhlten Enden (Abb. 81).

$$78) y = M \cdot \frac{m^2}{E_0 b} (A \cdot \mathcal{C}_\varphi + D \cdot \mathcal{C}_\varphi'')$$

$$79) \begin{cases} A = -4 \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} \\ D = -\frac{\mathcal{C}_\alpha'''}{n} \end{cases} \quad 80) \begin{cases} p_c = -M \cdot \frac{2m^2}{b} \cdot \frac{n'}{n} \\ p_o = -M \cdot \frac{4m^2}{b} \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} \end{cases}$$

3. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g nach Abb. 82.

$$81) y = g \cdot \frac{1}{E_0} \{ 1 + \gamma (A \cdot \mathcal{C}_\varphi + D \cdot \mathcal{C}_\varphi'') \}$$

$$82) \begin{cases} A = 4 \frac{\mathcal{C}_\alpha}{n} + 2\gamma \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} \\ D = \frac{\mathcal{C}_\alpha''}{n} + \frac{1}{2} \gamma \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'''}{n} \end{cases} \quad 83) \begin{cases} p_c = g \{ 1 + \gamma (u - w) - \gamma^2 \cdot \frac{n'}{n} \} \\ p_o = g \{ 1 + 4\gamma \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha}{n} + 2\gamma^2 \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} \} \end{cases}$$

4. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g nach Abb. 83.

$$84) \begin{cases} \text{Mittelstrecke (EF):} & y_1 = g \cdot \frac{1}{E_0} (A \cdot \mathcal{C}_\varphi + D \cdot \mathcal{C}_\varphi'') \\ \text{Seitenstrecken (CE und DF):} & y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} (1 - \mathcal{C}_{\varphi-\beta}) \end{cases}$$

$$85) \begin{cases} A = 4\gamma \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha}{n} + 2\gamma^2 \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'}{n} + \mathcal{C}_\beta + \frac{1}{2} v \cdot \mathcal{C}_\beta' + \frac{1}{4} u \cdot \mathcal{C}_\beta'' \\ D = \gamma \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha''}{n} + \frac{1}{2} \gamma^2 \cdot \frac{\mathcal{C}_\alpha'''}{n} - \frac{1}{4} w \cdot \mathcal{C}_\beta' - \frac{1}{4} \mathcal{C}_\beta'' - \frac{1}{8} v \cdot \mathcal{C}_\beta'' \end{cases}$$

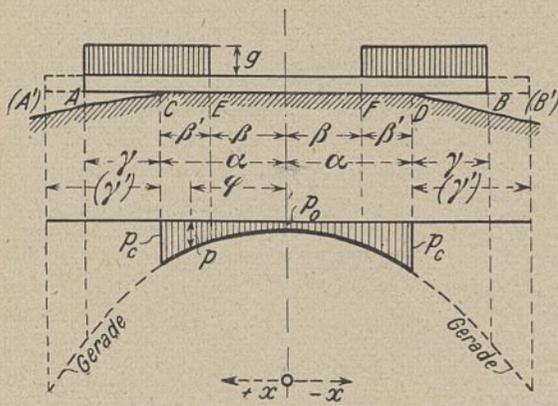


Abb. 83.

$$86) \begin{cases} p_c = g \left\{ 1 + \gamma(u-w) - \gamma^2 \cdot \frac{n'}{n} - \zeta'_\beta \cdot \frac{\zeta''_\alpha}{n} + \zeta''_\beta \cdot \frac{\zeta_\alpha}{n} \right\} \\ p_o = g \left\{ 4\gamma \cdot \frac{\zeta_\alpha}{n} + 2\gamma^2 \cdot \frac{\zeta'_\alpha}{n} + \zeta_\beta + \frac{1}{2} v \cdot \zeta'_\beta + \frac{1}{4} u \cdot \zeta''_\beta \right\} \end{cases}$$

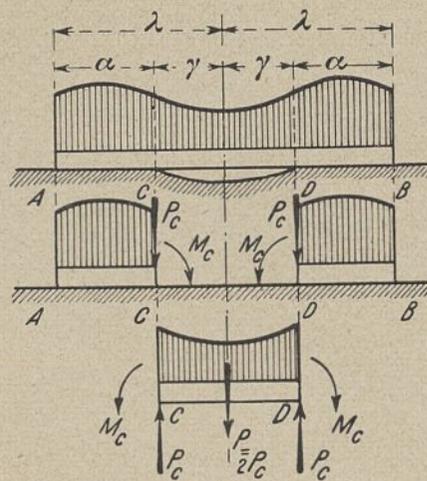


Abb. 84.

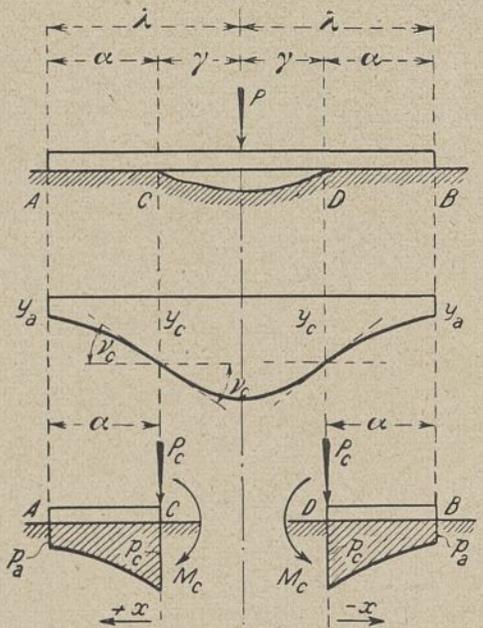


Abb. 85.

5. Entwicklung und Zusammenstellung der Formeln für den in der Mitte unterhöhlten Stab auf elastischer Unterlage.

A. Ableitungsverfahren für die Formeln.

Der symmetrisch belastete Stab AB von der reduzierten Länge 2λ sei auf der mittleren Strecke CD von der reduzierten Länge 2γ unterhöhlt (Abb. 84). Die Seitenstrecken AC und DB verhalten sich wie Stäbe auf elastischer Unterlage von der reduzierten Länge $\alpha = 2\lambda'$, die außer durch ihre primäre Belastung noch an den nach der Mitte zu gelegenen Endpunkten C bzw D durch je eine senkrechte Kraft P_c und ein Moment M_c beansprucht werden (Abb. 85). Da hier nur symmetrische Anordnungen behandelt werden, so ist P_c stets gleich der Hälfte der primären Belastung auf der unterhöhlten Mittelstrecke CD. Das Moment M_c hingegen muß als statisch unbestimmte Größe mit Hilfe der Formänderungen ermittelt werden.

Betrachtet man den unterhöhlten mittleren Stabteil CD für sich, so greifen die P_c und M_c an diesem im umgekehrten Sinne an wie bei den Außenstabteilen AC und DB (vgl. Abb. 84 unten).

Bei der Ableitung von M_c werden die Abszissennullpunkte zweckmäßig beim unterhöhlten Mittelteil CD im Mittelpunkt, dagegen bei den aufruhenden Endteilen in den der Mitte zugekehrten Stabteil-Endpunkten C bzw. D angenommen. Für den Grenzfall $\gamma = 0$ gehen die Formeln dann von selbst in die für den Träger auf nicht unterbrochener elastischer Unterlage über.

Die Bestimmung der Ueberzähligen M_c sei an dem Beispiel des folgenden 1. Belastungsfalles (Einzellast P in Stabmitte) erläutert.

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

Die Belastungsschemen für die drei Stabteile AC, CD und DB sind in Abb. 86 veranschaulicht; es ist $P_c = \frac{1}{2} P$. Um M_c zu finden, ist zunächst der Verdrehungswinkel ν_c der Endquerschnitte der drei Stabteile bei C und D zu bestimmen.

Für den Endpunkt C bzw. D des Mittelteiles ist:

$$87) \quad \text{tg } \nu_c = -P \cdot \frac{c^2}{EJ} - M_c \cdot \frac{c}{EJ} = -4P \cdot \frac{m^2 \gamma^2}{E_o b} - 4M_c \cdot \frac{m^3 \gamma}{E_o b}$$

Für den Endpunkt C des Seitenteiles AC ist mit $P_c = \frac{1}{2} P$ der $\text{tg } \nu_c$ zu bestimmen aus

$$y = P \cdot \frac{m}{2E_o b} \left(2U \cdot \zeta_\varphi - \zeta'_\varphi + \frac{1}{2} V \cdot \zeta''_\varphi \right) - M_c \cdot \frac{m^3}{E_o b} \left(2V \cdot \zeta_\varphi - \zeta''_\varphi + W \cdot \zeta'''_\varphi \right)$$

folglich

$$\text{tg } \nu = \frac{dy}{dx} = P \cdot \frac{m^2}{2E_o b} \left(2U \cdot \zeta'_\varphi - \zeta''_\varphi - 2V \cdot \zeta_\varphi \right) - M_c \cdot \frac{m^3}{E_o b} \left(2V \cdot \zeta'_\varphi - \zeta'''_\varphi - 4W \cdot \zeta_\varphi \right)$$

Im Punkte C ist $\varphi = 0$, also $\zeta_\varphi = 1$, $\zeta'_\varphi = \zeta''_\varphi = \zeta'''_\varphi = 0$, mithin

$$88) \quad \left[\text{tg } \nu_c = -P \cdot \frac{m^2}{E_o b} \cdot V + 4M_c \cdot \frac{m^3}{E_o b} \cdot W \right]$$

Durch Gleichsetzen von 87 und 88 ergibt sich:

$$89) \quad M_c = -P \cdot \frac{1}{4m} \cdot \frac{\gamma^2 - V}{\gamma + W}$$

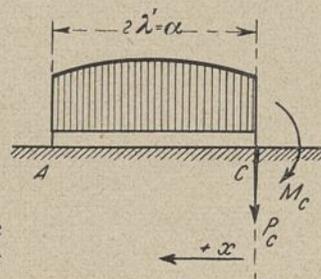


Abb. 86.

Das Biegemoment M_c kann sowohl positive als auch negative Werte annehmen, je nachdem ob der Ausdruck $\gamma^2 - V$ negativ oder positiv ist. Da $V = \frac{\cos 2\alpha - \cos 2a}{\cos 4\alpha + \cos 4a - 2}$ nur eine Funktion von α ist, hängt das Vorzeichen von M_c schließlich von dem Verhältnis $\gamma : \alpha$ ab, z. B. wird $M_c = 0$, wenn $\gamma = \sqrt{\frac{\cos 2\alpha - \cos 2a}{\cos 4\alpha + \cos 4a - 2}}$ ist.

Für $\gamma = 0$ geht Gl 89 über in

$$M_c = P \cdot \frac{1}{4m} \cdot \frac{V}{W} = P \cdot \frac{1}{4m} \cdot \frac{\cos 2\alpha - \cos 2a}{\sin 2\alpha + \sin 2a} = -P \cdot \frac{1}{4m} \cdot v.$$

nimmt also den aus Gl. 22 zu ermittelnden Wert an.

Mit der Bestimmung von M_c ist die statische Aufgabe gelöst. Es erübrigt noch, die Formeln in eine handliche Fassung zu bringen. Hierzu sind in der folgenden Zusammenstellung die neuen Festwerte Z eingeführt. Im vorliegenden Falle wird

$$90a) \quad \begin{cases} M_c = -P \cdot \frac{1}{4m} \cdot Z \text{ gesetzt, also} \\ Z = \frac{\gamma^2 - V}{\gamma + W} \end{cases}$$

Da der Wert Z nur von den reduzierten Längen γ (halbe Unterhöhllungslänge) und α (aufruhender Stabteil) abhängt, kann man ihn als „Unterhöhllungsfestwert“ bezeichnen.

b) Lange Auflagerstrecken α .

Die Ableitung vereinfacht sich dadurch, daß $V = W = 1$ gesetzt werden kann. Mithin wird

$$90b) \quad Z = \gamma = 1.$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

Durch Anwendung der in Gruppe 17 enthaltenen Uebergangsbeziehungen lassen sich die für endliche Auflagerstrecken gefundenen Ausdrücke in die für starre Auflagerstrecken überleiten; z. B. wird aus 90 a mit $V = \frac{3}{a^2}$ und $W = \frac{3}{a^3}$ (entsprechend $\alpha = 2\lambda'$).

$$90c) \quad Z = -a \cdot \frac{1 - \frac{1}{3} a^2 \gamma^2}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma}$$

Die unmittelbare Herleitung der Formel 90c ohne den Umweg über den Ausdruck 90a soll als Beispiel für diejenigen außerhalb der folgenden Formelsammlung liegenden Anwendungsfälle dienen, in denen man Formeln für starre Auflagerstrecken unmittelbar herleiten will. Dieses Verfahren ist deshalb wichtig, weil starre Auflagerstrecken in der Praxis sehr häufig sind.

Gegeben sind: Die Belastung P sowie die Längen l, a und c (Abb. 87).

Gesucht sind: M_c , p_a und p_c .

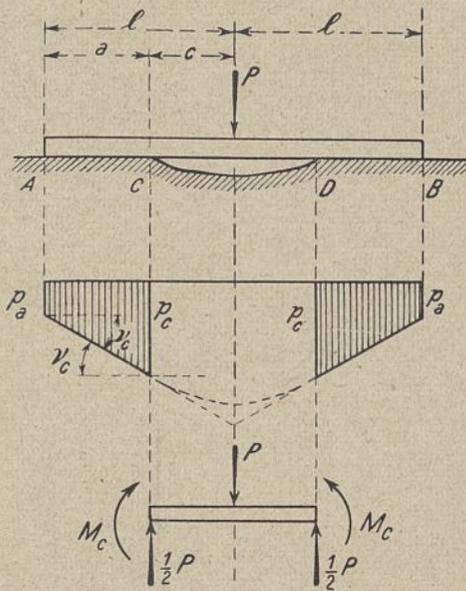


Abb. 87.

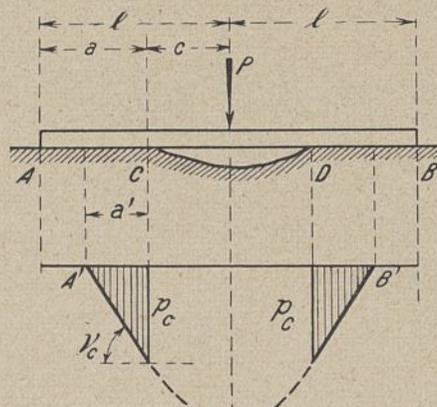


Abb. 88.

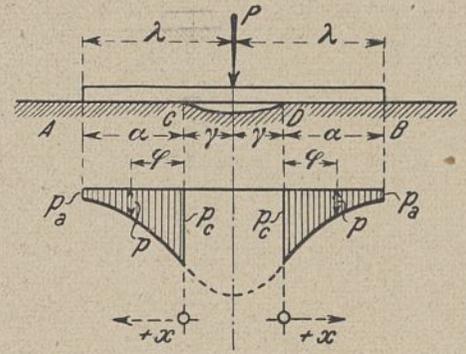


Abb. 89.

Der Weg zur Lösung wird durch folgenden Entwicklungsgang gekennzeichnet:

- (1) $P = (p_a + p_c) \cdot ab$ (b = Breite des Trägers)
- (2) $M_c = (2p_a + p_c) \cdot \frac{a^2 b}{6}$
- (3) $\text{tg } \nu_c = -\frac{p_c - p_a}{a \cdot E_0} = -P \cdot \frac{c^2}{4EJ} - M_c \cdot \frac{c}{EJ}$; mit $m^4 = \frac{E_0 b}{4EJ}$ wird aus (3):
- (4) $p_c - p_a = 4m^4 \cdot \frac{ac}{b} \left(P \cdot \frac{c}{4} + M_c \right)$. Aus (1) und (4) folgt:
- (5) $2p_a = P \cdot \frac{1}{ab} - 4m^4 \cdot \frac{ac}{b} \left(P \cdot \frac{c}{4} + M_c \right)$ und:
- (6) $2p_c = P \cdot \frac{1}{ab} + 4m^4 \cdot \frac{ac}{b} \left(P \cdot \frac{c}{4} + M_c \right)$. Aus (1) folgt:
- (7) $p_a = P \cdot \frac{1}{ab} - p_c$ und $p_c = P \cdot \frac{1}{ab} - p_a$; dies in (2) eingesetzt, gibt:
- (8) $M_c = p_a \cdot \frac{a^2 b}{6} + P \cdot \frac{a}{6} = -p_c \cdot \frac{a^2 b}{6} + P \cdot \frac{a}{6}$. Aus (5) und (8) folgt:
- (9) $2p_a = P \cdot \frac{1}{ab} - \frac{2}{3} m^4 \cdot a^3 c \cdot p_a - 4m^4 \cdot \frac{ac}{b} \left(P \cdot \frac{a}{6} + P \cdot \frac{c}{4} \right)$ oder:
- (9a) $2p_a = P \cdot \frac{1}{ab} - \frac{2}{3} a^3 \gamma \cdot p_a - P \cdot \frac{1}{ab} \left(\frac{2}{3} a^3 \gamma + a^2 \gamma^2 \right)$; hieraus:
- (10) $p_a = P \cdot \frac{1}{2ab} \cdot \frac{1 - a^2 \gamma^2 - \frac{2}{3} a^3 \gamma}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma}$. Ebenso erhält man:
- (11) $p_c = P \cdot \frac{1}{2ab} \cdot \frac{1 + a^2 \gamma^2 + \frac{4}{3} a^3 \gamma}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma}$. Durch Einsetzen von (10) und (11) in (2) findet man:
- (12) $M_c = P \cdot \frac{a}{4m} \cdot \frac{1 - \frac{1}{3} a^2 \gamma^2}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma}$ und somit
- (13) $Z = -M_c \cdot \frac{4m}{P} = -a \cdot \frac{1 - \frac{1}{3} a^2 \gamma^2}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma}$.

Wird p_a negativ, so verändern sich die Bedingungen für die Lösung der Aufgabe, sofern keine Zugspannungen zwischen Bau- sohle und Baugrund auftreten dürfen. Gemäß Abb. 88 verkürzt sich in diesem Falle die Unterstützungsstrecke AC auf die Strecke $A'C = a'$. Der Stab ist nunmehr gleichsam an drei Stellen unterhöht. Zur Bestimmung der drei Unbekannten a' , p_c und M_c stehen folgende Bedingungsgleichungen zur Verfügung:

- (1) $P = a' \cdot b \cdot p_c$
- (2) $M_c = \frac{(a')^2 b}{6} \cdot p_c = \frac{a'}{6} \cdot P$
- (3) $\text{tg } \nu = -\frac{1}{a' \cdot E_0} \cdot p_c = -\frac{c}{EJ} \cdot M_c - \frac{c^2}{4EJ} \cdot P$ Man erhält eine Gleichung dritten Grades für $a' = a' \cdot m$, nämlich:
- (4) $1 - (a')^2 \gamma^2 - \frac{2}{3} (a')^3 \cdot \gamma = 0$.¹⁹⁾ Mit dem hieraus gefundenen Wert von a' wird

(5) $p_c = \frac{m}{a'} \cdot \frac{1}{b} \cdot P$ und (6) $M_c = \frac{a'}{6m} \cdot P$.

Zu beachten ist, daß infolge der Verkürzung der Auflagerstrecke von a auf a' unter Umständen der Wert a , der vorher im Gebiet des endlichen Stabes lag, in das Gebiet des starren Stabes verschoben werden kann. Bei langen Auflagerstrecken a ist eine derartige Verschiebung deshalb weniger zu befürchten, weil hier die negativen Bodenreaktionen gewöhnlich so klein sind, daß sie vernachlässigt werden können.

B. Zusammenstellung der Formeln für „endliche“, „lange“ und „starre“ Auflagerstrecken.

1. Belastungsfall: Einzellast P in Stabmitte (Abb. 89).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

91a) $y = P \cdot \frac{m}{2E_0 b} (A \cdot \zeta_\varphi + B \cdot \zeta'_\varphi + D \cdot \zeta''_\varphi + E \cdot \zeta'''_\varphi)$

$$92a) \begin{cases} A = 2U + V \cdot Z \\ B = -1 \\ D = -\frac{1}{2} Z \\ E = \frac{1}{2} V + \frac{1}{2} W \cdot Z \end{cases} \quad 93a) \begin{cases} Z = \frac{\gamma^2 - V}{\gamma + W} \\ M_c = -P \cdot \frac{1}{4m} \cdot Z \\ p_c = P \cdot \frac{m}{2b} (2U + V \cdot Z) \\ p_a = P \cdot \frac{m}{2b} \left(4 \frac{\zeta'_\alpha}{N} + 2 \frac{\zeta''_\alpha}{N} \cdot Z \right) \end{cases}$$

Bemerkung: α gleichwertig mit $2\lambda'$ (vgl. Fußnote 18, S. 112).

b) Lange Auflagerstrecken α .

91b) $y = P \cdot \frac{m}{2E_0 b} (a \cdot \zeta_\varphi + d \cdot \zeta'_\varphi)$

$$92b) \begin{cases} a = \gamma + 1 \\ d = -\frac{1}{2} (\gamma - 1) \end{cases} \quad 93b) \begin{cases} M_c = -P \cdot \frac{1}{4m} (\gamma - 1) \\ p_c = P \cdot \frac{m}{2b} (\gamma + 1) \\ p_a \sim 0 \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$93c) \begin{cases} M_c = P \cdot \frac{1}{4m} \cdot a \cdot \frac{1 - \frac{1}{3} a^2 \gamma^2}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_c = P \cdot \frac{m}{2b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1 + \frac{4}{3} a^3 \gamma + a^2 \gamma^2}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_a = P \cdot \frac{m}{2b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1 - \frac{2}{3} a^3 \gamma - a^2 \gamma^2}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \end{cases}$$

2. Belastungsfall: Zwei gleich große Einzellasten P auf der unterhöhten Mittelstrecke symmetrisch zur Mitte (Abb. 90).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

94a) $y = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (A \cdot \zeta_\varphi + B \cdot \zeta'_\varphi + D \cdot \zeta''_\varphi + E \cdot \zeta'''_\varphi)$

$$95a) \begin{cases} A = 2U + V \cdot Z \\ B = -1 \\ D = -\frac{1}{2} Z \\ E = \frac{1}{2} V + \frac{1}{2} W \cdot Z \end{cases} \quad 96a) \begin{cases} Z = \frac{\gamma^2 - \varepsilon^2 - V}{\gamma + W} \\ M_c = -P \cdot \frac{1}{2m} \cdot Z \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} \cdot (2U + V \cdot Z) \\ p_a = P \cdot \frac{m}{b} \left(4 \frac{\zeta'_\alpha}{n} + 2 \frac{\zeta''_\alpha}{n} \cdot Z \right) \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

94b) $y = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (a \cdot \zeta_\varphi + d \cdot \zeta'_\varphi)$

¹⁹⁾ Diese Gleichung folgt auch unmittelbar aus (10) der vorstehenden Entwicklung, wenn man $p_a = 0$ setzt.

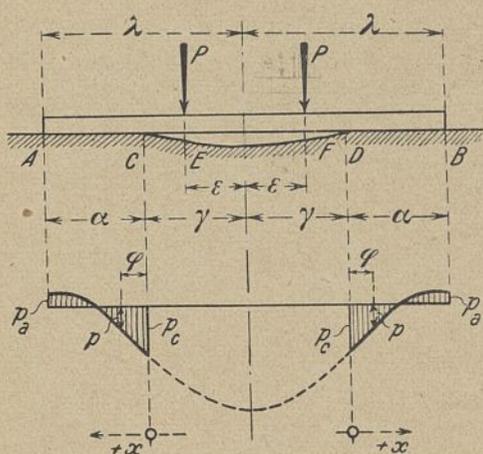


Abb. 90.

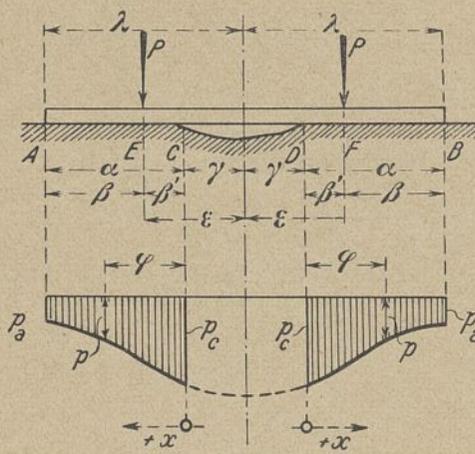


Abb. 91.

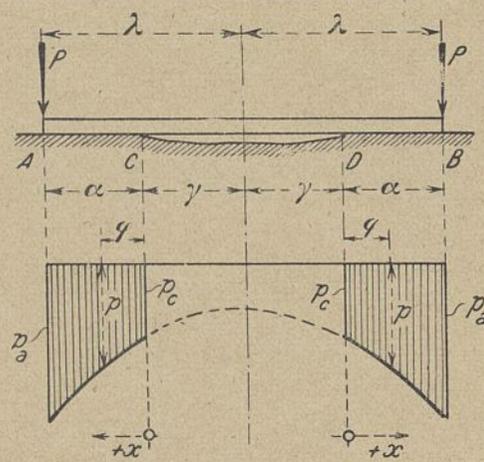


Abb. 92.

$$95b) \begin{cases} a = 2 + Z \\ d = -\frac{1}{2} Z \end{cases} \quad 96b) \begin{cases} Z = \gamma - 1 - \frac{\epsilon^2}{\gamma + 1} \\ M_c = -P \cdot \frac{1}{2m} \cdot Z \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} \cdot (2 + Z) \\ p_a \sim 0 \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken a.

$$96c) \begin{cases} M_c = P \cdot \frac{1}{2m} \cdot a \cdot \frac{1 - \frac{1}{3} a^2 (\gamma^2 - \epsilon^2)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1 + \frac{4}{3} a^3 \gamma + a^4 (\gamma^2 - \epsilon^2)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_a = P \cdot \frac{m}{b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1 - \frac{2}{3} a^3 \gamma - a^4 (\gamma^2 - \epsilon^2)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \end{cases}$$

3. Belastungsfall: Zwei gleich große Einzellasten P auf den aufruhenden Stabenden symmetrisch zur Stabmitte (Abb. 91).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken a.

$$97a) \text{ Strecken } AE \text{ und } BF: y_1 = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (A \cdot \mathfrak{G}_\varphi + B \cdot \mathfrak{G}'_\varphi + D \cdot \mathfrak{G}''_\varphi + E \cdot \mathfrak{G}'''_\varphi)$$

$$EC \text{ und } FD: y_2 = y_1 - P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \mathfrak{G}'_{\beta' - \varphi}$$

$$98a) \begin{cases} A = 2U \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} + V \left(Z + \frac{1}{2} \mathfrak{G}''_{\beta'} \right) \\ B = -\mathfrak{G}_{\beta'} \\ D = -\frac{1}{2} \left(Z + \frac{1}{2} \mathfrak{G}''_{\beta'} \right) \\ E = \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} + \frac{1}{2} W \left(Z + \frac{1}{2} \mathfrak{G}''_{\beta'} \right) \end{cases}$$

$$99a) \begin{cases} Z = -\frac{V \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} + \frac{1}{2} \mathfrak{G}''_{\beta'} - \frac{1}{2} W \cdot \mathfrak{G}''_{\beta'}}{\gamma + W} \\ M_c = -P \cdot \frac{1}{2m} \cdot Z \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} \left\{ 2U \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} - \mathfrak{G}'_{\beta'} + V \left(Z + \frac{1}{2} \mathfrak{G}''_{\beta'} \right) \right\} \\ p_a = P \cdot \frac{m}{b} \left\{ 2U \cdot \mathfrak{G}_{\beta'} - \mathfrak{G}'_{\beta'} + \frac{1}{2} V \cdot \mathfrak{G}''_{\beta'} + 2 \frac{\mathfrak{G}''_{\beta'}}{N} \cdot Z \right\} \end{cases}$$

Auf den Unterschied zwischen beta und beta' ist zu achten.

b) Lange Auflagerstrecken a.

$$97b) \begin{cases} \text{Strecken } AE \text{ und } BF: y_1 = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (a \cdot \mathfrak{G}_\varphi + d \cdot \mathfrak{G}''_\varphi) \\ \text{„ } EC \text{ „ } FD: y_2 = y_1 - P \cdot \frac{m}{E_0 b} \cdot \mathfrak{G}'_{\beta' - \varphi} \end{cases}$$

$$98b) \quad a = 2\mathfrak{G}_{\beta'} + \frac{1}{2} \mathfrak{G}''_{\beta'} + Z \quad d = -\frac{1}{2} \left(Z + \frac{1}{2} \mathfrak{G}''_{\beta'} \right)$$

$$99b) \begin{cases} Z = -\frac{1}{2} \frac{\mathfrak{G}''_{\beta'}}{\gamma + 1} & M_c = -P \cdot \frac{1}{2m} \cdot Z \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} (Z + 2\mathfrak{G}_{\beta'}) & p_a \sim 0 \text{ für } \frac{\beta}{2} > 2 \text{ bis } 3 \\ p_a = 2P \cdot \frac{m}{b} & \text{für kleine } \beta \left(\frac{\beta}{2} < 2 \right). \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken a.

$$99c) \begin{cases} M_c = P \cdot \frac{1}{2m} \cdot a \cdot \frac{1 + \frac{1}{3} (\beta' a)^2 - 2 \left(\frac{\beta'}{a} \right)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1 + \frac{4}{3} a^3 \gamma - 2 a^2 \gamma (\epsilon - \gamma)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_a = P \cdot \frac{m}{b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1 - \frac{2}{3} a^3 \gamma + 2 a^2 \gamma (\epsilon - \gamma)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \end{cases}$$

4. Belastungsfall: Zwei gleich große Einzellasten P an den Stabenden (Abb. 92).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken a.

$$100a) \quad y = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (A \cdot \mathfrak{G}_\varphi + B \cdot \mathfrak{G}'_\varphi + D \cdot \mathfrak{G}''_\varphi + E \cdot \mathfrak{G}'''_\varphi)$$

$$101a) \begin{cases} A = 4 \frac{\mathfrak{G}'_\alpha}{N} + Z \\ B = 0 \\ D = -\frac{1}{2} Z \\ E = \frac{\mathfrak{G}''_\alpha}{N} + \frac{1}{2} W \cdot Z \end{cases} \quad 102a) \begin{cases} Z = -\frac{\mathfrak{G}'_\alpha}{N} \cdot \frac{2}{\gamma + W} \\ M_c = -P \cdot \frac{1}{2m} \cdot Z \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} \cdot \left(4 \frac{\mathfrak{G}'_\alpha}{N} + Z \right) \\ p_a = P \cdot \frac{m}{b} \cdot \left(2U + 2 \frac{\mathfrak{G}''_\alpha}{N} \cdot Z \right) \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken a.

$$100b) \quad y = P \cdot \frac{m}{E_0 b} (a \cdot \mathfrak{G}_\varphi + d \cdot \mathfrak{G}''_\varphi)$$

$$101b) \begin{cases} a = 2\mathfrak{G}''_\alpha + Z \\ d = -\frac{1}{2} Z \end{cases} \quad 102b) \begin{cases} Z = \frac{2\mathfrak{G}''_\alpha}{\gamma + 1} \\ M_c = -P \cdot \frac{1}{2m} \cdot Z \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} \cdot (2\mathfrak{G}''_\alpha + Z) \\ p_a \sim 2P \cdot \frac{m}{b} \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken a.

$$102c) \begin{cases} M_c = -P \cdot \frac{1}{2m} \cdot a \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_c = P \cdot \frac{m}{b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1 - \frac{2}{3} a^3 \gamma}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_a = P \cdot \frac{m}{b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1 + \frac{4}{3} a^3 \gamma}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \end{cases}$$

5. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte volle Belastung g (Abb. 93).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken a.

$$103a) \quad y = g \cdot \frac{1}{E_0} \left\{ 1 + \gamma (A \cdot \mathfrak{G}_\varphi + B \cdot \mathfrak{G}'_\varphi + D \cdot \mathfrak{G}''_\varphi + E \cdot \mathfrak{G}'''_\varphi) \right\}$$

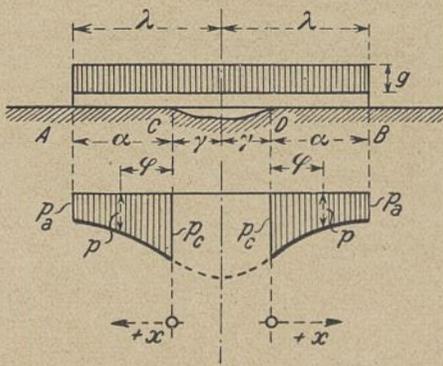


Abb. 93.

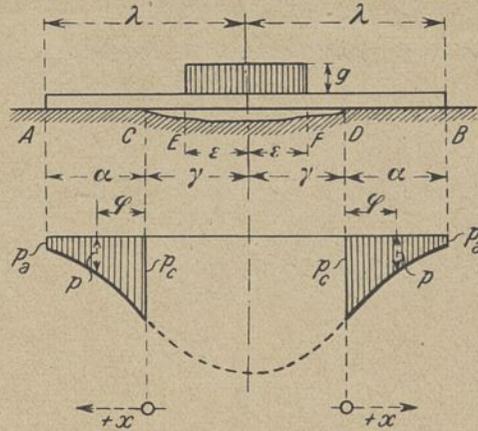


Abb. 94.

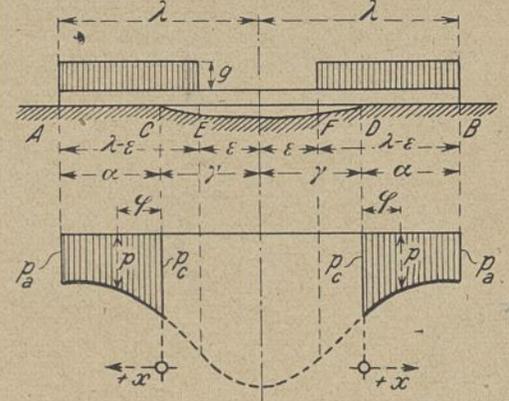


Abb. 95.

$$104a) \begin{cases} A = 2U + V \cdot Z \\ B = -1 \\ D = -\frac{1}{2} Z \\ E = \frac{1}{2} V + \frac{1}{2} W \cdot Z \end{cases} \quad 105a) \begin{cases} Z = \frac{2}{3} \gamma^2 - V \\ M_c = -g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot \gamma \cdot Z \\ p_c = g \{ 1 + \gamma(2U + V \cdot Z) \} \\ p_a = g \left\{ 1 + \gamma \left(4 \frac{\zeta'_\alpha}{N} + 2 \frac{\zeta''_\alpha}{N} \cdot Z \right) \right\} \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$103b) \quad y = g \cdot \frac{1}{E_0} \{ 1 + \gamma(a \cdot \zeta'_\alpha + d \cdot \zeta''_\alpha) \}$$

$$104b) \begin{cases} a = 2 + Z \\ d = -\frac{1}{2} Z \end{cases} \quad 105b) \begin{cases} Z = \frac{2}{3} \gamma^2 - 1 \\ M_c = -g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot \gamma \cdot Z \\ p_c = g \{ 1 + \gamma(2 + Z) \} \\ p_a \sim g. \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$105c) \begin{cases} M_c = g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot \alpha \gamma \cdot \frac{1 - \frac{2}{9} a^2 \gamma^2}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_c = g \cdot \frac{\frac{\lambda}{\alpha} \left(1 + \frac{4}{3} a^3 \gamma \right) + \frac{2}{3} a \gamma^2 - a^3 \gamma}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_a = g \cdot \frac{\frac{\lambda}{\alpha} \left(1 - \frac{2}{3} a^3 \gamma \right) - \frac{2}{3} a \gamma^2 + a^3 \gamma}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \end{cases}$$

6. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g auf dem unterhöhlten Stabteil symmetrisch zur Stabmitte (Abb. 94).

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

$$106a) \quad y = g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \epsilon (A \cdot \zeta'_\alpha + B \cdot \zeta''_\alpha + D \cdot \zeta'''_\alpha + E \cdot \zeta''''_\alpha)$$

$$107a) \begin{cases} A = 2U + V \cdot Z \\ B = -1 \\ D = -\frac{1}{2} Z \\ E = \frac{1}{2} V + \frac{1}{2} W \cdot Z \end{cases} \quad 108a) \begin{cases} Z = \frac{\gamma^2 - \frac{1}{3} \epsilon^2 - V}{\gamma + W} \\ M_c = -g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot \epsilon \cdot Z \\ p_c = g \cdot \epsilon (2U + V \cdot Z) \\ p_a = g \cdot \epsilon \left(4 \frac{\zeta'_\alpha}{N} + 2 \frac{\zeta''_\alpha}{N} \cdot Z \right) \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$106b) \quad y = g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \epsilon (a \cdot \zeta'_\alpha + d \cdot \zeta''_\alpha)$$

$$107b) \begin{cases} a = 2 + Z \\ d = -\frac{1}{2} Z \end{cases} \quad 108b) \begin{cases} Z = \gamma - 1 - \frac{1}{3} \frac{\epsilon^2}{\gamma + 1} \\ M_c = -g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot \epsilon \cdot Z \\ p_c = g \cdot \epsilon (2 + Z) \\ p_a \sim 0. \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$108c) \begin{cases} M_c = g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot \alpha \epsilon \cdot \frac{1 - \frac{1}{3} a^3 (\gamma^2 - \frac{1}{3} \epsilon^2)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \end{cases}$$

$$108c) \begin{cases} p_c = g \cdot \frac{\epsilon}{\alpha} \cdot \frac{1 + \frac{4}{3} a^3 \gamma + a^2 (\gamma^2 - \frac{1}{3} \epsilon^2)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_a = g \cdot \frac{\epsilon}{\alpha} \cdot \frac{1 - \frac{2}{3} a^3 \gamma - a^2 (\gamma^2 - \frac{1}{3} \epsilon^2)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \end{cases}$$

7. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g nach Abb. 95.

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

$$109a) \quad y = g \cdot \frac{1}{E_0} \{ 1 + (\gamma - \epsilon) (A \cdot \zeta'_\alpha + B \cdot \zeta''_\alpha + D \cdot \zeta'''_\alpha + E \cdot \zeta''''_\alpha) \}$$

$$110a) \begin{cases} A = 2U + V \cdot Z \\ B = -1 \\ D = -\frac{1}{2} Z \\ E = \frac{1}{2} V + \frac{1}{2} W \cdot Z \end{cases}$$

$$111a) \begin{cases} Z = \frac{\frac{1}{3} (\gamma - \epsilon) (2\gamma + \epsilon) - V}{\gamma + W} \\ M_c = -g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot (\gamma - \epsilon) \cdot Z \\ p_c = g \{ 1 + (\gamma - \epsilon) (2U + V \cdot Z) \} \\ p_a = g \left\{ 1 + (\gamma - \epsilon) \left(4 \frac{\zeta'_\alpha}{N} + 2 \frac{\zeta''_\alpha}{N} \cdot Z \right) \right\} \end{cases}$$

b) Lange Auflagerstrecken α .

$$109b) \quad y = g \cdot \frac{1}{E_0} \{ 1 + (\gamma - \epsilon) (a \cdot \zeta'_\alpha + d \cdot \zeta''_\alpha) \}$$

$$110b) \begin{cases} a = 2 + Z \\ d = -\frac{1}{2} Z \end{cases} \quad 111b) \begin{cases} Z = \frac{\frac{1}{3} (\gamma - \epsilon) (2\gamma + \epsilon) - 1}{\gamma + 1} \\ M_c = -g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot (\gamma - \epsilon) \cdot Z \\ p_c = g \{ 1 + (\gamma - \epsilon) (2 + Z) \} \\ p_a \sim g \end{cases}$$

c) Starre Auflagerstrecken α .

$$111c) \begin{cases} M_c = g \cdot \frac{b}{2m^2} \cdot (\gamma - \epsilon) \cdot \alpha \cdot \frac{1 - \frac{1}{9} a^2 (\gamma - \epsilon) (2\gamma + \epsilon)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_c = g \cdot \frac{\frac{\lambda - \epsilon}{\alpha} \left(1 + \frac{4}{3} a^3 \gamma \right) - a \epsilon \left(\gamma^2 - \frac{1}{3} \epsilon^2 \right) - a \gamma \left(a^2 - \frac{2}{3} \gamma^2 \right)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \\ p_a = g \cdot \frac{\frac{\lambda - \epsilon}{\alpha} \left(1 - \frac{2}{3} a^3 \gamma \right) + \epsilon a \left(\gamma^2 - \frac{1}{3} \epsilon^2 \right) + a \gamma \left(a^2 - \frac{2}{3} \gamma^2 \right)}{1 + \frac{1}{3} a^3 \gamma} \end{cases}$$

8. Belastungsfall: Gleichmäßig verteilte Streckenbelastung g nach Abb. 96.

a) Endliche (kurze) Auflagerstrecken α .

$$112a) \begin{cases} \text{Strecken } AE \text{ und } BF: \\ y_1 = g \cdot \frac{1}{E_0} (A \cdot \zeta'_\alpha + B \cdot \zeta''_\alpha + D \cdot \zeta'''_\alpha + E \cdot \zeta''''_\alpha) \\ \text{Strecken } EC \text{ und } FD: \\ y_2 = y_1 + g \cdot \frac{1}{E_0} \cdot \zeta_{\beta' - \alpha} \end{cases}$$

$$113a) \begin{cases} A = \frac{1}{2} U \cdot \zeta_{\beta'} + V \left(Z - \frac{1}{2} \zeta_{\beta'} \right) & B = -\frac{1}{4} \zeta_{\beta'} \\ D = -\frac{1}{2} \left(Z - \frac{1}{2} \zeta_{\beta'} \right) & E = \frac{1}{8} V \cdot \zeta_{\beta'} + \frac{1}{2} W \left(Z - \frac{1}{2} \zeta_{\beta'} \right) \end{cases}$$



