Möhnetalsperre.

Entwurf zum II. Teil der Bauausführung:

Herstellung der Sperrmauer.


Lageplan der Möhnetalsperre.
Inhalt 130 000 000 cbm.
Überstaute Fläche 1016 ha.
Königl. Forstrevier Oberelmer
Maßstab 1/25000 der natürlichen Länge.
Meter u. Kilometer.
Schritt.
geographische Meile.
Günne
Westrich
Korbecke
Stockum
Wamel
Brunsbüttel
Delecke
Heilenbach
Wilhelmshütte
Wellinghausen
Westen
Gut Kl.
Lärchenhof
Fischer B.
Hamm B.
Kamp

Ruhrtalsperrenverein
zu Essen.

Möhnetalsperre.

(Stauinhalt 130 Millionen cbm.)

II. Teil der Bauausführung:

Herstellung der Sperrmauer.

Entwurf vom Juli 1908.

Essen.
Druck von C. W. Haarfeld.
1908.

Inhalt.

Erläuterungs-Bericht
zum zweiten Teil der Bauausführung.

Herstellung der Sperrmauer.

Teilung der Entwurfarbeiten.

Im Januar 1907 wurde der Entwurf für den ersten Teil der Bauausführung der Möhnetalsperre zur landespolizeilichen Prüfung eingereicht. In dem zugehörigen Erläuterungsbericht war ausgeführt, daß die Bauausführung der Möhnetalsperre in fünf Teile zerfallen werde, nämlich:

1. Herstellung des Umlaufgrabens und des anschließenden Stollens, die zur Umleitung der Möhne und Heve während der Bauzeit dienen sollen, sowie des Erd- und Felsaushubs der Baugrube;
2. Herstellung der Sperrmauer;
3. Herstellung der von der Provinzialverwaltung auf Kosten des Ruhrtalsperrenvereins auszuführenden Straßenverlegungen, einschl. der Überführungen im Möhne- und Hevetal;
4. Herstellung der vom Ruhrtalsperrenverein auszuführenden Wegeverlegungen und Randwege, einschl. der Talüberführungen bei Körbecke und Stockum;
5. Bau der Wasserkraftanlage unterhalb der Sperrmauer.

Die Trennung der unter 1. und 2. genannten Teile der Bauausführung war im vorliegenden Fall mit Rücksicht auf die Dringlichkeit der Beschaffung weiteren Stauraums im Ruhrgebiet nicht zu umgehen, denn durch die Fertigstellung der umfangreichen Entwurfarbeiten der Sperrmauer durfte der Beginn der Bauausführung nicht verzögert werden. Die Teilung des Entwurfs und der Ausführung wurde dadurch erleichtert, daß durch die Verhandlungen, Untersuchungen und Prüfungsbemerkungen, die der Eingabe des allgemeinen Entwurfs vom 20. April 1906 gefolgt waren, die wichtigsten Grundlagen des Planes, nämlich die Lage der Absperrungsstelle und die Linienführung des Stollens, schon festlagen.

Beschreibung des Entwurfs vom Januar 1907. (Erster Teil der Bauausführung.)

Die Grundzüge des Entwurfs zum ersten Teil der Bauausführung seien nachstehend kurz wiederholt:

Damit der Aushub der Baugrube und später die Ausführung des Mauerwerks im Trockenen erfolgen kann, ist

die Ableitung des Wassers der Möhne und Heve während der Bauzeit erforderlich. Bei kleineren Talsperrenbauten erfolgt diese durch hölzerne oder eiserne Gerinne, die über die Baugrube verlegt werden; für ein so großes Niederschlaggebiet wie es hier in Frage kommt genügt aber eine solche Ableitung nicht mehr. Das Wasser der Möhne und Heve soll daher oberhalb der jetzigen Mündung und der Baugrube vereinigt und während der Bauzeit durch einen Stollen im linken Berghang geleitet werden, in den später kurz vor der Vollendung der Sperrmauer mehrere schmiedeeiserne Rohre eingebaut werden sollen, die es gestatten, im Betriebe auch durch den Stollen nach Bedarf Wasser abzugeben. Die Zuleitung der Möhne, die jetzt auf der rechten Talseite fließt, nach dem Stollen im linken Berghang erfordert den Aushub eines neuen Flußbettes quer durch den Talgrund hindurch bis zur Heve, deren Bett am linken Talrand liegt (vgl. Abb. 1).

Das neue Möhnebett wird auf der talabwärts gelegenen Seite von einem Schutzdamm begleitet, der eine Überflutung der unterhalb liegenden Baugrube bei höheren Wasserständen verhüten soll. Bei der großen Hochwassermenge von Möhne und Heve, die äußerstenfalls bis zu 292 cbm/sek ansteigen kann (Nachweis in dem bereits landespolizeilich geprüften „Allgemeinen Entwurf für die Anlage einer Talsperre im Möhnetal" vom 20. April 1906), ist es nicht möglich, dem Stollen solche Abmessungen zu geben, daß er jedes, auch das größte Hochwasser während der Bauzeit abzuleiten vermöchte. Es sind daher sowohl für die Möhne als auch für die Heve in dem Hochwasserschutzdamm Überläufe vorgesehen, die bei höheren Wasserständen überflutet werden. Das über die Überläufe abströmende Wasser gelangt in das alte Möhne- und Hevebett und wird durch schmiedeeiserne Gerinne über die Baugrube überführt.

Genehmigung zum Beginn des ersten Teiles der Bauarbeiten, Ausschreibung und Vergebung.

Bei der Rückgabe des landespolizeilich geprüften Entwurfs für die Herstellung des neuen Möhnebettes, des Umleitungsstollens und den Aushub der Baugrube erteilte der Herr Regierungspräsident zu Arnsberg am 13. August 1907 die Genehmigung zum Beginn der Bauarbeiten. Zunächst wurden noch einzelne Teile des Planes vom Januar 1907 zur Erfüllung der in den ministriellen Prüfungsbemerkungen vom 3. August 1907 gestellten Forderungen umgearbeitet. Der Schieberschacht, der künftig die Gestänge zum Verschluß der Rohrschieber im Stollen aufnehmen soll, wurde nach der Wasserseite der Sperrmauer verlegt, für den Stollen wurde eine stärkere Befestigung der Wandungen und der Sohle mit Beton- und Klinkermauerwerk vorgesehen und das neue Möhnebett erhielt zur Sicherung gegen Abspülen flachere, 1:3 geneigte Böschungen. Um die Leistungs-

fähigkeit des Stollens während der Bauzeit möglichst auszunutzen, wurde der Überfall an der Heve um 60 cm höher gelegt. Der Hochwasserschutzdamm wurde an dieser Stelle entsprechend ebenfalls um 60 cm erhöht, im Mittel der ganzen Länge also, da der Überfall und die Dammkrone an der Möhne ihre im Entwurf vorgesehene Höhenlage behielten, um 30 cm. Die Konstruktion der Überläufe in der Krone des Hochwasserschutzdammes neben dem neuen Möhnebett wurde durch Ersatz des früher geplanten Pflasters auf Kiesbettung durch kräftiges Betonmauerwerk verstärkt.

Die Bauarbeiten wurden dann Anfang Oktober 1907 öffentlich ausgeschrieben und am 22. November dem Baugeschäft D. Liesenhoff in Dortmund, das bereits an der Hennetalsperre in Meschede Erfahrungen im Talsperrenbau gewonnen hatte, unter der Bedingung übertragen, daß die Fertigstellung bis zum 1. März 1909 erfolgen solle.

Beginn und Fortschritt der Bauarbeiten. Neues Möhnebett.

Die Bauarbeiten, die der Leitung des Königlichen Wasserbauinspektors Raddatz in Arnsberg und der Oberleitung des Unterzeichneten unterstehen, begannen am 7. Januar 1908. Die Bauunternehmung beschaffte für die umfangreichen Erdbewegungen einen Trockenbagger, der zunächst den Aushub des neuen Möhnebettes in Angriff nahm. Da sich der Boden für den Baggerbetrieb als recht geeignet erwies, machten der Aushub und die Anschüttung des Hochwasserschutzdammes gute Fortschritte. Ende Juli war der größte Teil dieser Arbeit fertiggestellt, mit Ausnahme der beiden Überläufe für die Möhne und Heve, die zunächst noch offen bleiben müssen und erst nachgeholt werden können, wenn beide Flüsse nicht mehr im alten Bett, sondern gemeinsam durch den Stollen fließen. Die Baugrube der Sperrmauer soll ebenfalls durch den Trockenbagger ausgehoben werden, sodaß diese Arbeit bis zur Fertigstellung des neuen Möhnebettes zurückgestellt wurde.

Umleitungsstollen.

Das Hauptinteresse wurde dem Umleitungsstollen entgegengebracht, der nach dem Entwurf in einer Länge von 305 m, mit Voreinschnitten 365 m das linksseitige Gebirge durchqueren soll. Die Ausführung dieses wichtigen und schwierigen Teiles der Bauarbeiten war mit Ausnahme der Mauerung von dem Baugeschäft Liesenhoff der Spezialfirma für Tunnelbau C. Deilmann in Dortmund weiter übertragen worden. Der Vortrieb wurde im Februar von beiden Seiten gleichzeitig in Angriff genommen, und zwar nicht in der ganzen Fläche des Profils, sondern an der oberen Seite als Firststollen, an der unteren als Sohlstollen. Erst nach erfolgtem Durchschlag der Richtstollen soll der Vollausbruch nachfolgen. Nachdem die Voreinschnitte fertiggestellt waren, erwies sich auf beiden Angriffstellen das Gestein als Grauwacke, die mit Schiefer- und Letteschichten durchzogen war.

Die meist dünnen, aber schlüpfrigen Letteeinlagen begünstigten das Gleiten der steil gestellten Grauwackebänke auf ihrer Lagerfläche, ein Umstand, der das Gebirge am Ein- und Auslauf des Stollens stark druckhaft machte, sodaß eine weitgehende und kräftige Auszimmerung erforderlich wurde. Der Gebirgsdruck blieb bis zu einem Vortrieb von 64 m am Einlauf und 52 m am Auslauf wenig verändert, verminderte sich aber im Innern des Berges, sodaß dort bis auf kleinere Zwischenstrecken eine Zimmerung entbehrt werden konnte und der Vortrieb schneller von statten ging. Zum Schluß wurde eine Gesamttagesleistung von 6,50 m an beiden Angriffsflächen bei 24 stündiger Arbeitszeit erreicht, während zu Beginn kaum 3 bis 4 m täglich geleistet worden waren.

Am 27. Juli erfolgte der Durchschlag genau in der Stollenaxe. Das Gestein war in der Mitte des Stollens, d. h. unterhalb der künftigen Mauer, recht gut und bestand aus einem dicht geschlossenen, trockenen Grauwackenschiefer. Auch sonst waren an keiner Stelle des Stollens offene Klüfte oder Spalten wahrgenommen worden, vielmehr war das Gebirge überall dicht geschlossen und die Fugen der Grauwackebänke, wie erwähnt, mit Lette ausgefüllt. Nach der Ausführung ist die Länge der Stollenröhre wegen einer kleinen Verlängerung der Voreinschnitte noch 301,80 m, davon standen 146,0 m mit und 155,80 m ohne Verzimmerung.

Verstärkung der Stollenausmauerung.

Die Erfahrungen, die während des Stollenvortriebes gemacht wurden, waren für die weitere Bearbeitung des Entwurfs von Wichtigkeit. Die Bauleitung gelangte zu der Überzeugung, daß wegen des am Ein- und Auslauf aufgetretenen Gebirgsdruckes an diesen Stellen eine stärkere Ausmauerung notwendig sein werde, und entschloß sich, vorsichtshalber den ganzen Stollen mit einem schweren Mauerprofil auszukleiden. Es war hierbei zu berücksichtigen, daß der Druckstollen, d. h. der Teil des Stollens vom oberen Einlauf bis zum künftigen Rohrverschluß, nach Beginn des Betriebes schwer zugänglich sein wird, nämlich nur nach fast völliger Entleerung des Sperrbeckens. Eine Reparatur an dieser Stelle würde also schwierig und wegen des Verlustes an Stauinhalt sehr mißlich sein. Demnach mußte besonders für diesen Teil eine kräftige und sichere Konstruktion gewählt werden.

Der Entschluß, den Stollen stark auszumauern, machte eine Änderung des früher geplanten Querschnittes notwendig. Nach dem Entwurf vom Januar 1907 war ein verhältnismäßig breites Profil von 5 m lichter Weite, 4,50 m lichter Höhe und 20 qm lichtem Querschnitt vorgesehen, das 40 cm starke Betonauskleidung mit Klinkerverblendung erhalten sollte. Nach der Beschaffenheit des Gesteins erschien es

ratsam, dies breite, flache Profil durch ein solches zu ersetzen, das sich zur Aufnahme von Gebirgsdruck besser eignet, ein sog. Druckprofil (Abb. 2 und 3), dessen Abmessungen also nunmehr zu bestimmen waren.

Bestimmung der Abmessungen des Stollenprofils und der Rohreinbauten bei verstärkter Ausmauerung.

In den ministeriellen Prüfungsbemerkungen vom 3. August 1907 war empfohlen, dem Stollen einen solchen Querschnitt zu geben, daß er bei gefülltem Becken die größte Hochwassermenge von 292 cbm/sek abzuleiten vermag. Die Erfüllung dieser Forderung ist für die normale Stollenröhre nicht schwierig. Da der Wasserspiegel bei gefülltem Becken auf Ord. 213,30, die Stollenaxe am Auslauf auf Ord. 180,80 liegt, so ist die Druckhöhe = 32,50 m, und die erforderliche Querschnittsfläche würde sich theoretisch, ohne Berücksichtigung der Reibungsverluste, zu

$$F = \frac{Q}{\sqrt{2gh}} = \frac{292}{\sqrt{2g \cdot 32{,}50}} = \text{rd. } 11{,}60 \text{ qm}$$

ergeben. Die Leistungsfähigkeit des Stollens bei gefülltem Becken ist aber fast ausschließlich von den Verschlußvorrichtungen, d. h. den später einzubauenden Rohren abhängig, es sei denn, daß man diesen einen gleichen oder noch größeren Querschnitt gibt wie dem normalen Stollen.

Der oben berechnete lichte Querschnitt von 11,60 qm würde erst durch Einbau von 7 Rohren von etwa 1450 mm Durchmesser erreicht werden. Es erschien aber nicht ratsam, mehr wie drei Rohre in den Verschlußpfropfen zu legen, denn schon diese erforderten für die Einbaustelle eine erhebliche Erweiterung des normalen Stollenprofils.

Nachdem die Zahl der Rohre festgelegt war, wurden ihre Querschnitte zugleich mit denen der Rohreinbauten der Sperrmauer so bestimmt, daß sämtliche Bedienungsrohre der ganzen Anlage den gleichen Durchmesser erhalten. Hiermit ist der Vorteil verbunden, daß für alle Rohr- und Flachschieber, Winden und Gestänge die gleichen Modelle verwendet und auch Ersatzstücke bereit gehalten werden können. Die Berechnung ergab, daß die erforderliche Leistungsfähigkeit aller einzubauenden Ablaßrohre bei einem gemeinsamen Durchmesser von 1400 mm erreicht wurde.

Aus den Rohrabmessungen ergab sich dann die erforderliche Weite des Stollens an der Einbaustelle. Die Abmessungen des normalen Stollenprofils wurden dann so gewählt, daß die Fläche des Felsausbruchs, die bei der Ausschreibung vorgesehen war, auch nach Umänderung des Profils die gleiche blieb, d. h. die Verstärkung der Mauerung erfolgte nach innen, unter Verminderung des lichten Profils. Nach der Ausschreibung hatte der Stollen einen lichten Querschnitt von 20 qm, nach der Ausführung, d. h. bei Verstärkung der Ausmauerung, von 12,48 qm, der Felsausbruch war nach der Ausschreibung 27,10 qm, nach der

Ausführung im Druckstollen 27,26 qm und unterhalb des künftigen Verschlusses 25,43 qm (Blatt 16).

Einfluß der stärkeren Ausmauerung des Stollens auf die Leistungsfähigkeit der Vorrichtungen für die Ableitung von Möhne und Heve während der Bauzeit.

Die Verminderung des lichten Stollenprofils hat nach Einbau des Verschlußpfropfens, d. h. im künftigen Betrieb, nur einen geringen Einfluß auf die Leistungsfähigkeit, nämlich durch eine kleine Vermehrung der Reibungsverluste im Stollen, da, wie gesagt, nach Beendigung der Bauausführung die Menge des durch den Stollen abzugebenden Wassers im wesentlichen vom Querschnitt der eingebauten Rohre abhängt. Für die Bauzeit hat die Verkleinerung des Querschnittes die Folge, daß größere Hochwässer nicht mehr durch den Stollen allein abfließen können, sodaß die Überläufe im Hochwasserschutzdamm öfter überflutet werden, als nach dem Entwurf vom Januar 1907 anzunehmen war, es sei denn, daß man einen höheren Stau am Hochwasserschutzdamm zulassen wollte, was aber mit Rücksicht auf die oberhalb liegenden Ländereien und die Sicherheit der ganzen Ausführung nicht zu empfehlen ist. Sollte also die beim größten Hochwasser nach der Ausschreibung für zulässig betrachtete Stauhöhe von 60 cm unter der Oberkante des Hochwasserschutzdammes beibehalten werden, so waren die beiden Überläufe für Möhne und Heve tiefer zu legen.

In der nachstehenden Tabelle sind die Höhenlagen der Bauteile, die für die Ableitung des Wassers der Möhne

	Entwurf vom Januar 1907	Ausschreibung vom Oktober 1907	Ausführung (1908/09)
Höhenlage der Sohle der Möhne . .	181,00	181,00	181,00
Desgl. der Heve	179,76	179,76	179,76
Überfallkante an der Möhne	183,00	183,00	182,57 43 cm niedriger
Desgl. an der Heve	182,00	182,60 60 cm höher	182,45 15 cm niedriger
Wasserspiegel der Möhne beim größten Hochwasser	nicht berechnet	184,30	184,22
Desgl. der Heve	Desgl.	184,10	184,10
Dammkrone an der Möhne	184,70	184,70	184,70
Desgl. an der Heve	183,90	184,50 60 cm höher	184,50
	cbm	cbm	cbm
Beim größten Hochwasser fließen durch den			
a) Stollen	etwa 129	etwa 116	etwa 68
b) Überfall an der Heve	„ 108	„ 98	„ 113
c) „ „ „ Möhne	„ 55	„ 79	„ 113
	„ 292	„ 293	„ 294
Die Überströmung der Überläufe beginnt bei einem Zufluß von	„ 68	„ 82	„ 38

und Heve während der Bauzeit dienen sollen, und die Inanspruchnahme des Stollens und der beiden Überläufe mit anschließenden Gerinnen nach dem Entwurf vom Januar 1907, der Ausschreibung und der Ausführung zum Vergleich neben einander gestellt. (Vergl. „Nachweis der Leistungsfähigkeit der Ablaßvorrichtungen", Absatz D, Nachweis der genügenden Leistungsfähigkeit der Vorrichtungen, die zur Um- bezw. Ableitung der Möhne und Heve während der Bauzeit dienen sollen.)

Gerinne für die Überleitung von Hochwasser über die Baugrube.

Nach den früheren Abmessungen kamen möglicherweise die Überläufe und die Rinnen über die Baugrube überhaupt nicht in Tätigkeit, während der Zufluß von 38 cbm/sek, etwa das fünffache des Mittelwassers, im allgemeinen in jedem Jahre für kurze Zeit zu erwarten ist. Demnach gewinnen die beiden Gerinne über die Baugrube jetzt eine erhöhte Bedeutung. Sie sind als schmiedeeiserne Balkenträger mit 5 Zwischenstützen ausgebildet und so stark bemessen, daß sie die oben angegebene Hochwassermenge von 113 cbm zu tragen vermögen (Abb. 4). Sie erhalten 4 m lichte Weite und 2 m lichte Höhe und werden im Innern mit gehobelten Bohlen verkleidet, die mit eisernen Federn ineinander gespundet werden. Durch Einrosten der Eisenein lage im Holz wird die Verkleidung erfahrungsgemäß nach einiger Zeit völlig wasserdicht. Zur Ermöglichung der Ableitung des größten Hochwassers sind die Rinnen im Gefälle 1:45 zu verlegen.

Bei der Beurteilung der Anlagen zur Ableitung des Wassers während der Bauzeit darf man sich nicht verhehlen, daß trotz rechnungsmäßig ausreichender Leistungsfähigkeit von Stollen, Überläufen und Gerinnen bei sehr großen Hochwässern die Baugrube doch unter Wasser kommen wird, teils durch den im Kiesbett des Tales unterirdisch zufließenden Grundwasserstrom, teils durch Rückstau, denn solche Wassermengen finden im Möhnebett unterhalb der Baugrube keinen Raum und überfluten die ganze Breite des ebenen Talgrundes. Wenn dieser Zustand erreicht ist, fließt das über die Überläufe strömende Wasser nicht mehr durch die Gerinne allein ab, sondern mehr oder weniger in der ganzen Talbreite. Die Gerinne werden also niemals die rechnungsmäßige Hochwassermenge von 113 cbm/sek aufzunehmen haben.

Ausmauerung des Stollens.

Wie Blatt 16 zeigt, ist das Gewölbemauerwerk in der First des Druckstollens 0,91 m und im offenen Stollen 0,80 m stark. Mit Rücksicht auf die Zimmerung verläuft die Begrenzung des Mauerwerks an den Stößen (Seitenwandungen) lotrecht. Die Sohle, an der übrigens nirgends, auch nicht am Ein- oder Auslauf, ein Quellen durch Gebirgsdruck beobachtet worden ist, erhält zur Sicherheit eine gegen

die Wandungen verspannte, 50 cm starke Betondecke. Da der Druckstollen tunlichst wasserdicht sein muß, so soll er eine durchgehende Putzschicht im Innern des Mauerwerks erhalten. Demnach wird zunächst ein Mauerwerksring in mindestens 40 cm Stärke hergestellt und verputzt, worauf ein weiterer Ring in zwei Stein starkem Ziegelmauerwerk vorgemauert wird. Für das Ziegelmauerwerk sollen im Innern hartgebrannte Ziegel, in der äußern Sichtfläche Klinker der Barmer Ziegel- und Kalkwerke verwendet werden. Letztere haben sich bei einem Vergleich zweier Klinkersorten als die besten erwiesen, da sie neben dichtem Gefüge und großer Haftfestigkeit eine Druckfestigkeit von 611 kg/qcm aufwiesen. Es bleibt vorbehalten, gegebenenfalls auch die Sichtfläche des Druckstollens später zu verputzen, wodurch dieser einen doppelten Schutzmantel gegen Eintritt von Wasser in das Gebirge erhalten würde. Die wasserdichte Ausführung des Stollens wird noch bis 30 m unterhalb der Axe des Schieberschachtes fortgesetzt werden, während weiter nach dem Auslauf zu eine einfachere Konstruktion der Wandungen in Bruchsteinmauerwerk mit Klinkerverkleidung verwendet werden soll.

Es war zunächst beabsichtigt, die Decke des Stollens in Beton zu stampfen, jedoch ergab der Ausbruch des Gebirges, daß an einigen Stellen ziemlich viel Wasser zufließt; hierdurch wird eine Betonierung erschwert oder unmöglich gemacht, weil das Wasser den Mörtel ausspült. Andererseits muß man bestrebt sein, gerade an solchen Stellen die Gewölbekappe nach Wegnahme der Verzimmerung möglichst schnell zu schließen. Dies führte dazu, die Wölbung in Betonkunststeinen vorzusehen, die außerhalb des Stollens sorgfältig hergestellt werden können und scharf in einander passen, sodaß im Innern des Gebirges der Schluß des Gewölbes rasch und sicher vor sich geht. Man vermeidet durch diese Konstruktion auch die Querfugen, die beim Einstampfen von Beton an solchen Stellen entstehen, wo die Stampfarbeit zeitweise unterbrochen wurde, und den Zusammenhang des Gewölbes beeinträchtigen. Die Kunststeine werden auf der Baustelle in passenden Formkästen, je 7 Stück auf einmal, gestampft, und zwar im Mischungsverhältnis 1 Zement, 1½ gebrochener Steinsand, 1½ gesiebter Lippesand, 3 Teile Splitt (Kleinschlag bis Nußgröße). Die bisher fertiggestellten Steine versprechen große Festigkeit und Dichtigkeit, sollen aber auch noch im königl. Materialprüfungsamt in Großlichterfelde auf Druckfestigkeit geprüft werden.

Schacht und Verschlußpfropfen des Stollens.

In ähnlicher Weise wie der Stollen selbst soll auch der Schacht zur Aufnahme der Schieber und Gestänge hergestellt werden. Er erhält zunächst einen 40 cm starken Mantel

in Beton, der zur Erzielung von Wasserdichtigkeit verputzt wird, und weiter im Innern einen 40 bis 60 cm starken Ring aus Ziegelmauerwerk. Der Schacht mündet zwischen den beiden Verschlußpfropfen des Stollens. Diese und die zugehörigen schmiedeeisernen Rohre, Schieber usw. sind zunächst noch nicht einzubauen, sondern erst gegen Ende der Fertigstellung der Sperrmauer. Die treppenförmigen Gewölbe, in die die einzelnen Ringe der beiden Ziegelpfropfen später eingespannt werden sollen, sind bei der Ausmauerung des Stollens schon vorzusehen. Die Herstellung der Ziegelpfropfen soll in ähnlicher Weise wie die der Verschlüsse der Rohrstollen an der Sperrmauer erfolgen. Jeder der beiden Pfropfen, die durch kräftige Zwischenmauern und eine gemeinsame Sohle zu einem einheitlichen Ganzen verbunden werden, erhält 4 Ringe mit zwischenliegenden Dichtungsflächen in einer Gesamtstärke von 4,65 m. Vor und hinter den künftigen Verschlüssen führt ein 10 m langes Übergangsstück den normalen Stollenquerschnitt in die zur Unterbringung der 3 Rohre von 1400 mm erforderliche Erweiterung über.

Da die großen Wölbungen für die Ringe des Ziegelpfropfens offenbar der schwierigste Teil des Stollenbaus sind, so erschien es geboten, die Stelle des Schachtes und der beiden Verschlüsse nicht schematisch nach dem der Ausschreibung zugrunde gelegten Entwurf festzuhalten, sondern hierfür den Teil des Stollens zu bestimmen, der im besten Gebirge liegt. Glücklicherweise war es gerade der Teil oberhalb und unterhalb der künftigen Sperrmauer, wo beim Ausbruch des Stollens auf etwa 60 m keinerlei Verzimmerung notwendig wurde und das Gebirge sich als vollkommen gesund, dicht und gut verspannt erwies. Nach Beschaffenheit des Gesteins empfiehlt es sich, den Schacht in etwa 105 m Entfernung vom Einlauf abzuteufen. Auf Blatt 16 ist die früher in Aussicht genommene Lage des Schachtes eingezeichnet und die beabsichtigte Verlegung durch eine strichpunktierte Linie angegeben.

Im Übrigen ändert die Verlegung an der Konstruktion des Schachtes wenig, nur der frei im Wasser stehende Teil wird niedriger und die Verbindungsbrücke nach der Mauer kürzer, sodaß möglicherweise eine Aufschüttung an ihre Stelle treten kann und der Schachtturm nicht mehr frei im Wasser, sondern mit dem Lande in Verbindung steht.

Größe des Staubeckens.

In den beiden vergangenen Jahren sind die Abflußmengen der vereinigten Möhne und Heve an einer Meßstelle unterhalb der Baustelle festgestellt worden. Die Messungen sind in der Anlage: „Wasserwirtschaftliche Verhältnisse der Möhne und Wasserwirtschaftsplan der Möhnetalsperre“ näher beschrieben und haben

ergeben, daß man die jährliche Abflußmenge der Möhne und Heve an der Absperrungsstelle zu etwa 245 Mill. cbm annehmen kann. Die mittlere sekundliche Abflußmenge ist darnach 7,8 cbm, oder bei 416 qkm Niederschlaggebiet 18,7 l/qkm.

Die in dem Entwurf zum ersten Teile der Bauarbeiten ausgesprochene Erwartung, daß die mittlere jährliche Abflußmenge der Möhne 230 bis 240 Mill. cbm betragen, ist also durch die Messungen der beiden letzten Jahre noch etwas übertroffen worden.

Nach dem Entwurf vom Januar 1907 war für die Möhnetalsperre zunächst ein Stauinhalt von 125 Mill. cbm geplant und eine Vergrößerung des Inhalts auf 130 Mill. cbm durch Erhöhung der Ueberfallkanten um 50 cm vorbehalten. Diese Absicht ist insofern geändert worden, als nunmehr nach dem etwas günstigeren Ergebnis der Messungen von vornherein ein Stauinhalt von 130 Mill. cbm erzielt werden soll.

Höhenlage der Mauerkrone.

Bei dem Inhalt von 130 Mill. cbm ist der Abstand von Überlaufkante und Mauerkrone auf 1,20 m festgesetzt, während er im Entwurf vom Januar 1907 nach Vergrößerung des Inhalts von 125 auf 130 Mill. cbm nur 1 m betragen sollte. Über dies im Ruhrgebiet im allgemeinen übliche Maß wurde also mit Rücksicht auf die Größe des Staubeckens hinaus gegangen, indessen brauchte der Abstand doch nicht wesentlich vergrößert zu werden, da die Wasserfläche der Möhnetalsperre zu den sturmgefährlichen Winden günstig liegt und die Mauer daher kaum unter besonders großem Wellenschlag zu leiden haben wird. In den beigefügten „Untersuchungen über den Einfluß des Windes auf die Seefläche und die Staumauer“ ist dies näher nachgewiesen.

Die Mauerkrone liegt nach dem vorliegenden Entwurf etwas höher, als nach dem vom Januar 1907, und zwar auf Ord. 214,50 gegenüber 214,20. Von dem Unterschied entfallen 20 cm auf den größeren Abstand von Mauerkrone und Überfallkante, 10 cm auf die schärfere Feststellung des Stauinhalts im Tale durch Berichtigung einer Abweichung in der Tachymeteraufnahme. Die Mauer erhält nunmehr eine größte Höhe von 40,30 m, vorausgesetzt, daß im Fundament der vorgesehene Erd- und Felsaushub von 7 m Gesamttiefe zur Gewinnung einer gesunden Gründungssohle unvermindert zur Ausführung kommen muß.

Gründe für die Wahl eines verhältnismäßig großen Stauinhalts.

Mit 130 Mill. cbm wird der Stauinhalt der Möhnetalsperre 53 % des mittleren jährlichen Zuflusses von 245 Mill. cbm betragen. Der Inhalt ist also größer, als man ihn bisher bei gleichem Zufluß zu wählen pflegte, und es bleibt zur Erledigung einer hierhin zielenden

Forderung der ministeriellen Prüfungsbemerkungen vom 3. August 1907 nachzuweisen, daß er für den vorliegenden Fall nicht zu groß bemessen ist.

Die Werke im Möhnetal unterhalb der Talsperre, die mit Wasserkraft arbeiten, haben als größte Aufschlagwassermenge der Motoren 3,35 cbm/sek angegeben. Dies ist der Wasserbedarf der Holzschleiferei und Pappenfabrik bei Niederense, die bei Tag 3 cbm, in der Nacht, wo eine weitere Turbine für die Beleuchtung eingeschaltet wird, 3,35 cbm benötigt. Das Niederschlaggebiet zwischen der Pappenfabrik und der Talsperre ist 15 qkm groß und liefert als Mittelwasser 15 . 18,7 = 280 l/sek. Aus der Talsperre bleiben also $\frac{3{,}35 + 3{,}00}{2} - 0{,}28 = 2{,}90$ cbm/sek zu decken.

Nach 17jährigen Messungen an den Zuflüssen der Remscheider Talsperre*) kann erwartet werden, daß in der abflußreichen Jahreszeit, d. h. in den 5 Monaten von November bis März einschl., durchschnittlich 62,7 % des Mittelwassers oder 153,6 Mill. cbm zufließen. Für den Bedarf der Wassermotoren im unteren Möhnetal müssen bei Tag- und Nachtbetrieb während der 151 Tage von November bis März einschl., von denen nur $\frac{300}{365} \cdot 151$ als Arbeitstage in Betracht kommen, $\frac{300 \,.\, 151 \,.\, 86400 \,.\, 2{,}9}{365}$ = 31,1 Mill. cbm abgegeben werden, sodaß 153,6 — 31,1 = 122,5 Mill. cbm aufgespeichert werden können. Der Unterschied von 130 — 122,5 = 7,5 Mill. cbm oder 5,8 % des Inhalts ist die bei Beginn der erneuten Füllung noch verfügbare Reserve.

Wie notwendig es ist, bei der Festlegung des Stauinhalts von Talsperren für Trinkwasserzwecke über die früher üblichen Abmessungen von 25 bis 35 % des Zuflusses hinauszugehen, zeigt auch folgende Überlegung: In besonders trockenen Jahren wie 1893 und 1894 sinkt nach Beobachtungen an der Remscheider Talsperre die Abflußmenge während der 6 trockenen Monate unter Umständen bis auf 4 % des mittleren jährlichen Zuflusses. Soll während dieser Zeit dauernd das normale Mittelwasser, d. h. der mittlere jährliche Zufluß Q aus der Talsperre abgegeben werden, so ergibt sich der notwendige Stauinhalt J, wenn am Schlusse der Trockenzeit noch 5 % des Inhalts als eisener Bestand im Becken vorhanden sein sollen, aus der Gleichung

$$0{,}04\,Q + 0{,}95\,J = \frac{6}{12}\,Q$$

$$J = \frac{0{,}46\,Q}{0{,}95} = 0{,}484\,Q$$

Wenn der Inhalt im vorliegenden Fall mit 0,53 Q noch

*) Zentralblatt der Bauverwaltung 1905 Nr. 52 Tabelle 1.

etwas größer gewählt ist, so gewährt dies die Möglichkeit, aus besonders abflußreichen Jahren noch einige Millionen cbm für besonders trockene Zeiten hinüberzuretten, d. h. ein wenig über die Jahre auszugleichen. Gerade im Ruhrgebiet wird die letztgenannte Art der Wasseraufspeicherung auf die Dauer immer größere Wichtigkeit gewinnen, und es darf angenommen werden, daß man künftig zur Erhaltung einer normalen Wasserabgabe in besonders trockenen Jahren Stauanlagen errichten wird, die 60, 70 % und noch mehr des jährlichen Zuflusses fassen. In normalen Jahren werden sie nur zum Teil entleert werden, in besonders trockenen Jahren aber ganz; sie füllen sich dann erst wieder völlig nach Eintritt eines besonders abflußreichen Jahres.

Durch die vorstehenden Ausführungen sollte nur nachgewiesen werden, daß der Inhalt der Möhnetalsperre mit 130 Mill. cbm nicht zu groß bemessen ist. In Wirklichkeit wird nicht dauernd Mittelwasser abgegeben, sondern der Betrieb muß mit dem Bedarf der Ruhrwasserwerke und der Abgabe aus den übrigen Talsperren des Ruhrgebiets in Übereinstimmung gebracht werden, auch ist die geplante Wasserkraftgewinnung an der Talsperre nach Möglichkeit zu berücksichtigen. Dieser eigentliche Wasserwirtschaftsplan ist in der Anlage: „Wasserwirtschaftliche Verhältnisse des Möhnetales und Wasserwirtschaftsplan der Möhnetalsperre“ enthalten.

Mauerquerschnitt. Das Profil der Sperrmauer war bereits im Entwurf vom Januar 1907 zum ersten Teil der Bauausführung mit Rücksicht darauf der Prüfung unterbreitet, daß der Aushub der Baugrube von den Abmessungen des Mauerprofils abhängig ist. Die statische Berechnung, die damals in der Provinzialinstanz bereits rechnerisch nachgeprüft worden war, ist mit den zugehörigen Erläuterungen und 2 Blatt Zeichnungen der Vollständigkeit halber diesem Entwurf nochmals beigefügt. Aus ihr geht hervor, daß die Höchstspannung des Untergrundes 8,03 kg betragen wird und daß selbst bei Eintreten des vollen Unterdrucks im Profil keine Zugspannungen auftreten werden, eine sehr weitgehende Vorsichtsmaßregel, wie sie bisher nur einmal, nämlich bei der Talsperre bei Marklissa, geübt worden ist.

Im vorliegenden Fall war diese große Sicherheit gegenüber den ungünstigen Annahmen für das Eintreten von Unterdruck nicht von vornherein beabsichtigt, sondern sie ist eine Folge der Profilverbreiterung, die zur Innehaltung der als zulässig erachteten Höchstspannung des Untergrundes von 8 kg/qcm notwendig wurde. Bei Annahme von Unterdruck hat die Vermeidung von Zugspannungen, also die Berechnung nach der sog. Kerntheorie, eigentlich keine Bedeutung mehr, weil der volle

Unterdruck nur eintreten kann, wenn die Fuge in ihrer ganzen Breite klafft, die Zugspannung also schon überwunden ist. Es genügt deshalb, wenn man mit Unterdruck rechnen will, daß bei Eintreten des vollen Unterdrucks die Schlußkraft zwar über die Kerngrenze hinaustritt, aber doch so entfernt von der Vorderkante der Mauer verläuft, daß die Spannungen an der Luftseite das zulässige Maß nicht überschreiten.

In den ministeriellen Prüfungsbemerkungen vom 3. August 1907 wurde das vorgeschlagene Mauerprofil wie folgt beurteilt:

a) Bevor über die Zulässigkeit der in Rechnung gestellten größten Belastung des Untergrundes mit 8 kg/qcm entschieden werden kann, ist das Verhältnis der anteiligen Flächen der weichen (Schiefer-) und der harten (Sandstein-) Schichten in der Gründungssohle der Sperrmauer festzustellen (s. Prüfungsbemerkungen vom 28. Oktober 1906, Absatz 5). Hierfür empfiehlt es sich, wie schon von der Vorprüfung hervorgehoben ist, Längs- und Querschlitze in der Baugrubensohle bis auf den Fels hinabzutreiben. Um die Beschaffenheit des Baugrundes sicher beurteilen zu können, wird nach vollständigem Ausheben der Baugrube eine Besichtigung durch die technischen Beamten aller zuständigen Instanzen stattzufinden haben. Ferner sind die in dem weichen Schiefer vorgenommenen Belastungsproben eingehend darzustellen, und die Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit den weichen Schiefer und dem Sandstein vorzulegen.

b) Der gegen den Vorentwurf vom 20. April 1906 wesentlich verstärkte Querschnitt der Sperrmauer erscheint ausreichend standsicher bemessen, sofern der Untergrund die errechnete Belastung von im Maximum 8,03 kg/qcm aufzunehmen vermag.

Untersuchungen der Festigkeit des Baugrundes.

Die in den Prüfungsbemerkungen empfohlene Aushebung von Längs- und Querschlitzen in der Baugrubensohle bis auf das Felsfundament hinab hat bisher nicht ausgeführt werden können; eine solche Arbeit ist im Möhnetal wegen des durchlässigen Kiesbodens und des hierdurch verursachten Zudrangs von Wasser erst nach Aufstellung einer großen Wasserhaltungsanlage möglich. Da aber der Bagger den Aushub der Baugrube binnen wenigen Tagen beginnen wird, so wird die Beschaffenheit des ganzen Felsfundamentes in einigen Monaten festgestellt werden können. Mit den Grauwackesteinen, die die härteren Bänke des Untergrundes bilden, sind in der Königl. Versuchsanstalt zu Großlichterfelde Belastungsproben vorgenommen worden,

die nach einem Zeugnis vom 4. Sept. 1906 eine Druckfestigkeit (als Mittel von je 10 Versuchen) von 1553 bis 1582 kg/qcm ergeben haben.

Die Belastungsproben der weicheren Schieferschichten waren in folgender Weise vorgenommen: Im Juni 1906 wurde an einer Stelle der Baugrube am linken Hang, an der Schiefer anstand, in Abständen von etwa 1 m vier kleine Flächen, die die Ecken eines Quadrats bildeten, eingeebnet und glatt geschliffen. Auf diese wurden kleine gußeiserne Pfeiler, und zwar Gewichtsteine von 1 kg mit glatt geschliffenen Sohlflächen, aufgesetzt, die eine quadratische, mit Eisen beschlagene Holzplatte trugen. Die Platte wurde mit Ziegelsteinen solange belastet, bis die Grundflächen der gußeisernen Pfeiler den gewünschten Druck auf den Untergrund übertrugen. Die Belastung wurde im Juli bis zu 40 kg/qcm gesteigert. Nachdem diese Last über 5 Monate auf dem Untergrund geruht hatte, wurden im Dezember 1906 die Ziegelsteine wieder abgeladen und untersucht, ob an den belasteten Flächen sich Eindrücke oder Verschiebungen im Schiefergestein zeigten, was aber nicht der Fall war. Es wird beabsichtigt, diese verhältnismäßig einfache Untersuchung nach Aushub der Baugrube an mehreren Stellen zu wiederholen, und gegebenfalls die Probebelastung bis auf das Zehnfache des höchsten Druckes der Sperrmauer, d. h. bis auf 80 kg/qcm zu steigern. Nach den bisherigen Untersuchungen wird dem Untergrund die vorgesehene Belastung von 8 kg/qcm unbedenklich zugemutet werden können, umsomehr, als nach dem Gesteinsbefund im Stollen zu erwarten ist, daß mehr wie 60 v. H. der Grundfläche auf die festere Grauwacke entfallen.

Konstruktion der Sperrmauer.

Die Mauer der Möhnetalsperre erhält wie alle deutschen Sperrmauern eine gekrümmte Grundrißform, um dem Eintreten von Rissen bei Bewegungen der Mauer durch den Wasserdruck und bei Temperaturänderungen vorzubeugen. Die Krümmungslinie ist nicht wie gewöhnlich ein Kreisbogen, sondern eine Parabel, weil diese Kurve die Stützlinie eines Gewölbes bei gleichmäßig verteilter Last ist. Die Parabel ist in der Mitte stärker, an den Seiten flacher gekrümmt, als ein ihr möglichst ähnlicher Kreisbogen, und gestattet einen guten, nicht zu spitzwinkligen Anschluß des Mauerwerks an die Talhänge.

Der Mauerkörper der Sperrmauer soll im wesentlichen aus Bruchsteinmauerwerk in Zementtraßmörtel errichtet werden. Beton soll nur für einzelne Teile, wie die Sohle, der Rohrstollen und Schächte, das Fundament der Einlaufstollen und des Sturzbettes, die Überläufe, die Abdeckung der Mauer usw. verwendet werden, ferner für die Ausfüllung von Ungleichheiten der Fundamentsohle vor dem

Ansetzen des Bruchsteinmauerwerks sowie für die Ausfüllung des Spaltes zwischen dem wasserseitigen Mauerfuß und dem Felsfundament. Es wird vorerst nicht beabsichtigt, in der Fundamentsohle eine starke Betonlage einzubringen, denn im Talsperrenbau waren die Erfahrungen mit Beton hinsichtlich der Wasserdichtigkeit ungünstiger als mit Mauerwerk. Ob es sich empfiehlt, zur gleichmäßigen Übertragung des Druckes auf die verschiedenartigen Gesteinsschichten des Untergrundes, die aus einem Wechsel von Grauwacke und Schiefer bestehen, eine stärkere Betonlage einzubringen, kann erst nach Aufdeckung der Felssohle endgültig entschieden werden. Es ist übrigens auch anzunehmen, daß ein starker Mauerkörper den Druck ebenso gleichmäßig auf den Untergrund verteilt, wie eine Betonplatte.

Maßregeln zur Erzielung von Wasserdichtigkeit.

Bei der Konstruktion der Sperrmauer wurde der Wasserdichtigkeit große Aufmerksamkeit geschenkt. Bei den älteren rheinisch-westfälischen Talsperren ist der zur Erzielung von Wasserdichtigkeit dienende Putz am unteren Teil der Mauer durch eine Erdhinterfüllung geschützt, der obere Teil durch vorgesetztes Verblendungsmauerwerk, das die ungünstigen Einwirkungen von Frost, Wellenschlag und Sonnenbestrahlung fern halten soll. Da sich gezeigt hat, daß die Verblendung nicht nur diesen Zweck erfüllt, sondern auch ein vorzüglicher Schutz für die Wasserdichtigkeit der Mauer ist, da es ferner erwünscht ist, wenn der wasserseitige Mauerfuß an der Stelle, wo er sich auf den Felsen aufsetzt, einen erhöhten Schutz gegen Undichtigkeit erhält — denn gerade der Anschluß des Mauerwerks an das Felsfundament ist eine der schwierigsten Aufgaben des ganzen Talsperrenbaues — so ist in diesem Entwurf die Verblendung an der Wasserseite nicht nur am oberen Teil der Mauer vorgesehen, sondern bis zum Fuß durchgeführt.

Der Mauerkörper selbst erhält in üblicher Weise an der Wasserseite schwalbenschwanzförmige Verzahnungen. Die Verblendung, die in diese eingreift, soll im unteren Teile soweit verputzt werden, wie die auch hier zur Anwendung kommende Erdhinterfüllung reicht, denn es ist erwünscht, daß in dem Teile des wasserseitigen Mauerkörpers, der durch die Erdhinterfüllung für immer nahezu unzugänglich wird, die Konstruktion in der denkbar vollkommensten Weise hergestellt wird, damit es niemals notwendig wird, weitere Maßregeln zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit an dieser Stelle zu treffen. Die Erdhinterfüllung reicht etwa bis zur halben Mauerhöhe und ist nach der Wasserseite 1 : 2 geböscht. Unmittelbar hinter der Mauer wird eine 2 m starke steinfreie Lehmhinterfüllung eingestampft werden. Es ist bei Schürfungen auf der Suche nach Bausteinen gelungen, in der Nähe der Mauer eine Stelle zu finden, an der voraussichtlich

die ganze für den vorliegenden Fall erforderliche Lehmmenge in vorzüglicher Beschaffenheit gewonnen werden kann.

Drainage. Zur unschädlichen Ableitung des durch die Risse des Putzes etwa in die Mauer eindringenden Wassers ist ebenso wie bei den von Intze erbauten Staumauern eine Drainage angeordnet, und zwar ist diese gegenüber den früheren Ausführungen konstruktiv noch etwas erweitert worden. Es ist nämlich eine doppelte Drainage vorgesehen, d. h. die Drainagerohre sollen in zwei Reihen verlegt werden, sodaß das Sickerwasser, das etwa die erste Reihe passiert hat, noch Gelegenheit findet, in der zweiten Reihe abzufließen. Die Drainagestränge sind in der Mitte geteilt und die Hälften münden in zwei getrennte Sammelleitungen. Das in der oberen Leitung gesammelte Wasser gelangt durch einzelne in 26 m Abstand angeordnete Fallrohre in die untere Leitung, die in die Rohrstollen mündet. Durch die Anordnung von zwei Sammelleitungen soll ein Übelstand vermieden werden, der sich bei früheren Ausführungen gezeigt hat. Es ist nämlich sehr schwierig, die einzelnen Drainagestränge während der Dauer der Bauausführung vor der Verstopfung durch herabfallenden Mörtel zu schützen. Diese Gefahr wird auf die Hälfte vermindert, wenn die Drainagen in halber Mauerhöhe verschlossen werden und die oberhalb liegenden Sickerrohre eine eigene Ableitung erhalten.

Außer der Drainage oberhalb der Rohrstollen ist noch eine Sohlendrainage vorgesehen, die das Eintreten von Unterdruck in der Fundamentsohle möglichst verhüten soll. Da der Abfluß der Sammelleitung für die Sohlendrainage ebenfalls durch die Rohrstollen erfolgt, so werden die Steigerohre ständig unter Wasser stehen; immerhin ist die Druckhöhe des Wassers zwischen Sohlendrainage und Mauervorderkante auf den Abstand von Fundamentsohle und Sammelleitung, d. h. auf höchstens 7,60 m beschränkt (Blatt 15). Der kurze Zwischenraum von etwa 2 m Höhe zwischen den Sammelleitungen der Sohlendrainage und der Hauptdrainage ist durch kurze Rohrstücke mit eigener Sammelleitung ebenfalls entwässert, sodaß in der ganzen wasserseitigen Mauerfläche ein Netz von Sickerrohren vorhanden ist, um das Durchdringen von Wasser möglichst zu verhindern. Sämtliche Drainagerohre sollen am oberen Ende Muffen erhalten, da es sich gezeigt hat, daß die glatten Rohre sich beim Aufeinandersetzen leicht verschieben, trotz eingeführter Holzstöpsel. Die Sammelrohre sollen aus glasierten Tonrohren bestehen, je nach der Größe der entwässerten Fläche einen Durchmesser von 100 bis 150 mm erhalten und im Gefälle von 1:50 bis 1:60 verlegt werden.

Entnahme- und Entlastungsanlagen. Die Entnahme des Wassers aus dem Sperrbecken erfolgt im allgemeinen durch vier schmiedeeiserne Rohre,

die in der Höhe der Talsohle die Mauer durchqueren, und zwar wegen ihrer Größe jedes für sich in einem besonderen Rohrstollen. Sie sind zu je 2 auf beiden Seiten des Tales angeordnet und führen talabwärts zu dem später unterhalb der Talsperre anzulegenden Elektrizitätswerk. Jedes Rohr erhält außerdem einen Stutzen, der es gestattet, das Wasser auch unmittelbar an das Sturzbett und weiter an die Möhne abzugeben.

Die Leistungsfähigkeit der genannten 4 Rohre würde für den normalen Betrieb völlig genügen. Die Aufsichtsbehörden haben aber bei den neueren deutschen Talsperrenbauten, etwa vom Jahre 1900 an, die Forderung gestellt, daß die Ablaßvorrichtungen solche Abmessungen erhalten, daß die größte jemals zufließende Hochwassermenge abgegeben werden kann, und zwar bei einem Wasserstand im Staubecken, der so bemessen ist, daß die Drucklinie etwa durch die Mitte der Fundamentfuge verläuft. Hierdurch soll erreicht werden, daß man im Gefahrfalle mit Sicherheit, auch beim Zufluß des größten Hochwassers, den Stauspiegel bis auf den genannten Wasserstand, der im allgemeinen in $^3/_4$ der vollen Stauhöhe liegt, absenken kann.

Diese Forderung ist sehr weitgehend und besteht m. W. nur im deutschen Talsperrenbau. Sie hat die unangenehme Folge, daß sehr große Entlastungsanlagen notwendig werden, die den Mauerkörper schwächen. Verfasser vertritt die Ansicht, daß die Entlastungsanlagen ausreichend groß bemessen sind, wenn bei gefülltem Becken das größte Hochwasser abgegeben, der Stauspiegel also mit Sicherheit unter den normalen Höchststand gesenkt werden kann. Im vorliegenden Fall besteht allerdings wegen des ungewöhnlich starken Profils der Möhnetalsperre zwischen den beiden Forderungen kein großer Unterschied, weil auch bei gefülltem Becken die Drucklinie die Fundamentfuge nahe der Mitte schneidet. Demnach sind die Entlastungsanlagen der Möhnetalsperre unter Erfüllung der weitgehendsten Forderungen so bemessen worden, daß bei einem Wasserstand von 210,0 über N. N. oder 3,30 m unter Überlaufkante, bei dem nach dem Anhang der statischen Berechnung die Schlußkraft durch die Mitte der Fundamentfuge geht, das größte Hochwasser von 292 cbm/sek abgegeben werden kann. Hierfür wurde es erforderlich, außer den 4 Grundabläßen und den 3 Rohren im Verschlußpfropfen des Stollens noch 4 sog. Notauslaßrohre im oberen Teil der Mauer anzuordnen, je 2 an jeder Talseite. Insgesamt sind also 11 Rohre vorhanden, die, wie bei der Beschreibung des Stollens erläutert, sämtlich den gleichen Durchmesser von 1400 mm erhalten sollen, zusammen also einen lichten Querschnitt von 16,92 qm besitzen.

Die Leistungsfähigkeit der Ablaßvorrichtungen ist in einer besonderen Berechnung nachgewiesen und zeichnerisch dargestellt. Bei gefülltem Becken kann durch die 11 Rohre eine Wassermenge von 322,5 cbm/sek abgegeben werden, also 30,5 cbm mehr, wie die größte Hochwassermenge von 292 cbm/sek. Beim größten Hochwasser kann das Wasser im Becken so lange und so weit gesenkt werden, bis die Abgabe der Rohre dem größten sekundlichen Zufluß gleich geworden ist, was bei einem Wasserstande von 209,65 m über N. N. erreicht wird. Der Stauspiegel kann also auch beim dauernden Zufluß der größten sekundlichen Hochwassermenge noch 35 cm unter Ord. 210,0 gesenkt werden, den Wasserstand, bei dem die Schlußkraft aller angreifenden Kräfte die Mitte der Fundamentfuge schneidet.

Die Notausläße gewähren durch ihre Lage im oberen Teil der Mauer noch die Möglichkeit, nötigenfalls eine selbsttätige Regulierung des Wasserstandes im Staubecken durchzuführen. Läßt man nämlich die 4 Rohre im oberen Teil der Mauer dauernd offen, sodaß das Wasser im allgemeinen in Höhe der Unterkante des tieferen Notauslaßrohres steht, und es tritt dann das größte bisher beobachtete Hochwasser ein, so vermag dieses, wie im zweiten Abschnitt der Berechnung der Leistungsfähigkeit der Ablaßvorrichtungen nachgewiesen ist, das Becken nur bis Ord. 209,20 m zu füllen, worauf das Wasser wieder zu sinken beginnt. Es ist also in jeder Hinsicht die größte Sicherheit durch ausreichende Bemessung der Ablaßvorrichtungen geboten.

Rohrstollen und Schieberschächte der Grundabläße.

Die 4 Hauptentnahmerohre (Grundabläße) sind in Gruppen zu je 2 an beiden Talseiten angeordnet. Jedes dieser Rohre liegt in einem besonderen Rohrstollen mit zugehörigem Schieberschacht und Einlaufstollen, und zwar ist der Abstand der Mittellinien der beiden Rohre an jeder Talseite 14 m. Der zwischen den zugehörigen Rohrstollen verbleibende Mauerkörper hat eine Stärke von 11,60 m. Die 4 Einlaufstollen werden gegen die zugehörigen Schieberschächte und diese gegen die Rohrstollen der Sperrmauer durch Ziegelpfropfen verschlossen, in denen die Entnahmerohre mit Dichtungsringen eingemauert werden. Die Ausführung dieser Mauerkörper erfolgt in einzelnen Ringen, die sich keilförmig in das Mauerwerk einfügen; jeder Ring wird vor dem Ansetzen des nächsten wasserdicht verputzt.

Die Einlaufstollen unter der Erdschüttung erhielten bei den älteren Ausführungen meist nur eine Flachgründung auf dem Lehmboden der Talsohle. Der größeren Sicherheit halber, weil man befürchten muß, daß unter der Last der Hinterfüllung der Einlaufstollen von dem Schachtkörper abreißt, ist im vorliegenden Entwurf die Betongründung bis

zur Felssohle hinabgeführt, und zwar zur Ersparung von Mauerwerk durch eine Gewölbekonstruktion (vgl. Blatt 10). Vor jedem Einlauf wird zur Abhaltung von Geschiebe, Treibholz usw. ein Rechen angebracht, außerdem sind Dammfalze vorgesehen, sodaß man die Stollen nötigenfalls trocken legen kann.

Die vier Schieberschächte können gegen das Staubecken durch einen Rohrschieber abgeschlossen werden; öffnet man dann den Flachschieber des Grundablasses, so läuft der Schacht trocken und kann durch das angeordnete System von Steigeleitern und Podesten bestiegen werden, vorausgesetzt, daß sich die Wandungen als genügend wasserdicht erweisen. Da es sich gezeigt hat, daß zur Erzielung eines wasserdichten Schachtes bei der verhältnismäßig geringen Wandstärke dieser Türme ein einfacher Putz nicht ausreicht, so ist ein doppelter Putz vorgesehen, derart, daß der Schacht nach Ausführung der ersten Putzschicht mit einer 25 cm starken Ziegel- oder Betonschicht verblendet und im Äußeren nochmals verputzt wird.

Notausläſſe. Zur Verminderung der Fallhöhe des abströmenden Wassers sind die Notausläſſe an die beiden Talhänge verlegt und entwässern nach den Kaskaden. Die Rohre derselben liegen ähnlich wie die der Grundabläſſe in paarweise angeordneten Rohrstollen, die gegen die Wasserseite durch Ziegelpfropfen verschlossen werden. Der Mauerkörper, der zwischen zwei zusammengehörenden Stollen verbleibt, hat eine Stärke von 5 m; das Schieberhaus ist für beide Rohrstollen gemeinsam. Die Rohre münden nicht unmittelbar in die Kaskade, sondern zur Verminderung der Wucht des Sturzes zunächst in gemauerte Überlaufbecken, deren Sohle von einer größeren Anzahl lotrechter Abflußrohre von 15 cm Durchmesser durchsetzt ist. Das Wasser, das aus den Notausläſſen in diese Becken gelangt, fließt, solange die Abgabe klein ist, durch die Rohre in der Sohle ab. Wenn eine größere Wassermenge abgegeben wird, genügen diese Rohre nicht mehr, die beiden Becken füllen sich und die Überläufe werden überströmt (Blatt 14). Unterhalb der Abflußbecken ist in der Kaskade ein etwa 15 m breites und 1 m tiefes Wasserpolster zur weiteren Beruhigung des abströmenden Wassers vorgesehen.

Schieber und Gestänge. Die Verschlüsse der Rohre sind zum Teil schon erwähnt worden. Es sind vorgesehen: Für den Verschluß der 3 Rohre im Schacht des Umlaufstollens an der Wasserseite ein Rohrschieber, an der Luftseite ein Flachschieber, als Verschlüsse für die 4 Grundabläſſe zwischen Einlaufstollen und Schieberschacht ein Rohrschieber, zwischen Schacht und Mauer ein Flachschieber und im Schieberhaus 2 Rohrschieber, einer für die Leitung nach dem Elektrizitätswerk, der zweite

für den Verschluß des Stutzens, aus dem unmittelbar Wasser an das Sturzbett und weiter an den Fluß abgegeben werden kann. Die erwähnten Rohrschieber sind sämtlich mit Rücksicht auf den großen Wasserdruck von normaler Baulänge. Als Verschlüsse der Notauslässe sind an der Wasserseite ein Flachschieber und im Schieberhaus ein Rohrschieber von kurzer Baulänge vorgesehen, da diese hier wegen des geringeren Wasserdrucks ausreichen. Insgesamt sind also 3 . 2 + 4 . 4 + 4 . 2 = 30 Verschlüsse mit den zugehörigen Gestängen und Windwerken einzubauen.

Für Rohr- und Flachschieber haben sich im Verlauf der verschiedenen Bauausführungen von Talsperren gewisse Normalien herausgebildet, ohne daß behauptet werden kann, daß die Konstruktionen in allen Teilen voll befriedigten. Da aber noch mehrere Jahre vergehen werden, bis die Rohre eingebaut werden müssen, so werden bis dahin in den Einzelheiten der Verschlüsse wohl noch manche Verbesserungen erzielt werden. Es ist selbstverständlich, daß man das beste wählen wird, was zur Zeit des Einbaues geliefert werden kann. Die Beschaffung der Rohre und Schieber erfolgt durch die Bauleitung selbst und wird beim Beginn der Bauarbeiten nicht mit vergeben.

Bei den Abmessungen der Schieberschächte ist Wert darauf gelegt, daß die in der Sohle derselben liegenden Schieber nötigenfalls ausgewechselt werden können; demnach haben der Schacht am Umlaufstollen und die vier Schiebertürme einen so großen Durchmesser erhalten, daß zwischen den Trägern der Podeste ein Raum offen bleibt, der weit genug ist, um einen Schieber hindurchzulassen. Die Leitern, die die Schächte besteigbar machen, können zurückgeklappt werden, sodaß der mittlere Raum des Turmes frei wird.

Die Winden sollen so große Übersetzungen erhalten, daß sie die Bedienung der Schieber durch einen Mann ermöglichen. Sie sind mit Ausnahme der Winden für die Flachschieber der Notauslässe überdeckt und vor den Unbilden der Witterung geschützt. Die Gestänge bestehen aus][Eisen N. P. 14 und werden in Abständen von 5,00 m durch Rollenführungen gegen Ausknicken gesichert.

Sämtliche Rohre sollen aus Schmiedeeisen hergestellt, geschweißt und asphaltiert werden. Die Stücke, die in die Ziegelpfropfen eingebaut werden, erhalten 20 mm Wandstärke und aufgeschweißte Dichtungsringe. Die Eiseneinbauten der Türme, Gestänge, Rollenführungen, Träger, Podeste und Steigeleitern sind in verzinktem Eisen vorgesehen.

Selbsttätige Entlastung des Staubeckens; Überläufe.

Für den Fall, daß bei gefülltem Becken und geschlossenen Rohren Hochwasser eintritt, geschieht die Entlastung zunächst durch zwei an beiden Talseiten angeordnete

Überläufe von zusammen 315,20 m Überlauflänge. Sobald das Wasser 10 cm über die Kanten dieser Überfälle, die 1,20 m unter Mauerkrone liegen, gestiegen ist, beginnt es auch über den 264 m langen Überlauf in der Mauerkrone abzufließen, der aus 88 überwölbten Öffnungen von je 3,0 m Spannweite besteht. Die Ablaufbecken der seitlichen Überfälle erhalten zur Vermeidung einer zu großen Konstruktionslänge eine Anzahl von schmalen Überwölbungen, die Rinnen bilden, deren Kanten ebenfalls überströmt werden. (Blatt 13.) Bei der großen Überlauflänge von 315,20 + 264 m, zusammen annähernd 580 m, bleibt die Strahldicke selbst beim größten Hochwasser gering. Sie läßt sich im vorliegenden Falle etwas schwerer feststellen, als bei der gewöhnlichen Konstruktion langgestreckter Überlaufkanten, weil sich in den Querrinnen, die die Ablaufbecken der seitlichen Überläufe überdecken, bei großem Zufluß ein gewisses Gefälle einstellt, sodaß die Überlaufkanten dieser Rinnen in der Nähe der Landseite in geringerer Strahldicke überströmt werden, als an der Wasserseite. In der hierüber angestellten Berechnung (Leistungsfähigkeit der Ablaßvorrichtungen, Teil C: Bestimmung der größten Strahldicke an den Überläufen) ist nachgewiesen, daß sich beim größten Hochwasser in den Rinnen ein Wasserspiegelgefälle von etwa 1 : 150 einstellen wird, sodaß in der längsten Rinne, der nächsten an der Mauer, der Unterschied in der Strahldicke an der Wasserseite und an der Landseite 11 cm betragen wird.

Bei dauerndem Zufluß von 292 cbm/sek wird der Wasserspiegel höchstens 44 cm über die in Höhe von 213,30 m liegende Überfallkante der seitlichen Überfälle, also 34 cm über die Überfallkante der Sperrmauer, ansteigen, und somit noch 76 cm von der Mauerkrone entfernt bleiben. In Wirklichkeit wird aber die größte Strahldicke noch geringer werden, da ein großer Teil des zufließenden Hochwassers aufgestaut werden muß, damit die Strahldicke am Überlauf zustande kommt. Hieraus folgt, daß während des Hochwassers am Überlauf eine geringere Wassermenge abfließt, als gleichzeitig in das Staubecken einströmt. Auch ist zu berücksichtigen, daß die größte Hochwassermenge von 292 cbm/sek nicht tagelang, sondern höchstens während einiger Stunden zufließt. In dem „Allgemeinen Entwurf zur Anlage einer Talsperre im Möhnetal" vom April 1906 war eine genaue Berechnung der größten zu erwartenden Überlaufstrahldicke gegeben, die unter der Annahme einer größten Hochwassermenge von rd. 380 cbm/sek — die Abflußmenge des Hochwassers vom November 1890, nämlich 292 cbm/sek, war damals noch nicht berechnet — eine größte Strahldicke von 45 cm ergab. Legt man die

Zahl 292 cbm/sek zugrunde, so ist die größte wahrscheinliche Überlaufstrahldicke nur etwa zu 35 cm anzunehmen, sodaß ein sanftes Abströmen des überlaufenden Wassers gesichert ist.

Die Querrinnen über den Ablaufbecken werden von Wasser überdeckt, sobald ein Wasserstand von 1,20 m unter der Überfallkante (Ord. 213,30) erreicht ist. Der Wasserdichtigkeit dieser Rinnen war daher besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Eine tunlichst große Dichtigkeit soll dadurch erzielt werden, daß die Rinnen, die in Beton ausgeführt werden sollen, zunächst geputzt werden und dann als Abdeckung eine Ziegelrollschicht erhalten, die nötigenfalls nochmals geputzt werden soll. Jede Rinne kann durch Dammbalken vom Staubecken abgeschlossen, also außer Betrieb gesetzt werden.

Überläufe der Mauerkrone, Fahrbahn und Brüstung.

Die Überläufe in der Sperrmauer sollen zur Erleichterung der Herstellung einer genau wagerechten Überlaufkante einen 10 cm hohen, 1 m breiten Wulst erhalten; es sieht schlecht aus, wenn bei gefülltem Becken nicht alle Überläufe gleichzeitig und gleichmäßig überströmt werden. Sie sind mit Betongewölben von 3 m Spannweite überdeckt, die im Scheitel an der Wasserseite 35 cm stark sind und nach der Luftseite zu auf 50 cm zunehmen. Die Mauerkrone hat im Entwurf eine Breite von 6 m, wovon 4,50 m auf einen Fahrweg, der Rest auf die gemauerte Brüstung an der Luftseite und einen Fußweg an der Wasserseite entfallen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß bei der Ausführung die Mauerkrone zwecks Herstellung eines breiteren Fußweges auf etwa 6,20 m erbreitert wird. Der Fahrweg wird gepflastert, der Fußweg asphaltiert. Die Brüstung wird in durchbrochener Bauweise ausgeführt werden, denn da in der statischen Berechnung angenommen wird, daß die Mauerkrone infolge Verstopfung des Überfalls zeitweise überströmt werden könnte, so darf sinngemäß die Brüstung nicht geschlossen sein. Eine Überströmung der Mauerkrone ist allerdings bei deutschen Talsperren noch niemals vorgekommen und nach allen hierüber vorliegenden Erfahrungen auch nicht zu erwarten. Als Abschluß des Fußweges an der Wasserseite dient ein eisernes Geländer.

Kaskade und Sturzbett.

Das über die Überläufe an beiden Hängen strömende Wasser gelangt durch drei Gewölbe unter der Krone der Sperrmauer in die beiden Kaskaden, die es zu dem Sturzbett unterhalb der Mauer führen, von wo es durch zwei gemauerte Abflußgräben in das alte Flußbett gelangt. Auf demselben Wege wird auch das über die Überläufe der Mauerkrone abströmende Wasser abgeleitet. Zur Verminderung der Sturzkraft des abströmenden Wassers sind in der Kaskade zahlreiche Quermauern angeordnet, die einen Teil des abfließenden Wassers hinter sich auf-

stauen, sodaß eine Anzahl von Wasserpolstern entsteht. Sobald das Wasser im Sperrbecken unter die Überlaufkante gesunken ist, laufen diese Becken durch kleine, in der Sohle der Quermauern angebrachte Abflußrohre wieder leer. In der Berechnung der Leistungsfähigkeit der Ablaßvorrichtungen ist im dritten Abschnitt der Nachweis der ausreichenden Abmessungen der Kaskaden und der beiden Abflüsse des Sturzbettes erbracht.

Baumaterial der Sperrmauer. Bruchsteine.

Das Mauerwerk der Sperrmauer soll zum größeren Teil aus Kalksteinen der Müscheder Brüche im Röhrtale bei Neheim ausgeführt werden, zum kleineren Teil aus Grauwacke des Steinbruchs bei Delecke im Möhnetal, der auf der Halbinsel zwischen Möhne und Heve im künftigen Stangebiet liegt und vom Ruhrtalsperrenverein erworben worden ist.

Wegen der Lieferung der Kalksteine ist ein Vertrag mit der Ruhr-Lippe-Kleinbahnen A.-G. zu Soest abgeschlossen worden, wonach diese sich zur Lieferung von höchstens 300 000 cbm Mauersteinen in 6 Baujahren verpflichtet haben. Dabei ist es der Lieferantin freigestellt, das Material entweder aus ihren eigenen oder aus benachbarten gleichwertigen Brüchen zu liefern.

Zum Transport der Steine, des Sandes und der sonstigen Materialien haben die Ruhr-Lippe-Kleinbahnen eine Anschlußstrecke von der Station Niederense nach der Baustelle angelegt und im Januar 1908 in Betrieb genommen. Seitdem ist bereits eine größere Menge von Müscheder Bruchsteinen nach den Lagerplätzen unterhalb der künftigen Mauer geliefert worden. Wenn auch die Gewinnung der Steine mit manchen Schwierigkeiten verbunden ist, da zwischen den gesunden Kalksteinbänken öfters dünne Lagen von verwittertem Schiefer liegen, die dem Kalkstein fest anhaften und eine Bearbeitung mit Hammer und Spitzeisen erfordern, so läßt sich doch erwarten, daß ein befriedigendes Material auf Grund des Vertrages geliefert werden kann. Die Druckfestigkeit der Müscheder Steine ist nach einem Prüfungszeugnis des Königl. Materialprüfungsamtes zu Großlichterfelde vom 19. Dezember 1905 2256 bis 2415 kg/qcm, also sehr hoch, das Raumgewicht ist 2,70 t/cbm.

Der Steinbruch bei Delecke liefert ebenfalls ein gesundes, festes Material, eine Grauwacke von blaugrauer Färbung und einem Raumgewicht von 2,67 t/cbm. Nach einem Prüfungszeugnisse des Königl. Materialprüfungsamtes vom 13. Dezember 1907 ist die Druckfestigkeit desselben trocken 1621, wassersatt 1536, 25 mal gefroren und wieder aufgetaut 1251 kg/qcm. Abbröckelungen durch Frost waren bei dem Versuch nicht wahrzunehmen, auch an Stein-

proben, die schon mehrere Jahre im Bruche im Freien liegen, läßt sich ersehen, daß das Material recht witterungsbeständig ist. Für die Außenflächen der Mauer sollen der Gleichmäßigkeit halber die Müscheder Kalksteine verwendet werden, da aus diesen der größere Teil des Mauerwerks errichtet werden soll.

Die nördlich der Möhne aus der tertiären Formation bei Ampen und Ostönnen in der Nähe von Soest gewonnenen Bruchsteine sollen nicht in größerem Umfang verwendet werden, nur in beschränktem Maß und zur Aushülfe. Sie haben den Nachteil, daß sie im Äußeren der Mauer in der Oberfläche verwittern. Im Innern dürfte eine mäßige Verwendung dieser Steine zugelassen werden können, da sie hier ebensowenig verwittern können, wie während der Jahrtausende, die sie in der Erde zugebracht haben. Nach einem Zeugnis des Königl. Materialprüfungsamtes vom 11. August 1905 ist Raumgewicht dieser Steine 2,38 bis 2,44 t/cbm, ihre Druckfestigkeit trocken 671 bis 1026, wassersatt 508 bis 810, 25 mal gefroren und wieder aufgetaut 495 bis 801 kg/qcm, also noch etwas größer als die sehr guter, hartgebrannter Ziegelsteine. Ein Vorzug dieser Bruchsteine ist ihre große Lagerhaftigkeit und das gute Anhaften des Mörtels an ihren rauhen, sandigen Außenflächen.

Sand. Als Sand soll ein Gemisch von gebaggertem Lippesand und gemahlenem Steinsand verwendet werden. Der Lippesand wird von den Ruhr-Lippe-Kleinbahnen aus ihren Baggerstellen bei Hovestadt an der Lippe geliefert und vor der Verwendung durch Absieben von Holzteilen und Mergelstücken, die gebaggerter Lippesand zuweilen enthält, befreit. Steinsand ist schon öfter mit gutem Erfolg beim Talsperrenbau verwendet worden, z. B. beim Bau der Vogesentalsperren, der Talsperre bei Gotha, der bei Komotau u. a. Im vorliegenden Fall soll er teils aus der Schotteranlage des Grafen Fürstenberg-Herdringen bei Müschede, teils aus der Schotteranlage des Ruhrtalsperrenvereins im Steinbruch bei Delecke beschafft werden. Über beide Materialien liegen die in den nachstehenden Tabellen 1 und 2 angegebenen Versuche des Chemischen Laboratoriums für Tonindustrie in Berlin (Prof. Dr. H. Seger und E. Cramer) vor, die beweisen, daß Steinsand dem Lippesand und auch dem Normalsand an Zugfestigkeit überlegen ist (vergl. auch die spätere Tabelle 6).

Die Herstellung des Sandes erfolgt in der Weise, daß der aus dem Steinbrecher kommende Schotter, und zwar vornehmlich die feinere Sorte, der sog. Splitt, auf einer Walzenmühle weiter zerkleinert wird. Die Steine, die für die Schotter- und Sandgewinnung Verwendung finden,

werden vorher gewaschen, außerdem wird durch eine Entstaubungsanlage der bei der Zerkleinerung durch Zertrümmerung der Außenflächen der Steine entstehende Staub abgesaugt. Dies Verfahren ist dem Waschen des Sandes vorzuziehen, da durch letzteres fast alle feinen Bestandteile, auch das für die Festigkeit sehr nützliche Steinmehl, weggespült werden würden.

Tabelle 1.

Mischung in Raumteilen					Aus je 10 Proben ermittelte Zugfestigkeit in kg/qcm		Bemerkungen
Z.	K.	Tr.	L. S.	Gr. S.	nach 28 Tagen	nach 3 Monaten	
1	3	4½	9	—	16,00	21,83	Erhärtung 2 Tage Luft, dann Wasser. Z. = Portlandzement, K. = Kalkteig, Tr. = Traß (Nettetaler), L. S. = Lippesand, Gr. S. = Grauwackesand.
1	3	4½	10½	—	12,30	21,78	
1	3	4½	12	—	11,54	20,12	
1	3	4½	—	9	**17,65**	**25,44**	
1	3	4½	—	10½	**14,67**	**24,38**	
1	3	4½	—	12	**13,03**	**23,37**	

Tabelle 2.

Mischung in Raumteilen						Aus je 10 Proben ermittelte Zugfestigkeit nach 28 Tagen kg/qcm	Bemerkungen
Zementmörtel							
Z.	L. S.	M. St. S. gewaschen	M. St. S. ungewaschen	N. S.			
1	3	—	—	—		25,12	Erhärtung 2 Tage Luft, dann Wasser. Z. = Portlandzement, K. = Kalkteig, Tr. = Traß (Nettetaler), L. S. = Lippesand, M. St. S. = Müscheder Steinsand, N. S. = Normalsand.
1	—	3	—	—		**44,29**	
1	—	—	3	—		**44,77**	
1	1½	1½	—	—		31,92	
1	—	—	—	3		24,56	
Kalktraßmörtel							
K.	Tr.	L. S.	M. St. S. gewaschen	M. St. S. ungewaschen	N. S.		
1	1½	2	—	—	—	7,90	
1	1½	—	2	—	—	**11,37**	
1	1½	—	—	2	—	**11,32**	
1	1½	1	1	—	—	7,53	
1	1½	—	—	—	2	6,51	

Zement und Traß.

Bei der Möhnetalsperre soll ein Kalktraßmörtel mit mäßigem Zementzusatz verwendet werden. Der Zement wird vom Rheinisch-Westfälischen Zementsyndikat in Bochum bezogen werden. Vorläufig ist die Marke Meteor in Aussicht genommen, und zwar ist nach dem Vertrag ein Zement mit 20 kg Normenfestigkeit (statt 16 der üblichen Bestimmungen) zu liefern. Der Traß wird zu gleichen Teilen aus den Brüchen von Gerh. Herfeldt und D. Zervas Söhne im Nettetal bezogen werden.

Mörtel. Der Mörtel des Mauerwerks soll in solcher Weise zusammengesetzt sein, daß mit Sicherheit aller im Kalkteig und Portlandzement enthaltene Ätzkalk in kieselsauren Kalk übergeführt wird. Demnach ist der Kalktraßmörtel nicht etwa mit Zementmörtel, sondern mit Zementtraßmörtel von geeigneter Zusammensetzung zu mischen, denn der Portlandzement scheidet bekanntlich bei seiner Erhärtung überschüssigen Kalk ab, der ebenfalls durch Traß zu binden ist, wenn man sicher sein will, daß kein sog. freier Kalk, der leicht ausgelaugt wird und ausfintert, im Mörtel verbleibt. Es galt demnach zunächst zwei vorteilhafte Grundmischungen für Kalktraßmörtel und Zementtraßmörtel zu bestimmen. Diese Vorversuche sind vom Chemischen Laboratorium für Tonindustrie in Berlin in sehr sorgfältiger Weise ausgeführt worden, was aus den hohen absoluten Festigkeiten, der geringen Abweichung der Mittel- und der Einzelwerte und der Gesetzmäßigkeit der Versuchsreihen hervorgeht.

Im Kalktraßmörtel ist für die vollständige Umwandlung des Ätzkalks in kieselsauren Kalk eine bestimmte Menge Kieselsäure d. h. Traß erforderlich. Wird diese Menge unterschritten, so erreicht der Mörtel nicht seine höchste Festigkeit; wird sie überschritten, so kann der überschüssige Traß nicht mehr chemisch, sondern nur noch als Steinmehl wirken. Wenn nun auch eine weitere Zugabe von Traß eine geringe Vermehrung der Festigkeit zur Folge haben kann, da feiner Sand — in gewissen Grenzen zugegeben — die Festigkeit des Mörtels erhöht, so würde dies doch eine Verschwendung sein, denn der Traß ist zu wertvoll, um nur als Steinmehl verwendet zu werden.

Zur Feststellung des günstigsten Traßgehaltes wurde deshalb in der nachstehenden Versuchsreihe (Tabelle 3) die mechanische Wirkung des Zuschlages von Traß, die dieser auch ohne seinen Gehalt an Kieselsäure durch seine Eigenschaft als Steinmehl besitzt, dadurch ausgeschaltet, daß zunächst ein chemisch unwirksames Steinmehl von gleicher Mahlfeinheit wie Traß, d. h. 20 % Rückstand auf dem 900 Maschensieb, zugesetzt wurde, das nur als ganz feiner Sand wirkt. Dieser Zuschlag von ½ RT Quarzmehl wurde dann in den weiteren Mischungen mehr und mehr durch Traß ersetzt, der zunächst die gleiche mechanische Wirkung ausübt, wie Steinmehl, außerdem aber auch eine chemische, infolge seines Gehaltes an Kieselsäure.

Es ergaben sich folgende Zugfestigkeiten:

Tabelle 3.

Mischung in Raumteilen				Wasser-Gehalt v. H.	Aus je 5 Proben ermittelte Zugfestigkeit in kg/qcm		Bemerkungen
Kalkteig	Traß	Quarzmehl	Normensand		nach 2 Mon.	nach 4½ Mon.	
1	1	5/10	2	11,0	12,18	16,58	Litergewichte:
1	1 1/10	4/10	2	11,7	12,22	17,08	Kalkteig 1,272 kg,
1	1 2/10	3/10	2	11,6	12,12	17,30	Traß 1,116 kg,
1	1 3/10	2/10	2	11,8	13,78	19,22	Quarzmehl 1,468 kg,
1	1 4/10	1/10	2	11,9	15,72	19,90	Normensand 1,565 kg,
1	1 5/10	—	2	12,1	14,38	**22,58**	Erhärtung 3 Tage Luft, dann Wasser.

Die Mischung 1 RT Kalk, 1½ RT Traß, 2 RT Sand war also von den untersuchten die beste. Eine ältere Versuchsreihe über Druckfestigkeit, bei der kein Steinmehl zugesetzt wurde, hatte dasselbe Ergebnis (Tabelle 4).

Tabelle 4.

Mischung in Raumteilen			Wasser-Gehalt v. H.	Aus je 10 Proben ermittelte Druckfestigkeit nach 28 Tagen kg/qcm	Bemerkungen
Kalkteig	Traß	Normensand			
1	1	2	11,05	89,0	Litergewichte:
1	1¼	2	10,95	113,0	Vergl. Tabelle 3.
1	1½	2	11,15	**121,6**	Erhärtung 3 Tage Luft,
1	1¾	2	12,40	105,3	dann Wasser.
1	2	2	14,11	111,8	

Demnach dürfte ein Zusatz von 1½ RT Traß auf 1 RT Kalkteig notwendig sein, um allen Ätzkalk in kieselsauren Kalk überzuführen und gleichzeitig die höchste Festigkeit zu erzielen, ein Verhältnis, das bekanntlich auch bei allen rheinisch-westfälischen Talsperren angewendet worden ist.

Setzt man einem Gemisch von Kalkteig und Traß Sand zu, so wird die Festigkeit nicht etwa vermindert, sondern erhöht. Die Grenze, bis zu der die Festigkeitsvermehrung ohne Schaden für die Wasserdichtigkeit anhält, stand bisher nicht fest. Intze nahm bei den meisten von ihm ausgeführten Staumauern 1¾ RT Sand, obwohl sich bei den Versuchen für die Remscheider Staumauer bei 2, selbst bei 2¼ RT Sand noch eine kleine Zunahme der Festigkeitszahlen und vollständige Dichtigkeit der Platten gegen 2½ Atm. Wasserdruck gezeigt hatte.*) Zur Feststellung des Einflusses der Vermehrung des Sandzusatzes wurde folgende Versuchsreihe ausgeführt: (Der Traßzusatz war bei

*) O. Intze, Die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Remscheid Berlin 1895. A. W. Schade's Buchdruckerei. S. 5.

diesem Versuch, der zur gleichen Zeit wie der der Tabelle 3 erfolgte, noch etwas unterhalb des günstigsten Verhältnisses.)

Tabelle 5.

Mischung in Raumteilen			Wasser-Gehalt v. H.	Aus je 10 Proben ermittelte Zugfestigkeit nach 2 Monaten kg/qcm	Bemerkungen
Kalkteig	Traß	Normensand			
1	1 1/3	1 3/4	11,1	15,65	Litergewichte: Vergl. Tabelle 3. Erhärtung 2 Tage Luft, dann Wasser
1	1 1/3	2	10,7	17,88	
1	1 1/3	2 1/4	10,4	18,84	
1	1 1/3	2 1/2	10,0	**19,33**	
1	1 1/3	2 3/4	10,0	17,88	
1	1 1/3	3	9,8	16,46	

Mit diesem Ergebnis stimmen die Versuche sehr gut überein, die A. Hambloch in Nr. 12 (1906) der inzwischen eingegangenen Zeitschrift „Die Talsperrenpost" veröffentlicht hat, zum Vergleich der Festigkeit von Kalktraßmörtel in Verbindung mit verschiedenen Mengen Flußsand und gemahlener Grauwacke (Steinsand). (Tabelle 6.)

Tabelle 6.

Mischung in Raumteilen	Grauwacke-Sand				Normal-Rheinsand			
	Aus je 5 Proben ermittelte Zugfestigkeit in kg/qcm nach		Aus je 2 Proben ermittelte Druckfestigkeit in kg/qcm nach		Aus je 5 Proben ermittelte Zugfestigkeit in kg/qcm nach		Aus je 2 Proben ermittelte Druckfestigkeit in kg/qcm nach	
K. Tr. S.	28 Tg.	3 Mon.	28 Tg.	3 Mon.	28 Tg.	3 Mon.	28 Tg.	3 Mon.
1 : 1 : 1	16,58	23,34	58	111	14,20	17,96	48	104
1 : 1 : 2	19,21	28,68	71	130	12,34	18,68	77	123
1 : 1 : 2,5	19,13	**29,46**	83	137	16,58	18,02	74	**128**
1 : 1 : 3	19,40	26,50	85,5	**139,5**	12,12	**21,14**	61	115

Demnach lag auch bei diesem Versuch die günstigste Mischung bei 2 1/2 bis 3 RT Sand.

Es wurde dann festgestellt, ob die Mischung 1 RT K. : 1 1/2 RT Tr. : 2 1/2 RT S. noch wasserdicht ist, wobei sich ergab, daß Mörtelscheiben von 7 1/2 cm Durchmesser und 3 cm Stärke nach zweimonatlicher Wassererhärtung bei 24stündigem Wasserdruck von 3 Atm. = 30 m Wassersäule keine Durchsickerungen zeigten.

Als vorteilhafte Kalktraßmischung, die den höchsten Anforderungen entspricht, kann demnach 1 RT Kalkteig : 1 1/2 RT Traß : 2 1/2 RT Sand gewählt werden. In dieser Mischung stehen Mörtelbildner zu Sand im Verhältnis 1 : 1; der Mörtel ist also immer noch sehr fett.

In zweiter Linie war es erforderlich, ein günstiges Mischungsverhältnis für Zementtraßmörtel zu suchen. In ähnlicher Weise, wie dies auch beim Kalktraßmörtel geschehen ist, wurde zunächst festgestellt, wieviel Traß zur

Bindung des überschüssigen Kalkes dem Portlandzement zugesetzt werden muß, und zwar wurde zuerst die Festigkeit des Zementmörtels 1:3 ohne Zuschlag ermittelt; darnach wurde dem Zementmörtel ein indifferenter Zuschlag von Quarzmehl gegeben und dieser in den weiteren Mischungen mehr und mehr durch Traß ersetzt. Bei dem Mörtel, bei dem die größte Festigkeit erzielt wurde, konnte angenommen werden, daß sämtlicher Ätzkalk durch die Einwirkung des Trasses in kieselsauren Kalk übergeführt ist. Es fanden sich bei zwei Versuchsreihen folgende Werte:

Tabelle 7.

Mischung in Raumteilen				Wasser-Gehalt v. H.	Aus je 5 Proben ermittelte Zugfestigkeit in kg/qcm nach		Bemerkungen
Portlandzement	Quarzmehl	Nettetaler Traß	Normensand		2 Mon.	4½ Mon.	
1	5/10	1/10	3	7,2	41,14	45,70	Litergewicht des Portlandzements 1,504 kg, sonst wie Tabelle 3. Erhärtung 2 Tage Luft, dann Wasser.
1	4/10	2/10	3	7,2	42,84	48,80	
1	3/10	3/10	3	7,7	48,30	48,94	
1	2/10	4/10	3	8,2	45,14	45,94	
1	1/10	5/10	3	8,2	43,92	46,88	
1	—	6/10	3	8,7	**49,42**	**50,28**	
					desgl. aus 10 Proben nach 3 Monaten		
1	—	—	3	8,2	31,97		
1	1	—	3	7,9	34,00		
1	4/10	6/10	3	8,9	**42,80**		
1	3/10	7/10	3	8,9	41,14		
1	2/10	8/10	3	8,9	40,54		
1	1/10	9/10	3	9,0	41,34		
1	—	10/10	3	9,5	41,43		

Der erste Versuch zeigte, daß wahrscheinlich ein Zusatz von 6/10 RT Traß auf 1 RT Portlandzement genügt, um allen überschüssigen Kalk zu binden. Der zweite Versuch bestätigte dies, denn ein höherer Zusatz als 6/10 RT bewirkte keine Erhöhung der Festigkeit mehr, sondern wirkte ebenso wie Quarzmehl — die Festigkeit bei noch erhöhtem Traßzusatz blieb konstant.

Aus Tabelle 7 geht hervor, daß eine Zugabe von Traß durch Bindung des überschüssigen Kalks des Portlandzementes eine erhebliche Erhöhung der Festigkeit des Mörtels hervorbringt. Hierdurch kann durch erhöhten Sandzusatz Nutzen gezogen werden. Zur Beurteilung der Frage, inwieweit ein erhöhter Sandzusatz zur Erreichung bestimmter Festigkeiten zulässig ist, wurde eine Versuchsreihe mit Zementmörtel mit und ohne Traßzusatz bei verschiedenem Sandgehalt ausgeführt. (Tabelle 8.)

Tabelle 8.

Mischung in Raumteilen			Wasser-Gehalt v. H.	Aus je 10 Proben ermittelte Zugfestigkeit nach 3 Monaten kg/qcm	Bemerkungen
Portland-zement	Traß	Normensand			
1	—	2	8,5	47,83	Litergewichte wie Tabelle 3. Erhärtung 2 Tage Luft, dann Wasser.
1	—	4	7,5	23,29	
1	—	6	7,5	13,87	
1	—	8	6,5	10,25	
1	0,6	3	9,0	49,16	
1	0,6	6	7,5	22,42	
1	0,6	9	6,0	13,63	
1	0,6	12	6,0	8,97	

Trägt man die erhaltenen Werte zeichnerisch auf, so ergeben sich zwei regelmäßig verlaufende Linien, aus denen man entnehmen kann, daß bei Erhärtung unter Wasser folgende Mischungen hinsichtlich der Festigkeit gleichwertig sind:

Tabelle 9.

Portland-zement	Sand		Portland-zement	Traß	Sand
1 :	2	gleich	1 :	0,6 :	3
1 :	3	„	1 :	0,6 :	4½
1 :	4	„	1 :	0,6 :	6
1 :	5	„	1 :	0,6 :	7½
1 :	6	„	1 :	0,6 :	9
1 :	7	„	1 :	0,6 :	9½
1 :	8	„	1 :	0,6 :	10

Nach diesen Vorversuchen konnten die beiden Grundmischungen und weiter der für die Ausführung zu wählende Zementkalktraßmörtel bestimmt werden. Als Kalktraßmörtel wurde die Mischung 1 K. : 1½ TR. : 2½ S. gewählt, weil diese sich bei den Versuchen als die festeste bei gleichzeitiger Wasserdichtigkeit gezeigt hatte, als Zementtraßmörtel die Mischung, die an Festigkeit und Dichtigkeit dem Zementmörtel 1 : 3 annähernd gleichwertig ist, nämlich 1 Z. : ½ TR. : 4½ S. Von dem Kalktraßmörtel sollen 3 Teile, von dem Zementtraßmörtel 1 Teil in der fertigen Mischung enthalten sein. So erhält man folgende Mischung:

	Zement	Kalkteig	Traß	Sand
3 Teile Kalktraßmörtel	—	3	4½	7½
1 Teil Zementtraßmörtel	1	—	½	4½
	1 :	3 :	5 :	12
	(oder ½ :	1½ :	2½ :	6)

In dieser Mischung stehen Mörtelbildner zu Sand im Verhältnis ¾ : 1, die Dichtigkeitziffer, nach dem von Unna*)

*) Unna: Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen, Köln, Verlag von Paul Neubner.

angegebenen Verfahren bestimmt, ist etwa = 1,50, d. h. die Kittmasse des Mörtels (Zement, Kalk, Traß, Wasser) ist etwa 50 v. H. größer als die Hohlräume des Sandes. Die für diesen Mörtel zu erwartenden Festigkeiten lassen sich annähernd aus Tabelle 1 ersehen, die auch zeigt, daß eine Verminderung des Sandzusatzes die größeren hieraus erwachsenden Kosten nicht rechtfertigen würde, weil die Festigkeit des Mörtels hierdurch nur sehr wenig zunimmt.

Putzmörtel. Als Putzmörtel soll ein Gemisch von 1 Teil Kalktraßmörtel und 2 Teilen Zementtraßmörtel und zwar mit geringerem Sandzusatz verwendet werden. In ähnlicher Weise wie oben ergab sich die Mischung 2 Zement, 1 Kalkteig, 2½ Traß, 6 Sand. In diesem Mörtel stehen Mörtelbildner zu Sand nahezu im Verhältnis 1 : 1, die rechnungsmäßige Dichtigkeit ist etwa 1,60, also trotz des geringeren Sandzusatzes nur wenig größer als die des normalen Mörtels des Mauerwerks, der seine verhältnismäßig große Dichtigkeit dem höheren Kalkgehalt verdankt.

Es ist noch nicht sicher, ob die fertige Putzfläche einen äußeren Anstrich, etwa mit Siderosthen, wie bei den früher ausgeführten Talsperren, erhalten wird, da dieser Anstrich anscheinend von der im Wasser befindlichen Kohlensäure angegriffen und dann ausgelaugt wird. Es sollen deshalb vorerst noch einige Versuche angestellt werden, und zwar im Innern des Umleitungsstollens an solchen Stellen, die während der Bauzeit scharfen Angriffen durch fließendes Wasser ausgesetzt sind. Für die Probeabstriche ist Siderosthen von Jeserich & Co., Nigrit von Rosenzweig & Baumann Inertol von Dr. Roth in Aussicht genommen.

Unabhängig von der Entscheidung wegen eines Anstriches der Putzflächen wird beabsichtigt, dem Putzmörtel einen Zusatz von Bitumenemulsion zu geben, und zwar etwa 1 Liter Emulsion auf 20 Liter fertigen Mörtel. Maßgebend für die Wahl dieses Zusatzes waren Versuche, die vor 2 Jahren mit 6 Mörtelarten an einer fertigen Talsperre (Versetalsperre) ausgeführt worden sind, und zwar mit folgenden Mischungen:

1. Zementkalktraßmörtel 2 Zement, 1 Kalk, 2 Traß, 8 Sand in Raumteilen, ohne Zusatz;
2. derselbe mit einem Anstrich von Keßler'schem Fluat;
3. derselbe mit Bitumenzusatz;
4. Zementtraßmörtel 2 Zement, ½ Traß, 6 Sand, mit einem Anstrich von Keßler'schem Fluat;
5. derselbe mit Bitumenzusatz;
6. sog. Luxzement: 1 Zement, 3 Sand.

Diese 6 Probeputzflächen wurden während zweier Winter beobachtet, und es zeigte sich, daß die beiden Flächen mit einem Zusatz von Bitumenemulsion keine Risse erhalten hatten, während die 4 anderen einige, wenn auch nur

wenige Risse aufwiesen. Vom ersten zum zweiten Winter fand übrigens keine merkbare Zunahme der Risse statt, wahrscheinlich weil das Eintreten derselben nur notwendig war, um die inneren Spannungen im Putz auszugleichen, worauf keine weiteren Beschädigungen eintraten.

Äußere Ausbildung der Mauer.

Die äußere Ausbildung der Mauer ist im Juni 1907 zum Gegenstand eines öffentlichen Skizzenwettbewerbs unter den deutschen Architekten gemacht worden, unter Zugrundelegung eines ausführlichen Programms, das die technischen Bedingungen der Aufgabe enthielt. Es gingen rechtzeitig 72 Entwürfe ein. Das Preisgericht, das im Oktober 1907 zusammentrat, beschloß einstimmig, den 1. Preis in Höhe von 2000 Mk. dem Architekten Franz Brantzky in Cöln, den 2. Preis in Höhe von 1500 Mk. dem Regierungsbaumeister Fritz Bräuning in Potsdam und den 3. Preis in Höhe von 750 Mk. dem Regierungsbauführer Ernst Lessing und dem Architekten Georg Rudolf Risse, beide in Berlin, zu erteilen. Außerdem wurden 4 Entwürfe auf Vorschlag des Preisgerichts zum Preise von je 400 Mk. angekauft. In der Vorstandssitzung vom 4. März 1908 wurde der Entwurf des Architekten Franz Brantzky für die Ausführung gewählt, der auch der weiteren Ausarbeitung des Planes zugrunde gelegt worden ist.

Brantzky sucht in seinem Entwurf der langgestreckten Mauerkrone dadurch eine wirkungsvolle Unterbrechung zu schaffen, daß er die beiden Pare der Schiebertürme in Verbindung mit zwei großen, die ganze Krone überdeckenden, aus der Vorderfläche der Mauer emporwachsenden Hallenanlagen bringt. Die Dächer der Schiebertürme sind trotz selbständiger Behandlung mit dem Hallendach zu einem einheitlichen Ganzen zusammengefaßt. Die Schieberhäuser sind zu je zweien gruppiert, aber durch eine Bogenstellung zu gemeinsamer Wirkung gebracht. Die Teilung der Überlaufgewölbe ist verhältnismäßig eng, wodurch ein Maßstab für die mächtigen Aufbauten gewonnen wird, der ihre Wirkung noch wesentlich steigert.

Die Ansicht der Mauer weist gegenüber dem preisgekrönten Wettbewerbsentwurf einige Änderungen auf, die in technischer Hinsicht sich als notwendig erwiesen haben und mit dem Architekten vorläufig vereinbart worden sind. Es sind dies die erkerartigen Mauervorsprünge zu beiden Seiten der Hallen, die an dieser Stelle das Bogenfries der Gewölbe ersetzen, weil hier keine Überlauföffnungen angebracht werden können, da das abfließende Wasser auf die Dächer der Schieberhäuser strömen würde. Auch die Schieberhäuser für die Notausläße sind neu hinzugekommen. Die architektonische Ausbildung, wie sie auf Blatt 18 dargestellt wurde, ist noch keineswegs endgültig,

sondern der weiteren Prüfung und Einzelbearbeitung zu unterziehen, sobald die Unterlagen in technischer Hinsicht festliegen. Es wird auch beabsichtigt, von den wichtigeren Bauteilen Modelle in großem Maßstabe herzustellen, die die Beurteilung der Wirkung im einzelnen und in Verbindung mit dem ganzen Bauwerk ermöglichen.

Wegeanlagen und Wärterhaus.

Die Verlegung der Provinzialstraße und der Randwege um das Staubecken gehören nicht zu diesem Teile des Entwurfs. Zur Verbindung der Provinzialstraße, die künftig nahe der rechten Mauerendigung vorbeiführt, mit der alten, durch die Mauer abgeschnittenen Möhnestraße ist ein Fußweg im Gefälle 1 : 10 vorgesehen, der weiter über die Möhne zu den Schieberhäusern am Fuße der Mauer führt. Außerdem verläuft neben den beiden Kaskaden ein steilerer, durch Treppen unterbrochener Fußweg. Weitere Wegeverbindungen werden durch die Anlage des Elektrizitätswerks am Fuße der Mauer notwendig werden, die aber der Zukunft vorbehalten bleiben können.

Das Wärterhaus der Sperrmauer ist an der linken Talseite in der Nähe des Überlaufs vorgesehen, und zwar oberhalb des Randweges, der längs des Ufers des künftigen Sees führt. Es wird 2 Beamtenwohnungen enthalten, eine für den Schleusenwärter mit zugehörigem Dienstzimmer, eine zweite für den Maschinenmeister des künftigen Elektrizitätswerks, ferner einen Sitzungssaal für den Vorstand des Ruhrtalsperrenvereins und ein Schlafzimmer zum gelegentlichen Übernachten für die Vorstandsmitglieder oder höheren Beamten des Vereins.

Baukosten.

Die Kosten des zweiten Teiles der Bauarbeiten der Möhnetalsperre sind in dem beigefügten Anschlag zu 6 200 000 Mark berechnet worden.

Essen, im Juli 1908.

Link,
Regierungsbaumeister a. D.

Umleitung der Röhne und Seve zur Trockenhaltung der Baugrube während der Bauzeit.

Lageplanskizze.

Nord

M. 1:5000.

Abb. 1.

Röhne

Ueberlauf

Stauspiegel 213,30 m ü. N. N.

Umleitungsgraben

Ueberleitung

Baugrube

Seve

Chaussee

Wühlengraben

Ueberlauf

Ueberleitung

Die Röhne

Umlaufstollen

Proj. Uferbefestigung

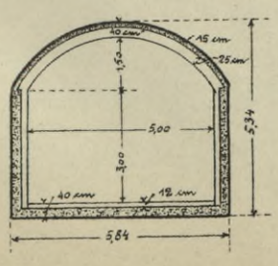
Stauspiegel 213,30 m ü. N. N.

Stollenprofil

nach der Ausschreibung. nach der Ausführung.

M. 1:200.

Abb. 2.



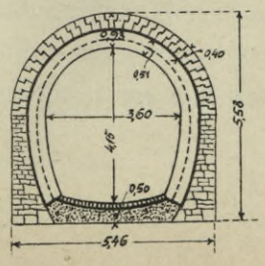


Abb. 3.

Statische Berechnung des Mauerprofils.

Hierzu Blatt 19 und 20 des Entwurfs vom Juli 1908.

Das für die Ausführung vorgeschlagene Mauerprofil und die statische Berechnung desselben waren mit Rücksicht auf die Bestimmung der Abmessungen der Baugrube bereits dem Entwurf zum ersten Teil der Bauarbeiten vom Januar 1907 beigefügt. In den ministeriellen Prüfungsbemerkungen vom 3. August 1907 wurde der Querschnitt der Sperrmauer als ausreichend standsicher erklärt, vorausgesetzt, daß der Untergrund die berechnete Höchstbelastung von 8,03 kg/qcm aufzunehmen vermag. Über die Zulässigkeit dieser Belastung soll entschieden werden, wenn das Verhältnis der Flächen der weichen Schiefer- und der harten Sandsteinschichten in der Gründungssohle der Sperrmauer feststeht, d. h. erst nach vollständigem Aushub der Baugrube.

Der Vollständigkeit halber wird die statische Berechnung dem vorliegenden Entwurf zum zweiten Teile der Bauarbeiten (Ausführung der Sperrmauer) nochmals beigefügt. Da die Berechnung unter den früheren Annahmen zahlenmäßig für richtig befunden und das Mauerprofil vorläufig nicht zu ändern war, so ist die nachstehende Erläuterung im wesentlichen eine Wiederholung der zum Entwurf vom Januar 1907 gehörenden, mit einigen Ergänzungen, die durch die Prüfungsbemerkungen vom 3. August 1907 und die Änderung der Höhenlage der Mauerkrone veranlaßt sind.

Die Berechnung des Mauerprofils der Möhnetalsperre ist für zwei Fälle erfolgt, nämlich:

1. für die denkbar ungünstigste,
2. für die wahrscheinlich ungünstigste Beanspruchung der Mauer.

Die Berechnung zu Fall 1 ist zahlenmäßig, die zu Fall 2 zeichnerisch ausgeführt. Auf Blatt 19 sind die Ergebnisse der zahlenmäßigen Berechnung dargestellt, während die zeichnerische Berechnung aus Blatt 20 zu ersehen ist. Fall 1 und 2 unterscheiden sich durch die Annahmen über den höchsten Stau im Talbecken, Raumgewicht des Mauerwerks

und Mitwirkung des Erddrucks, der Verblendungsmauer an der Wasserseite sowie der Pfeiler und Gewölbe der Mauerkrone als angreifende Kräfte. Für beide Fälle ist angenommen worden, daß der volle hydrostatische Unterdruck zur Wirkung kommen könnte. Die durch die gekrümmte Grundrißform hervorgerufene Gewölbewirkung des Mauerwerks ist außer acht gelassen.

I. Erläuterung zu Fall 1.

(Blatt 19.)

1. Mauerprofil. Die Mauer dient auf einen großen Teil ihrer Länge als Notüberlauf, während der Hauptüberlauf seitlich angebracht ist. Es ist daher nicht das volle Profil der Berechnung zugrunde gelegt, sondern das schwächere Überlaufprofil. Die Überwölbung und die Pfeilervorsprünge sind bei der Berechnung zu Fall 1 zur größeren Sicherheit ebenfalls nicht berücksichtigt worden. Dies bietet noch den Vorteil, daß man diese Teile später frei gestalten kann, ohne in der Wahl der Spannweiten der Gewölbe, der Pfeilerbreiten und der Anordnung von Aufbauten und Brüstungen durch die statische Berechnung behindert zu sein.

2. Größter Stau im Talbecken. Bei den Talsperren im Ruhrgebiet ist der Abstand von Überlaufkante und Mauerkrone im allgemeinen 1,00 m, bei mehreren sogar nur 0,60 m. In dem Entwurf vom Januar 1907 war vorgesehen, daß bei der Möhnetalsperre bei einem Stauinhalt von 130 Mill. cbm der Abstand von Wasserspiegel und Mauerkrone ebenfalls 1,00 m betragen sollte. Dieser Abstand ist nunmehr auf 1,20 m vergrößert worden. Dabei ist in der nachstehenden „Untersuchung über den Einfluß des Windes auf die Seefläche und die Staumauer“ nachgewiesen, daß die Möhnetalsperre zu den sturmgefährlichen Winden günstig liegt, sodaß besonders großer Wellenschlag in der Nähe der Sperrmauer nicht zu erwarten ist. In der statischen Berechnung zu Fall 1 ist wie üblich ein Stau bis zur Mauerkrone angenommen worden, der also in diesem Falle 1,20 m über dem normalen Wasserstand liegt.

3. Raumgewicht des Mauerwerks. Die Mauer wird zu etwa $^2/_3$ aus Kalksteinen von Müschede im Röhrtal, zu $^1/_3$ aus Grauwacke des Möhnetales erbaut werden. Der Kalkstein hat nach einem Prüfungszeugnis des Königl. Materialprüfungsamtes zu Groß-Lichterfelde vom 19. Dezember 1905 ein Raumgewicht von etwa 2,71 t/cbm, die Grauwacke ist etwas leichter, nach einem Prüfungszeugnis derselben Anstalt vom 13. Dezember 1907 etwa 2,67 t/cbm. Der Kalktraßmörtel, wie er bei Talsperrenbauten verwendet wird, hat ein Raumgewicht von 1,91 t/cbm. Diese Zahl hat sich bei einer

Wägung des Mörtels ergeben, der im Jahre 1903 aus Probelöchern im Innern der fertigen Fuelbecketalsperre herausgebrochen worden ist. Dem Mörtel der Möhnetalsperre wird etwas Zement zugesetzt werden, sodaß er noch ein wenig schwerer werden wird. Der Mörtelverbrauch soll nach Erfahrungen an fertigen Mauern zu 36 % angenommen werden, dann ist das wahrscheinliche Raumgewicht des Mauerwerks unter der ungünstigen Annahme, daß zur Hälfte mit der leichteren Grauwacke gemauert wird:

$$0{,}36 \,.\, 1{,}91 + 0{,}64 \cdot \frac{2{,}71 + 2{,}67}{2} = 0{,}69 + 1{,}72 = 2{,}41 \text{ t/cbm.}$$

Nimmt man an, daß stellenweise ein verschwenderischer Mörtelverbrauch bis zu 42 % der Mauerwerkmasse stattfindet, so ergibt sich das denkbar kleinste Raumgewicht des Mauerwerks zu:

$$0{,}42 \,.\, 1{,}91 + 0{,}58 \cdot \frac{2{,}71 + 2{,}67}{2} = 0{,}80 + 1{,}56 = 2{,}36 \text{ t/cbm.}$$

Für Fall 1 ist demnach mit einem Mauergewicht von 2350 kg/cbm gerechnet worden. Die Feststellung des Mauergewichts an Probemauerkörpern bleibt vorbehalten.

4. Verblendung. Die Mauer wird an der Wasserseite zunächst geputzt und dieser Putz auf der ganzen Höhe der Mauer durch eine Verblendungsmauer geschützt, die in schwalbenschwanzförmige Verzahnungen der Sperrmauer einbindet und im Mittel 0,70 m stark ist. Sie erhält außen zum Teil eine zweite Putzschicht. (Anlage 1, Abb. 2.)

Es darf angenommen werden, daß diese Verblendungsmauer mit dem Hauptmauerkörper wegen der festen Verbindung durch die Verzahnung nahezu einheitlich wirken und an der Aufnahme der angreifenden Kräfte teilnehmen wird. Für Fall 1 soll aber vorausgesetzt werden, daß die Verblendung nicht vorhanden ist, in der Annahme, daß die Mauer unter Wasserdruck kommen kann, wenn die Verblendung noch fehlt oder zum Zweck von Instandsetzungsarbeiten teilweise entfernt ist. In diesen beiden Fällen ist die Erdhinterfüllung entweder noch nicht vorhanden oder wieder entfernt. Für Fall 1 war demnach die Erdhinterfüllung nicht in Rücksicht zu ziehen, denn der Fall, daß Verblendung und Hinterfüllung beide fehlen, ist für die Standsicherheit der Mauer ungünstiger als der, daß die Verblendung als Auflast wirksam und die Erdhinterfüllung gleichzeitig vorhanden ist.

5. Unterdruck. Das Profil ist so bemessen, daß die Mauer auch bei Eintreten des vollen hydrostatischen Unterdrucks standsicher bleibt, während gleichzeitig die Druckspannung an der Mauervorderkante das als zulässig erachtete Maß von 8 kg/qcm nicht überschreitet. Damit ist die denkbar ungünstigste Möglichkeit berücksichtigt, denn bei

Eintreten des vollen, gleichmäßig über die Sohle verteilten Unterdrucks ist das Kippmoment dieser Kraft für die Mauervorderkante größer als bei Eintreten einer dreieckförmigen Verteilung (nach der Fecht'schen Annahme), derart, daß an der Wasserseite die volle Druckhöhe wirksam ist, während diese nach der Luftseite zu auf 0 herabgeht. Das Unterdruckmoment für die Mauervorderkante ist nämlich im Fall a (gleichmäßig verteilter Unterdruck):

$$M_u = b \cdot h \cdot \frac{b}{2} = \frac{b^2 \cdot h}{2} \text{ (Anlage 1, Abb. 1 a),}$$

und im Fall b (dreieckförmiger Unterdruck):

$$M_u = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{2}{3} b = \frac{b^2 \cdot h}{3} \text{ (Anlage 1, Abb. 1 b).}$$

Es ist nun von großem Interesse, mit diesen beiden Annahmen die Versuche über Unterdruck zu vergleichen, die Intze im Jahre 1904 an der Oestertalsperre angeordnet hatte und die nach seinem Tode von Regierungsbaumeister Schaefer ausgeführt worden sind. Die Versuche waren in der Weise angestellt, daß Rohre in Abständen von drei bis fünf Meter vom Rohrstollen auf die Felssohle aufgesetzt und durch knieförmige Krümmer nach dem nächstliegenden Rohrstollen geführt waren, wo auf ihre Enden Manometer aufgeschraubt wurden. Nach Füllung des Staubeckens ließ sich an diesen Manometern der Unterdruck ablesen, der an den Rohrendigungen im Mauerinnern herrschte. Dabei ergab sich, daß im ungünstigsten Falle die Darstellung des Unterdrucks in der Mauersohle nicht ganz, aber nahezu ein Trapez war, dessen Höhe an der Wasserseite mit der Höhe des Wasserstandes übereinstimmte und an der Luftseite bis auf die Hälfte der vollen Druckhöhe zurückging. An der Oestertalsperre lag also der Unterdruck in der Mitte von Fall a (voller Unterdruck) und Fall b (dreieckförmiger Unterdruck). (Anlage 1, Abb. 1 c.)

Es ist nun keineswegs wahrscheinlich, daß ein derartiger Unterdruck an allen Stellen unter der Sohle sich findet, vielmehr ist zu erwarten, daß überall da, wo sich der Mörtel gut mit dem Untergrund verbunden hat, kein oder ein wesentlich geringerer Unterdruck auftreten wird. Außerdem wird die für die Möhnetalsperre angeordnete Sohlendrainage den Unterdruck wesentlich abschwächen. Es ist deshalb eine sehr weitgehende Vorsicht, wenn angenommen worden ist, daß unter der ganzen Fläche der Möhnetalsperre sich der volle Unterdruck einstellen könnte. Diese Annahme ist um so ungünstiger, als der wirksame Wasserstand bis zur Mauerkrone angenommen ist, was bei Wellenschlag an einzelnen Stellen eintreten kann; solche vorübergehenden Schwankungen in der Wasserstandshöhe haben zwar Einfluß auf den Wasserdruck, bewirken aber

wegen ihrer kurzen Dauer wahrscheinlich keine Vergrößerung des Unterdrucks.

Intze sagt zu der Frage der Einführung des Unterdrucks in die Berechnung in dem letzten von ihm gehaltenen Vortrage vom Februar 1904:*)

„Damit (d. h. mit der Einführung des vollen Unterdrucks in die Berechnung) ist nun, und das möchte ich betonen, die Grenze der Konstruktion erreicht, über die hinaus jede Verstärkung nicht nur keinen Nutzen mehr bringt, sondern schädlich wirkt, da sie zu einer Überlastung des Mauerwerks führt". Lieckfeldt**) sagt sogar: „Da man jetzt (nach Einführung des vollen Unterdrucks in die Berechnung), die im ungünstigsten Falle auftretenden Kräfte zu übersehen in der Lage ist, so liegt kein Grund mehr vor, andere Annahmen für die zulässige Beanspruchung der Mauer zu machen, als bei sonstigen Ingenieurbauten. Dann kann auch von der Bedingung einer ausnahmsweise guten Bauausführung, welche oft gestellt wird, um über die Schwäche der Rechnungsart und die daraus entstehende Unsicherheit hinwegzuhelfen, welche aber meist gar nicht zu erfüllen ist, abgesehen, und eine Ausführung, wie sie für alle Wasserbauten des Staates üblich und durchführbar ist, als ausreichend bezeichnet werden".

Es ist für die Beurteilung der Rechnungsergebnisse, insbesondere des Verlaufs der Drucklinie, zu beachten, daß bei Einführung des Unterdrucks in die Berechnung die sog. Kerntheorie ihre Bedeutung verliert. Nimmt man an, daß Unterdruck nicht eintritt, so muß natürlich unbedingt verlangt werden, daß Zugspannungen ausgeschlossen sind, eben zur Vermeidung des Öffnens der Fugen und des Eintretens von Unterdruck; die Stützlinie muß also im Kern, d. h. im inneren Drittel der Mauer verlaufen. Die Einführung des vollen Unterdrucks hat die Annahme durchgehender Risse zur Voraussetzung, die erst eintreten können, wenn der Zusammenhang in der Fuge durch Überwindung der Zugfestigkeit zerstört ist. Die Stützlinie braucht nunmehr nicht mehr im inneren Drittel zu verlaufen, weil Zugspannungen wegen Auftrennung der Fuge nicht mehr eintreten können. Dagegen muß die Forderung erfüllt sein, daß die Mauer durch Hinzutreten des Unterdrucks nicht umkippen kann, d. h. für die Mauervorderkante muß die Summe der widerstehenden Momente größer sein, als die Summe der angreifenden Momente einschl. Unterdruck. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn der Quotient

*) Dr. Ing. Intze: Die geschichtliche Entwickelung, die Zwecke und der Bau der Talsperren. Berlin, Verlag von Julius Springer. 1907. Seite 41.

**) Centralblatt der Bauverwaltung, 1898, Nr. 9a, Seite 110.

$\frac{\text{Stabilitätsmomente}}{\text{Kippmomente}}$ größer als 1 ist. Ist dieser Quotient genau gleich 1, so ist die Mauer im labilen Gleichgewicht, gleichzeitig wird die Druckspannung an der Mauervorderkante unendlich groß. Die Einführung der weiteren Bedingung, daß die als zulässig erachtete Druckspannung auch bei Eintreten des vollen Unterdrucks nicht überschritten wird, führt dann endlich zur Bestimmung der Abmessungen des Mauerprofils.

6. Gang der Berechnung. Es sind zunächst aus den Momenten der angreifenden Kräfte die Werte c zu ermitteln, die den Abstand des Schnittpunktes der Schlußkraft mit der Fuge von der Fugenmitte bedeuten.

Nach Anlage 1, Abb. 3 ist:

$$P \cdot \left(\frac{b}{2} - c\right) + G_1 l_1 + G_2 l_2 + \ldots G_n l_n + Aw_1 \cdot a_1 + Aw_2 \cdot a_2 + \ldots Aw_n \cdot a_n = W \cdot w;$$

$$P = \Sigma V = G_1 + G_2 + \ldots + G_n + Aw_1 + Aw_2 + \ldots Aw_n;$$

$$\frac{b}{2} - c = \frac{\Sigma M}{\Sigma V};$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{\Sigma M}{\Sigma V}.$$

Für leeres Becken ist:

$$c = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{b}{2};$$

Kernabstand für volles Becken:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{b}{3};$$

desgl für leeres Becken:

$$\frac{2}{3} b - \frac{\Sigma M}{\Sigma V}.$$

Spannungen. In der Mitte jeder Fuge herrscht die einfache Druckspannung $\frac{P}{F} = \sigma_m$. Aus σ_m, der Fugenbreite b und dem Abstande c erhält man σ mit Hülfe der Formel:

$$\sigma = \sigma_m \cdot \frac{b \mp 6c}{b}.$$

Dieselbe ergibt sich aus folgender Überlegung (Anlage 1, Abb. 4):

Die Spannungen in einer Fuge setzen sich zusammen aus gleichmäßig verteilter Druckspannung und Biegungsspannung. Allgemein ist:

$$\sigma = \frac{P}{F} \mp \frac{Me}{J}.$$

P ist die Vertikallast, F die Querschnittsfläche, die hier ein Rechteck von der Breite b und der Länge 1 ist. Im Schwerpunkt, also in der Fugenmitte, herrscht die einfache Druck-

spannung $\frac{P}{F} = \sigma_m$. Werden die Momente für die Fugenmitte aufgestellt, so ist:

$$M = P \cdot c;$$

$$e_1 = e_2 = \frac{b}{2};$$

$$\sigma_1 = \sigma_m + \frac{P \cdot c \cdot b}{2 J};$$

$$\sigma_2 = \sigma_m - \frac{P \cdot c \cdot b}{2 J}.$$

Ferner verhält sich nach Anlage 1, Abb. 4c:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_m} = \frac{v + \frac{b}{2}}{v};$$

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_m} = \frac{v - \frac{b}{2}}{v};$$

$$\frac{v}{\frac{b}{2}} = \frac{\frac{P}{F}}{\frac{P \cdot c \cdot b}{2 J}}; \text{ oder } v = \frac{J}{F \cdot c}.$$

Da $J = \frac{1 \cdot b^3}{12}$, $F = 1 \cdot b$, so wird:

$$v = \frac{b^2}{12\,c}.$$

Also ist:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_m} = \frac{\frac{b^2}{12\,c} + \frac{b}{2}}{\frac{b^2}{12\,c}} = \frac{\frac{b}{6} + c}{\frac{b}{6}} = \frac{b + 6\,c}{b};$$

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_m} = \frac{\frac{b^2}{12\,c} - \frac{b}{2}}{\frac{b^2}{12\,c}} = \frac{\frac{b}{6} - c}{\frac{b}{6}} = \frac{b - 6\,c}{b}.$$

Man kann übrigens auch die Druckbeanspruchung lediglich mit Hülfe der Gleichgewichtbedingungen ermitteln, ohne auf die Biegungslehre zurückzugreifen; Voraussetzung ist nur eine gleichmäßige Zunahme der Spannung, d. h. eine geradlinige Begrenzung der Spannungsfigur (Abb. 5).

$$\frac{P}{F} = \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2};$$

$$\frac{b}{2} + c = \frac{b}{3} \cdot \frac{\sigma_2 + 2 \cdot \sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2}$$ (nach der Gleichung für den Schwerpunkt des Trapezes).

Daraus wird:

$$\sigma_1 = 2\,\sigma_m - \sigma_2;$$

$$b + 2\,c = \frac{b}{3} \cdot \frac{4\,\sigma_m - \sigma_2}{\sigma_m};$$

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_m} = \frac{b - 6\,c}{b}$$ (wie oben).

Bei Eintritt von Unterdruck tritt die Drucklinie im allgemeinen aus dem Kern der Mauer heraus und es würde Zugspannung entstehen; jedoch muß angenommen werden, daß der volle Unterdruck nur eintreten kann, wenn die Fuge klafft, Zugfestigkeit also schon nicht mehr vorhanden ist. Nach der Gleichung der lotrechten Kräfte verteilt sich dann der Druck der Schlußkraft auf die Fuge nach einem Dreieck, dessen Schwerpunkt lotrecht unter dem Schnittpunkt der Drucklinie liegt, dessen Seitenlänge also gleich dem dreifachen des Abstandes von Mauervorderkante und Schnittpunkt der Schlußkraft ist (Anlage 1, Abb. 6). Demnach ist:

$$\sigma_1 = 2\,\sigma_m = \frac{2\,\Sigma V}{3\,a}.$$

7. Ergebnisse der Berechnung für Fall 1 (Blatt 19). Die Stützlinie für volles Becken bleibt unter den obengenannten Voraussetzungen von der Kerngrenze 0,49 bis 3,70 m entfernt. Bei Einführung des vollen Unterdrucks ist die Mauer unter allen Umständen standsicher. Die Höchstspannung beträgt bei vollem Becken ohne Unterdruck 6,28 kg in Fuge 40, mit Unterdruck 7,35 kg in Fuge 30, bei leerem Becken 7,57 kg in Fuge 40.

Als Anhang zu Fall 1 ist der Wasserstand ermittelt worden, bei dem die Drucklinie durch die Mitte der Fundamentfuge geht. Es ergab sich, daß der betreffende Wasserstand auf Ord. 210,0 liegt, d. h. 3,30 m unter dem normalen Wasserspiegel und 4,50 m unterhalb der Mauerkrone (Anlage 1, Abb. 7).

II. Erläuterung zu Fall 2. (Zeichnerische Berechnung).

(Blatt 20.)

Die Berechnung der wahrscheinlich ungünstigsten Beanspruchung der Mauer soll zeigen, um wieviel günstiger die Beanspruchung der Mauer gegenüber der Berechnung zu Fall 1 in Wirklichkeit ausfallen wird. Sie liefert ferner die Höchstbeanspruchung bei leerem Becken, die sich unter den Annahmen zu Fall 1 zu klein ergiebt, und damit die höchste in der Sperrmauer auftretende Druckspannung überhaupt. Die Aenderungen der Voraussetzungen zu Fall 1 sind folgende:

1. Höchster Stau im Talbecken. Bei einem Stauinhalt von 130 Mill. cbm liegt der Wasserspiegel nunmehr bei Beginn des Überlaufens 1,20 m von der Mauerkrone entfernt, gegenüber 1,00 m beim Entwurf vom Januar 1907. Auf die zeichnerische Berechnung zu Fall 2 hat diese Änderung, mit der eine kleine Vermehrung des Pfeilermauerwerks verbunden ist, so gut wie keinen Einfluß. Die Strahldicke beim größten Hochwasser ist zu 35 cm angenommen worden (vergl. Erläuterungsbericht: Überläufe).

2. Mauergewicht. Das Raumgewicht des Mauerwerks ist zu 2400 kg/cbm anzunehmen, wie oben nachgewiesen. Nach Fall 2 tritt die Höchstbeanspruchung des Untergrundes mit 8,03 kg/qcm bei leerem Becken ein. Es würde also nicht zulässig sein, hier das niedrigere Mauergewicht von 2350 kg für 1 cbm einzuführen, weil man dann die tatsächlich eintretende höchste Untergrundbelastung zu gering erhalten würde.

3. Verblendung. Die Verblendung ist durch die schwalbenschwanzförmige Verzahnung so fest mit dem Hauptmauerkörper verbunden, daß sie einheitlich mit ihm wirken wird und als Verstärkung des Profils zu betrachten ist, wie dies auch bei den älteren rheinisch-westfälischen Talsperren (Remscheid, Fuelbecke, Heilenbecke) geschehen ist.

4. Pfeiler und Gewölbe des Überlaufs. Das Gewicht der genannten Mauerteile ist in der Berechnung berücksichtigt.

5. Erddruck. Der Erddruck ist nach dem Rebhann'schen Verfahren ermittelt, unter Annahme eines Reibungswinkels für durchnäßte Erde von 20°. Der Reibungswinkel zwischen Mauerwerk und Erde wurde = 0 gesetzt. Das Mehrgewicht der nassen Hinterfüllung gegenüber Wasser beträgt 1900 — 1000 = 900 kg/cbm. Der Erddruck ist für lotrechte Wand ermittelt und das Gewicht der auf die Mauerböschung wirkenden Erdlast in Rechnung gestellt.

Für verschiedene Höhen läßt sich die Größe des horizontal wirkenden Erddrucks unmittelbar angeben, wenn man die Tangente des Winkels β an der Spitze des in Anlage 2, Abb. 1 gezeichneten Erddruckdreiecks kennt; denn ist die Höhe der Erdschüttung oberhalb einer Fuge = h, so ist der Erddruck für diese Fuge:

$$E_h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \beta.$$

Man erhält tg β, wenn man das Erddruckdreieck für irgend eine Höhe h berechnet. Für einen Fall, in dem die Höhe der Erdschüttung 17 m betrug, waren die Abmessungen des Erddruckdreiecks nach dem Rebhann'schen Verfahren wie folgt ermittelt (Anlage 2, Abb. 2):

$a\,b = 17{,}000$ m;

$\frac{a\,d}{a\,b} = \operatorname{tg} 20^0$;

$a\,d = 17{,}000 \,.\, 0{,}36397 = 6{,}187$ m.

$\frac{a\,e}{a\,b} = \sin 20^0$;

$a\,e = 17{,}000 \,.\, 0{,}34202 = 5{,}814$ m.

$\frac{b\,e}{a\,b} = \cos 20^0$;

$$b\,e = 17{,}000 \,.\, 0{,}93969 = 15{,}975 \text{ m.}$$

$$\cot \sphericalangle a\,b\,c = 2{,}000;$$

$$\sphericalangle a\,b\,c = 63^0\,26'\,6''.$$

$$e\,c = 15{,}975 \,.\, \mathrm{tg}\, 43^0\,26'\,6'';$$

$$e\,c = 15{,}125 \text{ m.}$$

$$a\,c = 15{,}125 + 5{,}814 = 20{,}939 \text{ m};$$

$$e\,f = \sqrt{5{,}814 \,.\, 15{,}125} = 9{,}377 \text{ m};$$

$$a\,f = a\,g = \sqrt{5{,}814^2 + 9{,}377^2} = 11{,}033 \text{ m};$$

$$\frac{g\,h}{b\,e} = \frac{g\,c}{e\,c};$$

$$g\,h = \frac{15{,}975 \,.\, 9{,}906}{15{,}125} = 10{,}463 \text{ m.}$$

$\Delta\, l\,m\,n = \Delta\, g\,h\,i$ (nach Rebhann).

$$\frac{l\,n \,.\, l\,m}{2} = \frac{g\,h^2}{2};$$

$$l\,m = \frac{10{,}463^2}{17{,}000} = 6{,}440 \text{ m};$$

$$\mathrm{tg}\,\beta = \frac{6{,}440}{17{,}000}.$$

Bei leerem Becken wirkt der Erddruck günstig auf die Beanspruchung an der Wasserseite, indem er die Schlußkraft nach der Luftseite verschiebt. Demnach ist die Stützlinie und Druckbeanspruchung bei leerem Becken ohne Erddruck ermittelt.

6. Unterdruck. Auch bei der zeichnerischen Berechnung zu Fall 2 ist der volle Unterdruck in Rechnung gestellt.

7. Gang der Berechnung. Alle Fugen sind unabhängig von einander untersucht, derart, daß zunächst für die Fundamentfuge, dann nach oben fortschreitend für die folgenden Fugen die Kräftewirkungen verfolgt wurden. Alle wirksamen Kräfte sind auf Blatt 20 tabellarisch angegeben. Die Punkte, an denen die Resultierende bei Eintreten von Unterdruck der Kerngrenze am nächsten kommt, in Fuge 30 und 35, sind außerdem rechnerisch nachgeprüft.

Aus der unter den obengenannten Voraussetzungen erfolgten zeichnerischen Berechnung des Mauerprofils ergibt sich die bemerkenswerte Tatsache, daß das gewählte Mauerprofil selbst bei Eintreten des vollen Unterdrucks keine Zugspannungen erfahren würde, da die Stützlinie innerhalb der Kerngrenze verbleibt. Die Höchstspannung bei vollem Becken ohne Unterdruck vermindert sich auf 5,90 kg, während sie bei leerem Becken 8,03 kg an der Wasserseite beträgt. Bei Eintreten von Unterdruck wird die Druckspannung bei vollem Becken ganz geringfügig.

Der in den Prüfungsbemerkungen vom 28. Oktober 1906 gegebene Hinweis, daß es sich empfehle, die Drucklinie bei gefülltem Becken annähernd durch die Mitte der Gründungssohle gehen zu lassen, wird durch das vorliegende Mauerprofil ebenfalls erfüllt.

Essen, im Juli 1908.

Link,
Regierungsbaumeister a. D.

Zahlenmäßige Berechnung des Mauerprofils.

Es bedeuten:

l_1, l_2 etc.	die Hebelarme der	Mauerflächen.
a_1, a_2 etc.	„ „ „	Wasserauflasten.
w	„ „ „	Wasserdrücke.
u	„ „	des Unterdrucks.
F	„	Mauerflächen.
G	„	Mauergewichte.
A	„	Wasserauflasten.
$V = G + A$	„	Summe der lotrechten Lasten.
W	„	Wasserdrücke.
M	„	Momente für die Mauervorderkante.
c	den	Abstand der Fugenmitte vom Schnittpunkt der Schlußkraft mit der betreffenden Fuge.
k	„	Kernabstand der Stützlinie.
σ	die	Spannungen in den wagerechten Schnitten, und zwar σ_m die mittlere Spannung, σ_1 und σ_2 die Kantenpressungen.

Die Fugen sind nach ihrem Abstand von der Mauerkrone benannt.

Nachstehende Berechnung wurde durchgeführt ohne Berücksichtigung des Erddrucks der Hinterfüllung und unter Wegfall der Pfeilerauflast sowie der Verblendung:

1. für leeres Becken,
2. für volles Becken ohne Unterdruck,
3. für volles Becken mit Unterdruck.

Fuge 5,00.

Hebelarme.

$$l_1 = \frac{4{,}90}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{4{,}90 + 2 \,.\, 2{,}93}{4{,}90 + 2{,}93} \cdot \left(\frac{4{,}90 - 2{,}93}{2} - 0{,}18\right)$$

$$= 2{,}45 + \frac{1}{3} \cdot \frac{10{,}76 \,.\, 0{,}805}{7{,}83} = 2{,}82 \text{ m}$$

$$a = 4{,}90 - \frac{0{,}25}{3} = 4{,}82 \text{ m}$$

$$w = \frac{5{,}00}{3} \text{ m}$$

Leeres Becken.

$$F_1 = 3{,}60 \cdot \frac{4{,}90 + 2{,}93}{2} = 14{,}09 \text{ qm}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{14{,}09 \,.\, 2{,}82}{14{,}09} = 2{,}82 \text{ m}$$

$$c = 2{,}82 - \frac{4{,}90}{2} = 0{,}37 \text{ m}$$

$$k = \frac{2}{3} \cdot 4{,}90 - 2{,}82 = \mathbf{0{,}45\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2350 \,.\, 14{,}09}{4{,}90 \,.\, 10000} = 0{,}68 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 0{,}68 \,.\left(1 + \frac{0{,}37 \,.\, 6}{4{,}90}\right) = \mathbf{0{,}99\ kg}$$

$$\sigma_2 = 0{,}68 \,.\left(1 - \frac{0{,}37 \,.\, 6}{4{,}90}\right) = 0{,}37 \text{ kg}$$

Volles Becken ohne Unterdruck.

Gewichte:

$$G = 14{,}09 \,.\, 2{,}35 = 33{,}11 \text{ t}$$

$$A = \frac{5{,}00}{2} \cdot 0{,}25 = 0{,}62 \text{ „}$$

$$\Sigma V = 33{,}73 \text{ t}$$

$$W = 5{,}00 \,.\, 2{,}50 = 12{,}50 \text{ t}$$

Momente:

$$G \,.\, l = 33{,}11 \,.\, 2{,}82 = 93{,}37 \text{ mt}$$

$$A \,.\, a = 0{,}62 \,.\, 4{,}82 = 2{,}99 \text{ „}$$

$$96{,}36 \text{ mt}$$

$$W \,.\, w = -12{,}50 \cdot \frac{5{,}00}{3} \cdot = -20{,}83 \text{ „}$$

$$\Sigma M = 75{,}53 \text{ mt}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{75{,}53}{33{,}73} = 2{,}24 \text{ m}$$

$$c = \frac{4{,}90}{2} - 2{,}24 = 0{,}21 \text{ m}$$

$$k = 2{,}24 - \frac{4{,}90}{3} = \mathbf{0{,}61\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{33\,730}{4{,}90 \,.\, 10\,000} = 0{,}69 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 0{,}69 \,.\, \left(1 + \frac{0{,}21 \,.\, 6}{4{,}90}\right) = \mathbf{0{,}87\ kg}$$

$$\sigma_2 = 0{,}69 \,.\, \left(1 - \frac{0{,}21 \,.\, 6}{4{,}90}\right) = 0{,}51 \text{ kg}$$

Volles Becken mit Unterdruck.

$$U = 4{,}90 \,.\, 5{,}0 = 24{,}50 \text{ t}$$

$$u = \frac{4{,}90}{2} = 2{,}45 \text{ m}$$

$$U \,.\, u = 24{,}50 \,.\, 2{,}45 = 60{,}03 \text{ mt}$$

$$\Sigma M = 75{,}53 - 60{,}03 = 15{,}50 \text{ mt}$$

$$\Sigma V = 33{,}73 - 24{,}50 = 9{,}23 \text{ t}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{15{,}50}{9{,}23} = 1{,}68 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{9230}{1{,}68 \,.\, 10\,000} = \mathbf{0{,}37\ kg}$$

Fuge 10,00.

Hebelarme:

$$l_1 = 7{,}88 - 0{,}25 - (4{,}90 - 2{,}82) = 5{,}55 \text{ m}$$

$$l_2 = \frac{7{,}88}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{7{,}88 + 2 \,.\, 4{,}90}{7{,}88 + 4{,}90} \cdot \left(\frac{7{,}88 - 4{,}90}{2} - 0{,}25\right)$$

$$= 3{,}94 + \frac{1}{3} \cdot \frac{17{,}68 \,.\, 1{,}24}{12{,}78} = 3{,}94 + 0{,}57 = 4{,}51 \text{ m}$$

$$a = 7{,}88 - \frac{0{,}50}{3} = 7{,}71 \text{ m}$$

$$w = \frac{10{,}00}{3} \text{ m}$$

Leeres Becken.

Mauerflächen:

$$F_1 = \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 14{,}09 \text{ qm}$$

$$F_2 = 5{,}00 \cdot \frac{7{,}88 + 4{,}90}{2} = 31{,}95 \text{ „}$$

$$\Sigma F = 46{,}04 \text{ qm}$$

Momente:

$$14{,}09 \,.\, 5{,}55 \quad . \quad . \quad . \quad = 78{,}20 \text{ m}^2$$

$$31{,}95 \,.\, 4{,}51 \quad . \quad . \quad . \quad = 144{,}09 \text{ „}$$

$$\Sigma M = 222{,}29 \text{ m}^2$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{222{,}29}{46{,}04} = 4{,}83 \text{ m}$$

$$c = 4{,}83 - \frac{7{,}88}{2} = 0{,}89 \text{ m}$$

$$k = \frac{2}{3} \cdot 7{,}88 - 4{,}83 = \mathbf{0{,}42\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2350 \,.\, 46{,}04}{7{,}88 \,.\, 10\,000} = 1{,}37 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 1{,}37 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 0{,}89}{7{,}88}\right) = \mathbf{2{,}30\ kg}$$

$$\sigma_2 = 1{,}37 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 0{,}89}{7{,}88}\right) = 0{,}44\ \text{kg}$$

Volles Becken ohne Unterdruck.

Gewichte:

$$G = 46{,}04 \,.\, 2{,}35 = 108{,}19\ \text{t}$$

$$A = \frac{10{,}00 \,.\, 0{,}50}{2} = 2{,}50\ ''$$

$$\Sigma V = 110{,}69\ \text{t}$$

$$W = 10{,}00 \,.\, 5{,}00 = 50{,}00\ \text{t}$$

Momente:

$$G \,.\, l = 222{,}29 \,.\, 2{,}35 = 522{,}38\ \text{mt}$$

$$A \,.\, a = 2{,}50 \,.\, 7{,}71 = 19{,}28\ ''$$

$$= 541{,}66\ \text{mt}$$

$$W \,.\, w = -50{,}00 \cdot \frac{10{,}00}{3} = -166{,}67\ ''$$

$$\Sigma M = 374{,}99\ \text{mt}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{374{,}99}{110{,}69} = 3{,}39\ \text{m}$$

$$c = \frac{7{,}88}{2} - 3{,}39 = 0{,}55\ \text{m}$$

$$k = 3{,}39 - \frac{7{,}88}{3} = \mathbf{0{,}76\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{110\,690}{7{,}88 \,.\, 10\,000} = 1{,}40\ \text{kg}$$

$$\sigma_1 = 1{,}40 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 0{,}55}{7{,}88}\right) = \mathbf{1{,}99\ kg}$$

$$\sigma_2 = 1{,}40 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 0{,}55}{7{,}88}\right) = 0{,}81\ \text{kg}$$

Volles Becken mit Unterdruck.

$$U = 10{,}0 \,.\, 7{,}88 = 78{,}80\ \text{t}$$

$$u = \frac{7{,}88}{2} = 3{,}94\ \text{m}$$

$$U \,.\, u = 78{,}80 \,.\, 3{,}94 = 310{,}47\ \text{mt}$$

$$\Sigma M = 374{,}99 - 310{,}47 = 64{,}52\ \text{mt}$$

$$\Sigma V = 110{,}69 - 78{,}80 = 31{,}89\ \text{t}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{64{,}52}{31{,}89} = 2{,}02\ \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{31\,890}{2{,}02 \,.\, 10\,000} = \mathbf{1{,}05\ kg}$$

Fuge 15,00.

Hebelarme.

$$l_1 = 11{,}13 - 0{,}25 - (7{,}88 - 4{,}83) = 7{,}83\ \text{m}$$

$$l_2 = \frac{11{,}13}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{11{,}13 + 2 \,.\, 7{,}88}{11{,}13 + 7{,}88} \cdot \left(\frac{11{,}13 - 7{,}88}{2} - 0{,}25\right)$$

$$= 5{,}565 + \frac{1}{3} \cdot \frac{26{,}89 \,.\, 1{,}375}{19{,}01} = 5{,}565 + 0{,}648 = 6{,}21\ \text{m}$$

$$a = 11{,}13 - \frac{0{,}75}{3} = 10{,}88\ \text{m}$$

$$w = \frac{15{,}00}{3} = 5{,}00\ \text{m}$$

Leeres Becken.

Mauerflächen:

$F_1 = 46{,}04$ qm

$F_2 = 5{,}00 \cdot \frac{11{,}13 + 7{,}88}{2} = 47{,}53$ „

$\Sigma F = 93{,}57$ qm

Momente:

$46{,}04 \,.\, 7{,}83 \;.\;.\;.\;.\; = 360{,}49$ m²

$47{,}53 \,.\, 6{,}21 \;.\;.\;.\;.\; = 295{,}16$ „

$\Sigma M = 655{,}65$ m²

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{655{,}65}{93{,}57} = 7{,}007 \text{ m}$$

$$c = 7{,}007 - \frac{11{,}13}{2} = 1{,}44 \text{ m}$$

$$k = \frac{2}{3} \cdot 11{,}13 - 7{,}007 = \mathbf{0{,}41\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2350 \,.\, 93{,}57}{11{,}13 \,.\, 10\,000} = 1{,}98 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 1{,}98 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 1{,}44}{11{,}13}\right) = \mathbf{3{,}52\ kg}$$

$$\sigma_2 = 1{,}98 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 1{,}44}{11{,}13}\right) = 0{,}44 \text{ kg}$$

Volles Becken ohne Unterdruck.

Gewichte:

$G = 93{,}57 \cdot 2{,}35 = 219{,}89$ t

$A = 15{,}00 \cdot \frac{0{,}75}{2} = 5{,}63$ „

$\Sigma V = 225{,}52$ t

$W = 15{,}00 \cdot 7{,}50 = 112{,}50$ t

Momente:

$G \,.\, l = 655{,}65 \,.\, 2{,}35 = 1540{,}78$ mt

$A \,.\, a = 5{,}63 \,.\, 10{,}88 = 61{,}25$ „

$1602{,}03$ mt

$W \,.\, w = -112{,}50 \,.\, 5{,}00 = -562{,}50$ „

$\Sigma M = 1039{,}53$ mt

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{1039{,}53}{225{,}52} = 4{,}609 \text{ m}$$

$$c = \frac{11{,}13}{2} - 4{,}609 = 0{,}96 \text{ m}$$

$$k = 4{,}609 - \frac{11{,}13}{3} = \mathbf{0{,}90\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{225\,520}{111\,300} = 2{,}03 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 2{,}03 \,.\, \left(1 + \frac{6 \,.\, 0{,}96}{11{,}13}\right) = \mathbf{3{,}09\ kg}$$

$$\sigma_2 = 2{,}03 \,.\, \left(1 - \frac{6 \,.\, 0{,}96}{11{,}13}\right) = 0{,}97 \text{ kg}$$

Volles Becken mit Unterdruck.

$U = 15{,}00 \,.\, 11{,}13 = 166{,}95$ t

$$u = \frac{11{,}13}{2} = 5{,}565 \text{ m}$$

$U \,.\, u = 166{,}95 \,.\, 5{,}565 = 929{,}08$ mt

$\Sigma M = 1039{,}53 - 929{,}08 = 110{,}45$ mt

$\Sigma V = 225{,}52 - 166{,}95 = 58{,}57$ t

$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{110{,}45}{58{,}57} = 1{,}89$ m

$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{58570}{1{,}89 \,.\, 10000} = \mathbf{2{,}07}$ **kg**

Fuge 20,00.

Hebelarme.

$l_1 = 14{,}65 - 0{,}25 - (11{,}13 - 7{,}01) = 10{,}28$ m

$l_2 = \frac{14{,}65}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{14{,}65 + 2 \,.\, 11{,}13}{14{,}65 + 11{,}13} \cdot \left(\frac{14{,}65 - 11{,}13}{2} - 0{,}25\right)$

$= 7{,}325 + \frac{1}{3} \cdot \frac{36{,}91}{25{,}78} \cdot 1{,}51 = 7{,}325 + 0{,}721 = 8{,}05$ m

$a = 14{,}65 - \frac{1{,}00}{3} = 14{,}32$ m

$w = \frac{20{,}00}{3}$ m

Leeres Becken.

Mauerflächen:

$F_1 = \ldots\ldots\ldots\ldots 93{,}57$ qm

$F_2 = 5{,}00 \cdot \frac{14{,}65 + 11{,}13}{2} = 64{,}45$ „

$\Sigma F = 158{,}02$ qm

Momente:

$93{,}57 \,.\, 10{,}28 \ldots\ldots = 961{,}90$ m²

$64{,}45 \,.\, 8{,}05 \ldots\ldots = 518{,}82$ „

$\Sigma M = 1480{,}72$ m²

$\frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{1480{,}72}{158{,}02} = 9{,}37$ m

$c = 9{,}37 - \frac{14{,}65}{2} = 2{,}04$ m

$k = \frac{2}{3} \cdot 14{,}65 - 9{,}37 = \mathbf{0{,}40}$ **m**

$\sigma_m = \frac{2350 \,.\, 158{,}02}{14{,}65 \,.\, 10000} = 2{,}535$ kg

$\sigma_1 = 2{,}535 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 2{,}04}{14{,}65}\right) = \mathbf{4{,}65}$ **kg**

$\sigma_2 = 2{,}535 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 2{,}04}{14{,}65}\right) = 0{,}42$ kg

---

Volles Becken ohne Unterdruck.

Gewichte:

$G = 158{,}02 \,.\, 2{,}35 \ldots = 371{,}35$ t

$A = \frac{20{,}00 \,.\, 1{,}00}{2} \ldots = 10{,}00$ „

$\Sigma V = 381{,}35$ t

$W = \frac{20 \,.\, 20}{2} = 200$ t

Momente:

$G \,.\, l = 1480{,}72 \,.\, 2{,}35 \ldots = 3479{,}69$ mt

$A \,.\, a = 10{,}00 \,.\, 14{,}32 \ldots = 143{,}20$ „

$3622{,}89$ mt

$W \,.\, w = -200 \cdot \frac{20{,}00}{3} = -1333{,}33$ „

$\Sigma M = 2289{,}56$ mt

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{2289{,}56}{381{,}32} = 6{,}004 \text{ m}$$

$$c = \frac{14{,}65}{2} - 6{,}004 = 1{,}32 \text{ m}$$

$$k = 6{,}004 - \frac{14{,}65}{3} = \mathbf{1{,}12\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{381\,350}{14{,}65 \,.\, 10\,000} = 2{,}60 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 2{,}60 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 1{,}32}{14{,}65}\right) = \mathbf{4{,}01\ kg}$$

$$\sigma_2 = 2{,}60 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 1{,}32}{14{,}65}\right) = 1{,}19 \text{ kg}$$

Volles Becken mit Unterdruck.

$$U = 14{,}65 \,.\, 20{,}00 = 293{,}00 \text{ t}$$

$$u = \frac{14{,}65}{2} = 7{,}325 \text{ m}$$

$$U \,.\, u = 293{,}00 \,.\, 7{,}325 = 2146{,}23 \text{ mt}$$

$$\Sigma M = 2289{,}56 - 2146{,}23 = 143{,}33 \text{ mt}$$

$$\Sigma V = 381{,}35 - 293{,}00 = 88{,}35 \text{ t}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{143{,}33}{88{,}35} = 1{,}62 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{88\,350}{1{,}62 \,.\, 10\,000} = \mathbf{3{,}64\ kg.}$$

Fuge 25,00.

Hebelarme.

$$l_1 = 18{,}45 - 0{,}25 - (14{,}65 - 9{,}37) = 12{,}92 \text{ m}$$

$$l_2 = \frac{18{,}45}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{18{,}45 + 2 \,.\, 14{,}65}{18{,}45 + 14{,}65} \cdot \left(\frac{18{,}45 - 14{,}65}{2} - 0{,}25\right)$$

$$= 9{,}225 + \frac{1}{3} \cdot \frac{47{,}75}{33{,}10} \cdot 1{,}65 = 9{,}225 + 0{,}793 = 10{,}02 \text{ m}$$

$$a = 18{,}45 - \frac{1{,}25}{3} = 18{,}03 \text{ m}$$

$$w = \frac{25{,}00}{3} \text{ m}$$

Leeres Becken.

Mauerflächen:

$$F_1 = \ldots\ldots\ldots\ 158{,}02 \text{ qm}$$

$$F_2 = 5{,}00 \cdot \frac{18{,}45 + 14{,}65}{2} = 82{,}75 \text{ „}$$

$$\Sigma F = 240{,}77 \text{ qm}$$

Momente:

$$158{,}02 \,.\, 12{,}92 \ \ldots = 2041{,}62 \text{ m}^2$$

$$82{,}75 \,.\, 10{,}02 \ \ldots = 829{,}16 \text{ „}$$

$$\Sigma M = 2870{,}78 \text{ m}^2$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{2870{,}78}{240{,}77} = 11\,923 \text{ m}$$

$$c = 11{,}923 - \frac{18{,}45}{2} = 2{,}70 \text{ m}$$

$$k = \frac{2}{3} \cdot 18{,}45 - 11{,}923 = \mathbf{0{,}38\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2350 \,.\, 240{,}77}{18{,}45 \,.\, 10\,000} = 3{,}07 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 3{,}07 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 2{,}70}{18{,}45}\right) = \mathbf{5{,}77\ kg}$$

$$\sigma_2 = 3{,}07 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 2{,}70}{18{,}45}\right) = 0{,}37\ \text{kg}$$

Volles Becken ohne Unterdruck.

Gewichte:

$$G = 240{,}77 \,.\, 2{,}35 = 565{,}81\ \text{t}$$

$$A = \frac{25{,}00 \,.\, 1{,}25}{2} = 15{,}63\ \text{„}$$

$$\Sigma V = 581{,}44\ \text{t}$$

$$W = 25{,}00 \,.\, 12{,}50 = 312{,}50\ \text{t}$$

Momente:

$$G \,.\, l = 2870{,}78 \,.\, 2{,}35 = 6746{,}33\ \text{mt}$$

$$A \,.\, a = 15{,}63 \,.\, 18{,}03 = 281{,}81\ \text{„}$$

$$7028{,}14\ \text{mt}$$

$$W \,.\, w = -312{,}50 \cdot \frac{25{,}00}{3} = -2604{,}17\ \text{„}$$

$$\Sigma M = 4423{,}97\ \text{mt}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{4423{,}97}{581{,}44} = 7{,}609\ \text{m}$$

$$c = \frac{18{,}45}{2} - 7{,}609 = 1{,}62\ \text{m}$$

$$k = 7{,}609 - \frac{18{,}45}{3} = \mathbf{1{,}46\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{581\,440}{18{,}45 \,.\, 10\,000} = 3{,}15\ \text{kg}$$

$$\sigma_1 = 3{,}15 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 1{,}62}{18{,}45}\right) = \mathbf{4{,}81\ kg}$$

$$\sigma_2 = 3{,}15 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 1{,}62}{18{,}45}\right) = 1{,}49\ \text{kg}$$

Volles Becken mit Unterdruck.

$$U = 18{,}45 \,.\, 25{,}00 = 461{,}25\ \text{t}$$

$$u = \frac{18{,}45}{2} = 9{,}225\ \text{m}$$

$$U \,.\, u = 461{,}25 \,.\, 9{,}225 = 4255{,}03\ \text{mt}$$

$$\Sigma M = 4423{,}97 - 4255{,}03 = 168{,}94\ \text{mt}$$

$$\Sigma V = 581{,}44 - 461{,}25 = 120{,}19\ \text{t}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{168{,}94}{120{,}19} + 1{,}41\ \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{120\,190}{1{,}41 \,.\, 10\,000} = \mathbf{5{,}68\ kg}$$

Fuge 30,00.

Hebelarme.

$$l_1 = 22{,}53 - 0{,}25 - (18{,}45 - 11{,}92) = 15{,}75\ \text{m}$$

$$l_2 = \frac{22{,}53}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{22{,}53 + 2 \,.\, 18{,}45}{22{,}53 + 18{,}45} \cdot \left(\frac{22{,}53 - 18{,}45}{2} - 0{,}25\right)$$

$$= 11{,}265 + 0{,}865 = 12{,}13\ \text{m}$$

$$a = 22{,}53 - \frac{1{,}50}{3} = 22{,}03\ \text{m}$$

$$w = \frac{30{,}00}{3}\ \text{m}$$

Leeres Becken.

Mauerflächen:

$F_1 = \ldots\ldots\ldots\ldots\ 240{,}77$ qm

$F_2 = 5{,}00 \cdot \frac{22{,}53 + 18{,}45}{2} = 102{,}45$ „

$\Sigma F = 343{,}22$ qm

Momente:

$240{,}77 \,.\, 15{,}75 \ldots = 3792{,}13$ m²

$102{,}45 \,.\, 12{,}13 \ldots = 1242{,}72$ „

$\Sigma M = 5034{,}85$ m²

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{5034{,}85}{343{,}22} = 14{,}669 \text{ m}$$

$$c = 14{,}669 - \frac{22{,}53}{2} = 3{,}40 \text{ m}$$

$$k = \frac{2}{3} \cdot 22{,}53 - 14{,}67 = \mathbf{0{,}35\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2350 \,.\, 343{,}22}{22{,}53 \,.\, 10\,000} = 3{,}58 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 3{,}58 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 3{,}40}{22{,}53}\right) = \mathbf{6{,}82\ kg}$$

$$\sigma_2 = 3{,}58 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 3{,}40}{22{,}53}\right) = 0{,}34 \text{ kg}$$

Volles Becken ohne Unterdruck.

Gewichte:

$G = 343{,}22 \,.\, 2{,}35 = 806{,}57$ t

$A = \frac{30 \,.\, 1{,}5}{2} = 22{,}50$ „

$\Sigma V = 829{,}07$ t

$W = 30{,}00 \,.\, 15{,}00 = 450{,}00$ t

Momente:

$G \,.\, l = 5034{,}85 \,.\, 2{,}35 = 11\,831{,}90$ mt

$A \,.\, a = 22{,}50 \,.\, 22{,}03 = 495{,}68$ „

$12\,327{,}58$ mt

$W \,.\, w = -450{,}00 \,.\, 10{,}00 = -4\,500{,}00$ „

$\Sigma M = 7\,827{,}58$ mt

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{7827{,}58}{829{,}07} = 9{,}441 \text{ m}$$

$$c = \frac{22{,}53}{2} - 9{,}441 = 1{,}82 \text{ m}$$

$$k\ \ 9{,}441 - \frac{22{,}53}{3} = \mathbf{1{,}93\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{829\,070}{22{,}53 \,.\, 10\,000} = 3{,}68 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 3{,}68 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 1{,}82}{22{,}53}\right) = \mathbf{5{,}46\ kg}$$

$$\sigma_2 = 3{,}68 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 1{,}82}{22{,}53}\right) = 1{,}90 \text{ kg}$$

Volles Becken mit Unterdruck.

$U = 30{,}00 \,.\, 22{,}53 = 675{,}90$ t

$$u = \frac{22{,}53}{2} = 11{,}265 \text{ m}$$

$U \,.\, u = 675{,}90 \,.\, 11{,}265 = 7614{,}01$ mt

$\Sigma M = 7827{,}58 - 7614{,}01 = 213{,}57$ mt

$\Sigma V = 829{,}07 - 675{,}90 = 153{,}17$ t

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{213{,}57}{153{,}17} = 1{,}39 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{153\,170}{1{,}39 \,.\, 10\,000} = \mathbf{7{,}35\ kg}$$

Fuge 35,00.

Hebelarme.

$$l_1 = 27{,}38 - 0{,}75 - (22{,}53 - 14{,}67) = 18{,}77 \text{ m}$$

$$l_2 = \frac{27{,}38}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{27{,}38 + 2 \,.\, 22{,}53}{27{,}38 + 22{,}53} \cdot \left(\frac{27{,}38 - 22{,}53}{2} - 0{,}75\right)$$

$$= 13{,}69 + \frac{1}{3} \cdot \frac{72{,}44}{49{,}91} \cdot 1{,}675 = 14{,}50 \text{ m}$$

$$a_1 = 27{,}38 - \frac{0{,}75}{2} - \frac{1}{3} \cdot \frac{0{,}75 + 2 \,.\, 2{,}25}{0{,}75 + 2{,}25} \cdot \left(\frac{2{,}25 - 0{,}75}{2}\right)$$

$$= 27{,}38 - 0{,}385 - \frac{1}{3} \cdot \frac{5{,}25}{3{,}00} \cdot 0{,}75 = 26{,}56 \text{ m}$$

$$a_2 = 27{,}38 - \frac{0{,}75}{3} = 27{,}13 \text{ m}$$

$$w = \frac{35{,}00}{3} \text{ m}$$

Leeres Becken.

Mauerflächen:

$$F_1 = \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 343{,}22 \text{ qm}$$

$$F_2 = 5{,}00 \cdot \frac{27{,}38 + 22{,}53}{2} = 124{,}78 \text{ „}$$

$$\Sigma F = 468{,}00 \text{ qm}$$

Momente:

$$343{,}22 \,.\, 18{,}77 \ldots\ldots = 6442{,}24 \text{ m}^2$$

$$124{,}78 \,.\, 14{,}50 \ldots\ldots = 1809{,}31 \text{ „}$$

$$\Sigma M = 8251{,}55 \text{ m}^2$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{8251{,}55}{468{,}00} = 17{,}63 \text{ m}$$

$$c = 17{,}63 - \frac{27{,}38}{2} = 3{,}94 \text{ m}$$

$$k = \frac{2}{3} \cdot 27{,}38 - 17{,}63 = \mathbf{0{,}62\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2350 \,.\, 468{,}00}{27{,}38 \,.\, 10\,000} = 4{,}02 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 4{,}02 \,.\, \left(1 + \frac{6 \,.\, 3{,}94}{27{,}38}\right) = \mathbf{7{,}49\ kg}$$

$$\sigma_2 = 4{,}02 \,.\, \left(1 - \frac{6 \,.\, 3{,}94}{27{,}38}\right) = 0{,}55 \text{ kg}$$

Volles Becken ohne Unterdruck.

Gewichte:

$$468{,}00 \,.\, 2{,}35 \ldots\ldots = 1099{,}80 \text{ t}$$

$$A_1 = \frac{2{,}25 + 0{,}75}{2} \cdot 30{,}0 = 45{,}00 \text{ „}$$

$$A_2 = \frac{5{,}00 \,.\, 0{,}75}{2} = 1{,}88 \text{ „}$$

$$\Sigma V = 1146{,}68 \text{ t}$$

$$W = 35{,}00 \,.\, 17{,}50 = 612{,}50 \text{ t}$$

Momente:

$$G \,.\, l = 8251{,}55 \,.\, 2{,}35 = 19\,391{,}14 \text{ mt}$$
$$A_1 \,.\, a_1 = 45{,}00 \,.\, 26{,}56 = 1\,195{,}20 \text{ „}$$
$$A_2 \,.\, a_2 = 1{,}88 \,.\, 27{,}13 = 51{,}00 \text{ „}$$
$$20\,637{,}34 \text{ mt}$$
$$W \,.\, w = -\,612{,}50 \cdot \frac{35{,}00}{3} = -\,7\,145{,}83 \text{ „}$$
$$\Sigma M = 13\,491{,}51 \text{ mt}$$
$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{13\,491{,}51}{1146{,}68} = 11{,}766 \text{ m}$$
$$c = \frac{27{,}38}{2} - 11{,}766 = 1{,}92 \text{ m}$$
$$k = 11{,}766 - \frac{27{,}38}{3} = \mathbf{2{,}64\ m}$$
$$\sigma_m = \frac{1\,146\,680}{27{,}38 \,.\, 10\,000} = 4{,}19 \text{ kg}$$
$$\sigma_1 = 4{,}19 \cdot \left(1 + \frac{6 \,.\, 1{,}92}{27{,}38}\right) = \mathbf{5{,}95\ kg}$$
$$\sigma_2 = 4{,}19 \cdot \left(1 - \frac{6 \,.\, 1{,}92}{27{,}38}\right) = 2{,}43 \text{ kg}$$

Volles Becken mit Unterdruck.

$$U = 27{,}38 \,.\, 35{,}00 = 958{,}30 \text{ t}$$
$$u = \frac{27{,}38}{2} = 13{,}69 \text{ m}$$
$$U \,.\, u = 958{,}30 \,.\, 13{,}69 = 13\,119{,}13 \text{ mt}$$
$$\Sigma M = 13\,491{,}51 - 13\,119{,}13 = 372{,}38 \text{ mt}$$
$$\Sigma V = 1146{,}68 - 958{,}30 = 188{,}38 \text{ t}$$
$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{372{,}38}{188{,}38} = 1{,}98 \text{ m}$$
$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{188\,380}{1{,}98 \,.\, 10\,000} = \mathbf{6{,}34\ kg}$$

Tiefe 40,00.

Hebelarme:

$$l_1 = 33{,}50 - 1{,}75 - (27{,}38 - 17{,}63) = 22{,}0 \text{ m}$$
$$l_2 = \frac{33{,}50}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{33{,}50 + 2 \,.\, 27{,}38}{33{,}50 + 27{,}38} \cdot \left(\frac{33{,}50 - 27{,}38}{2} - 1{,}75\right)$$
$$= 16{,}75 + \frac{1}{3} \cdot \frac{88{,}26 \,.\, 1{,}31}{60{,}88} = 17{,}38 \text{ m}$$
$$a_1 = 33{,}50 - 1{,}75 - (27{,}38 - 26{,}56) = 30{,}93 \text{ m}$$
$$a_2 = 33{,}50 - 1{,}75 - \frac{0{,}75}{3} = 31{,}50 \text{ m}$$
$$a_3 = 33{,}50 - \frac{1{,}75}{3} \cdot \frac{40{,}00 + 2 \,.\, 35{,}00}{40{,}00 + 35{,}00} = 32{,}64 \text{ m}$$
$$w = \frac{40{,}00}{3} \text{ m}$$

Leeres Becken.

Mauerflächen:

$$F_1 = \ldots\ldots\ldots\ldots 468{,}00 \text{ qm}$$
$$F_2 = 5{,}00 \cdot \frac{33{,}50 + 27{,}38}{2} = 152{,}20 \text{ „}$$
$$\Sigma F = 620{,}20 \text{ qm}$$

Momente:

$$468{,}00 \,.\, 22{,}0 \quad . \quad . \quad . \quad = 10\,296{,}00 \text{ m}^2$$
$$152{,}20 \,.\, 17{,}38 \quad . \quad . \quad . \quad = \underline{\;\;2\,645{,}24 \;\text{„}}$$
$$\Sigma M \quad = 12\,941{,}24 \text{ m}^2$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{12\,941{,}24}{620{,}20} = 20{,}866 \text{ m}$$

$$c = 20{,}866 - \frac{33{,}50}{2} = 4{,}12 \text{ m}$$

$$k = \frac{2}{3} \cdot 33{,}50 - 20{,}866 = \mathbf{1{,}47\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2350 \,.\, 620{,}20}{33{,}50 \,.\, 10\,000} = 4{,}35 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 4{,}35 \,.\, \left(1 + \frac{6 \,.\, 4{,}12}{33{,}50}\right) = \mathbf{7{,}57\ kg}$$

$$\sigma_2 = 4{,}35 \,.\, \left(1 - \frac{6 \,.\, 4{,}12}{33{,}50}\right) = 1{,}14 \text{ kg}$$

Volles Becken ohne Unterdruck.

Gewichte:

$$G = 620{,}20 \,.\, 2{,}35 \qquad = 1457{,}47 \text{ t}$$
$$A_1 = \frac{2{,}25 + 0{,}75}{2} \cdot 30{,}0 \quad = \quad 45{,}00 \;\text{„}$$
$$A_2 = 5{,}00 \cdot \frac{0{,}75}{2} \qquad = \quad 1{,}88 \;\text{„}$$
$$A_3 = \frac{40{,}00 + 35{,}00}{2} \cdot 1{,}75 = \quad 65{,}63 \;\text{„}$$
$$\Sigma V = 1569{,}98 \text{ t}$$

Momente:

$$G \,.\, l = 12\,941{,}24 \,.\, 2{,}35 = \quad 30\,411{,}91 \text{ mt}$$
$$A_1 \,.\, a_1 = 45{,}00 \,.\, 30{,}93 = \quad 1\,391{,}85 \;\text{„}$$
$$A_2 \,.\, a_2 = 1{,}88 \,.\, 31{,}50 = \quad 59{,}22 \;\text{„}$$
$$A_3 \,.\, a_3 = 65{,}63 \,.\, 32{,}64 = \quad 2\,142{,}16 \;\text{„}$$
$$34\,005{,}14 \text{ mt}$$
$$W \,.\, w = -800{,}00 \cdot \frac{40{,}00}{3} = -10\,666{,}67 \;\text{„}$$
$$\Sigma M = \quad 23\,338{,}47 \text{ mt}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{23\,338{,}47}{1569{,}96} = 14{,}865 \text{ m}$$

$$c = \frac{33{,}50}{2} - 14{,}865 = 1{,}885 \text{ m}$$

$$k = 14{,}865 - \frac{1}{3} \cdot 33{,}50 = \mathbf{3{,}70\ m}$$

$$\sigma_m = \frac{1\,569\,980}{33{,}50 \,.\, 10\,000} = 4{,}69 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 4{,}69 \,.\, \left(1 + \frac{6 \,.\, 1{,}885}{33{,}50}\right) = \mathbf{6{,}28\ kg}$$

$$\sigma_2 = 4{,}69 \,.\, \left(1 - \frac{6 \,.\, 1{,}885}{33{,}50}\right) = 3{,}10 \text{ kg}$$

Volles Becken mit Unterdruck.

$$U = 40{,}00 \,.\, 33{,}50 = 1340{,}00 \text{ t}$$

$$u = \frac{33{,}50}{2} = 16{,}75 \text{ m}$$

$$U \,.\, u = 1340{,}00 \,.\, 16{,}75 = 22\,445{,}00 \text{ mt}$$
$$\Sigma M = 23\,338{,}47 - 22\,445{,}00 = 893{,}47 \text{ mt}$$
$$\Sigma V = 1569{,}98 - 1340{,}00 = 229{,}98 \text{ t}$$
$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{893{,}47}{229{,}98} = 3{,}88 \text{ m}$$
$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{229\,980}{3{,}88 \,.\, 10\,000} = \mathbf{3{,}95\ kg}.$$

Essen, im Januar 1907.

Link,
Regierungsbaumeister a. D.

Geprüft.

Arnsberg, den 6. Mai 1907.

Der Regierungs- und Baurat:
Michelmann.

Anhang zur zahlenmäßigen Berechnung des Mauerprofils.

Ermittelung des Wasserstandes im Staubecken, bei dem die Drucklinie durch die Mitte der Fundamentfuge geht.

Mauerkrone auf 214,50 m ü. N. N. Stauspiegel auf 210,00 m ü. N. N. vorläufig angenommen. Sonstige Annahmen wie bei Fall 1, d. h. Verblendung und Erdhinterfüllung als nicht vorhanden gedacht, keine Pfeilerauflast, Mauergewicht 2,35 t/cbm. Vergl. die Erläuterung zur statischen Berechnung des Mauerprofils. Hierzu Abb. 7, Anlage 1.

Hebelarme:

$l_1 = 22{,}00$ m

$l_2 = 17{,}38$ m

$$a_1 = 33{,}50 - 1{,}75 - 0{,}75 - \frac{1{,}275}{3} = 30{,}575 \text{ m}$$

$$a_2 = 33{,}50 - 1{,}75 - \frac{0{,}75}{3} \cdot \frac{30{,}50 + 2 \,.\, 25{,}50}{30{,}50 + 25{,}50} = 31{,}39 \text{ m}$$

$$a_3 = 33{,}50 - \frac{1{,}75}{3} = \frac{35{,}50 + 2 \,.\, 30{,}50}{35{,}50 + 30{,}50} = 32{,}65 \text{ m}$$

$$w = \frac{35{,}5}{3} \text{ m}$$

Gewichte:

$G = 620{,}20 \,.\, 2{,}35 \;\ldots\ldots\ldots\ldots = 1457{,}47$ t

$A_1 = \frac{1}{2} \cdot 1{,}275 \,.\, 25{,}50 \;\ldots\ldots\ldots = 16{,}26$ „

$A_2 = \frac{1}{2} \cdot (25{,}50 + 30{,}50) \,.\, 0{,}75 \;\ldots\ldots = 21{,}00$ „

$A_3 = \frac{1}{2} \cdot (30{,}50 + 35{,}50) \,.\, 1{,}75 \;\ldots\ldots = 57{,}75$ „

$\Sigma V = 1552{,}48$ t

Momente:

$G \,.\, l = 12\,941{,}24 \,.\, 2{,}35 \;\ldots\ldots\ldots = 30\,411{,}91$ mt

$A_1 \,.\, a_1 = 16{,}26 \,.\, 30{,}575 \;\ldots\ldots\ldots = 497{,}15$ „

$A_2 \,.\, a_2 = 21{,}00 \,.\, 31{,}39 \;\ldots\ldots\ldots = 659{,}19$ „

$A_3 \,.\, a_3 = 57{,}75 \,.\, 32{,}65 \;\ldots\ldots\ldots = 1\,885{,}54$ „

$33\,453{,}79$ mt

$W \,.\, w = \frac{35{,}5^3}{6} \;\ldots\ldots\ldots\ldots = 7\,456{,}48$ „

$\Sigma M = 25\,997{,}31$ mt

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{25\,997{,}31}{1\,552{,}48} = \mathbf{16{,}75} \text{ m}$$

Es ergibt sich, daß bei dem angenommenen Wasserstand + 210,00 m ü. N. N. die Schlußkraft die Mitte der Fundamentfuge schneidet.

Ob Unterdruck vorhanden ist oder nicht bleibt für diese Berechnung gleichgültig, da die Resultierende des vollen Unterdrucks ebenfalls in der Mitte der Fundamentfuge angreift.

Essen, im Juli 1908.

Link,
Regierungsbaumeister a. D.

Anlage 1.

Abb. 1.

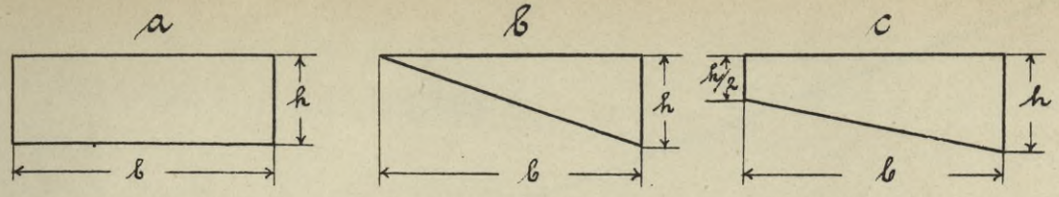


Abb. 2.

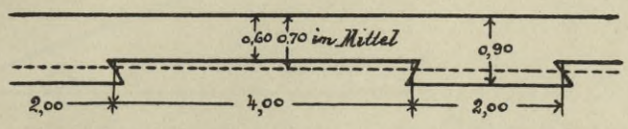


Abb. 4.

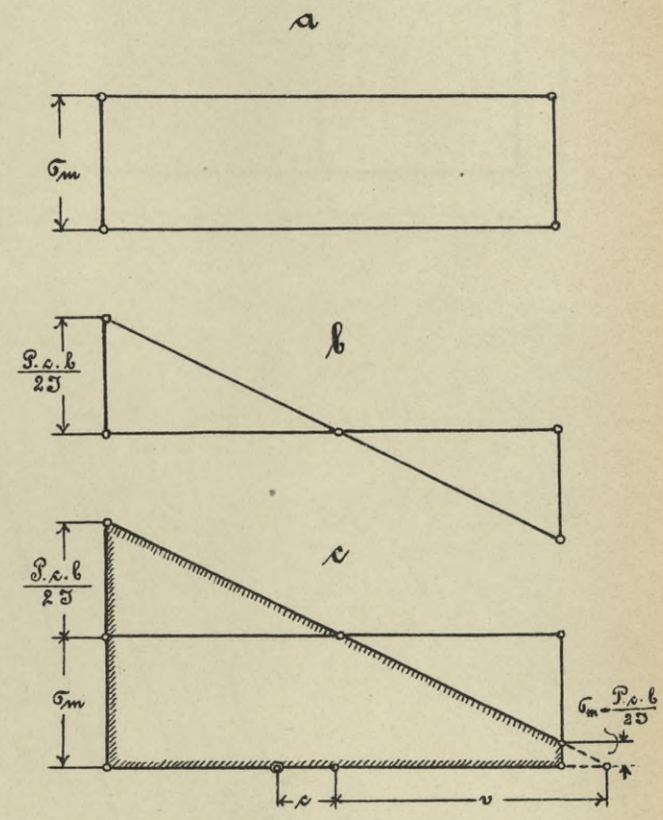


Abb. 6.

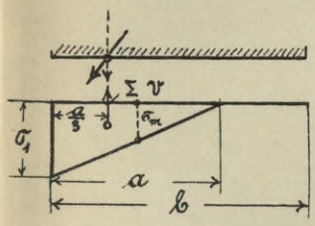


Abb. 3.

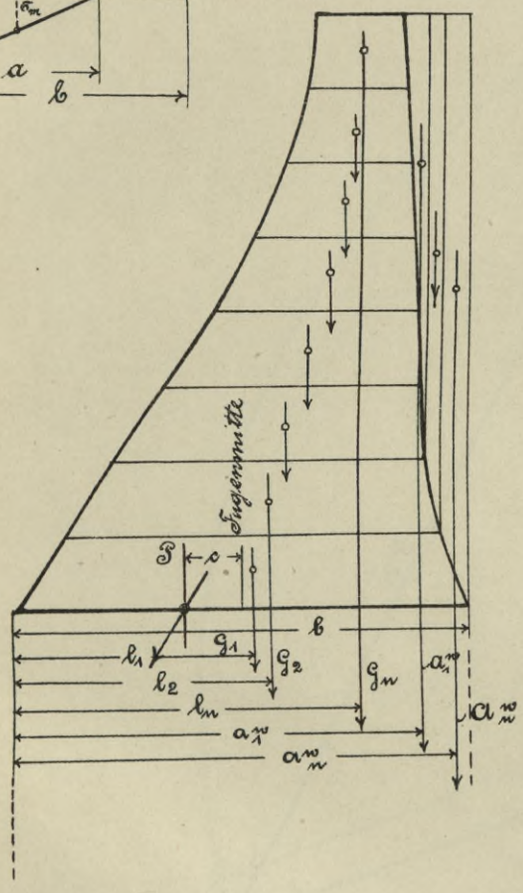


Abb. 7.

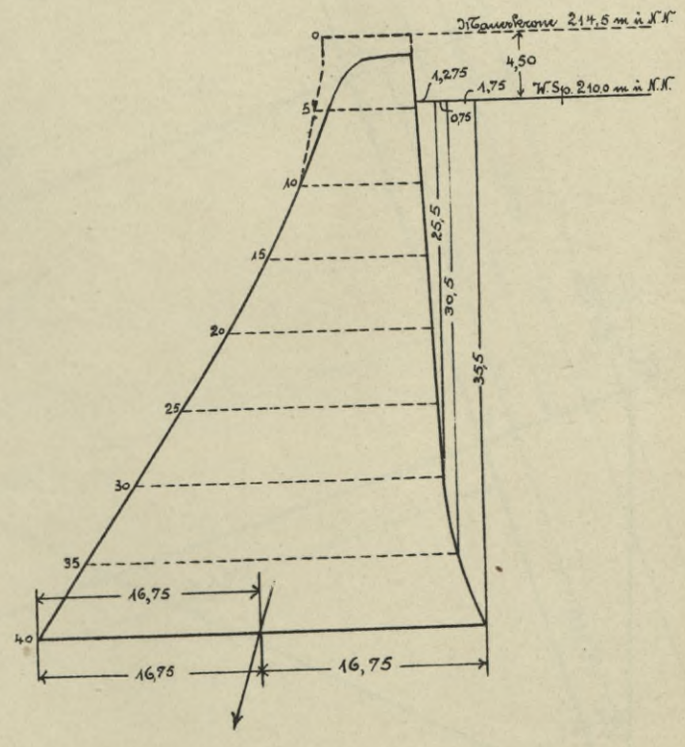
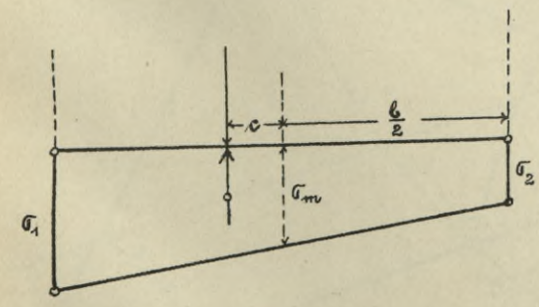
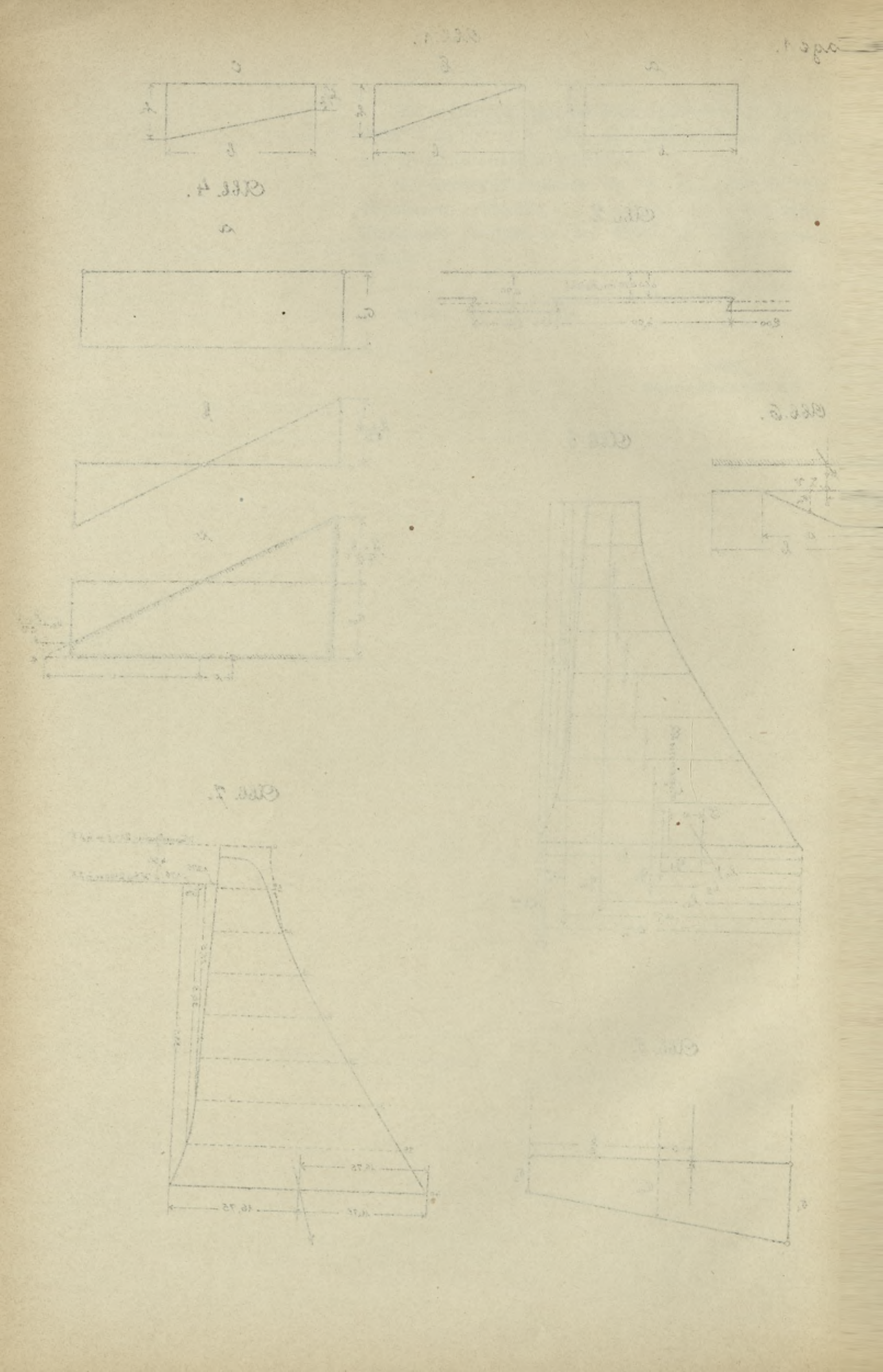


Abb. 5.





Anlage 2.

Abb. 1.

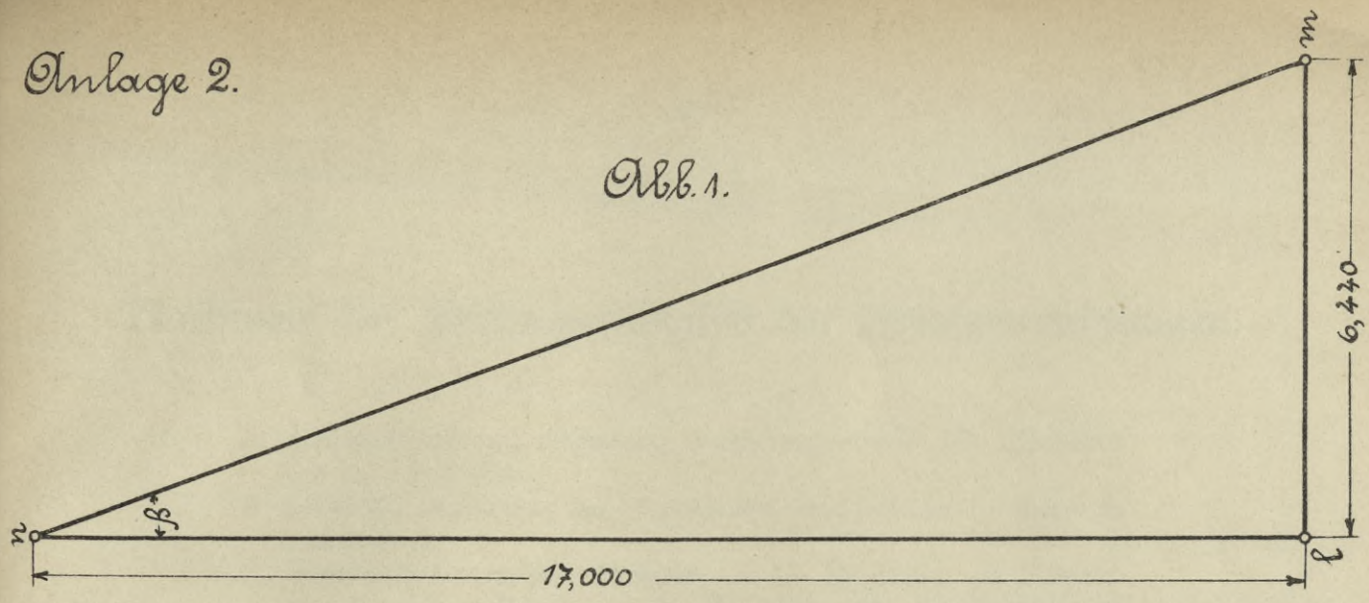
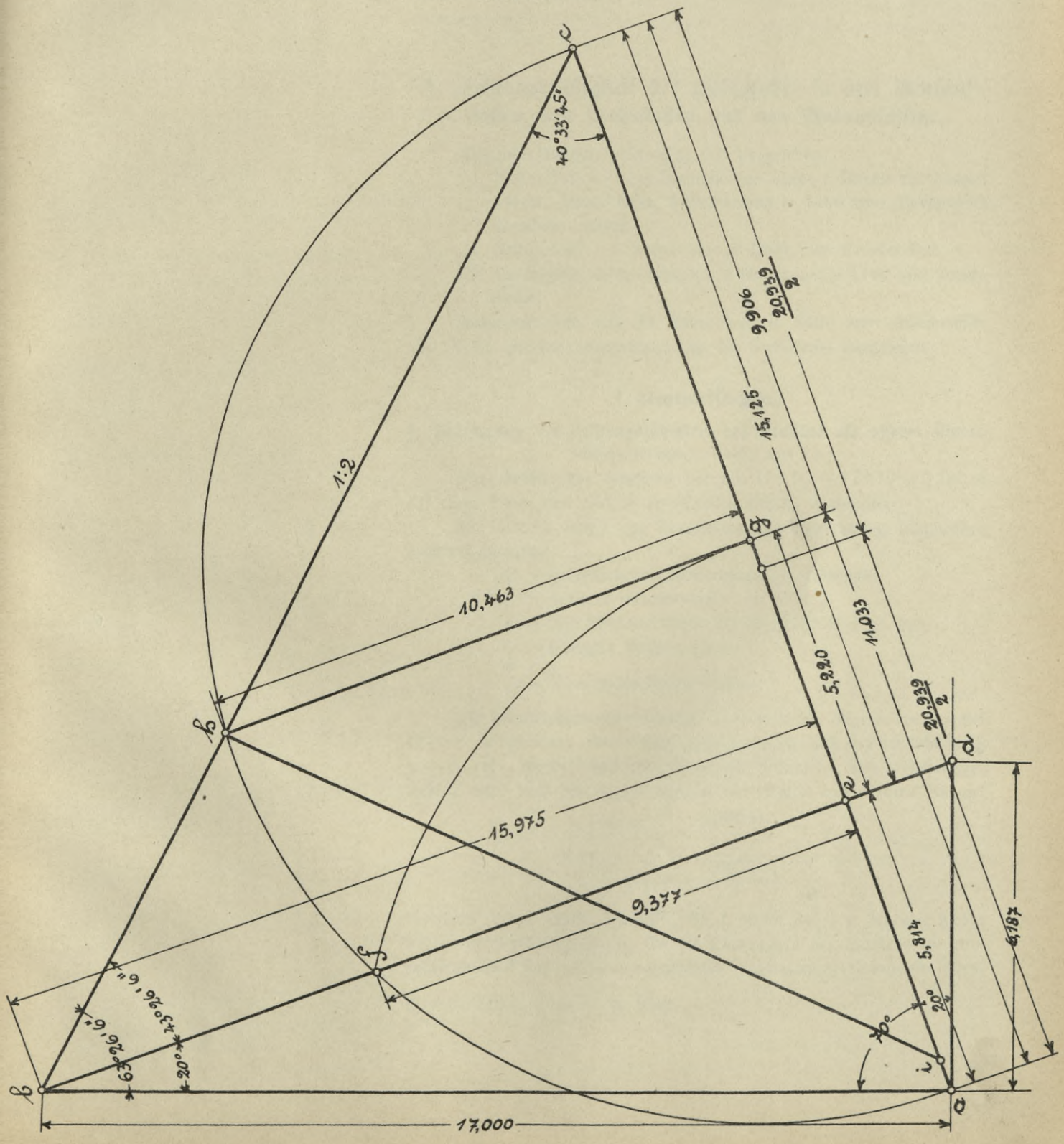


Abb. 2.



Nachweis der Leistungsfähigkeit der Ablaßvorrichtungen.

A. Leistungsfähigkeit der Ablaßrohre in dem Umlaufstollen, den Rohrstollen und den Notausläßen.
B. Selbsttätige Regulierung des Wasserstandes im Staubecken bei geöffneten Notausläßen.
C. Bestimmung der größten Strahldicke an den Überläufen und Nachweis der ausreichenden Abmessungen der Überfallbauwerke, der Kaskaden und der beiden Abflüsse des Sturzbetts.
D. Nachweis der genügenden Leistungsfähigkeit der Vorrichtungen, die zur Um- bezw. Ableitung der Möhne und Heve während der Bauzeit dienen sollen.

A. Leistungsfähigkeit der Ablaßrohre in dem Umlaufstollen, den Rohrstollen und den Notausläßen.

Folgende Ablaßvorrichtungen sind vorgesehen:

I. Umlaufstollen: Der Umlaufstollen bleibt während der Bauzeit offen, später sollen 3 Rohre von je 1400 mm Durchmesser eingebaut werden.

II. Grundabläße: 4 Rohre von je 1400 mm Durchmesser.

III. Notausläße an den Hängen: 4 Rohre von je 1400 mm Durchmesser.

Insgesamt sind also 11 Rohre von je 1400 mm Durchmesser und 16,92 qm Gesamtquerschnitt für die Entlastung vorgesehen.

I. Umlaufstollen.

1. Berechnung der Leistungsfähigkeit des Stollens als offener Kanal.
(Vergl. Anlage 1, Abb. 1 und 2.)

Das Gefälle des Stollens beträgt 179,76 — 178,70 = 1,06 m auf einer Länge von 354,28 m (Stollen einschl. Einschnitte).

Für die im Laufe der Berechnung zur Verwendung kommenden Formeln bedeuten:

Q = durchfließende Wassermenge in cbm/sek,
v = mittlere Geschwindigkeit in m/sek,
F = Durchflußquerschnitt des Wasserkörpers in qm,
u = benetzter Umfang in m,
$\frac{F}{u} = R$ = hydraulischer Radius.

Die durchfließende Wassermenge wird nach der allgemeinen Formel $Q = F \cdot v$ bestimmt. Die Geschwindigkeit v ergibt sich aus der Gleichung $v = c \cdot \sqrt{R\,i}$, worin i das relative Gefälle bedeutet. Der Erfahrungswert c wird nach der von Ganguillet und Kutter aufgestellten Formel

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

berechnet (vergl. Hütte, 18. Aufl., Bd. I, Seite 247); n bedeutet hierin den Rauhigkeitskoefficienten. Da die Wandungen des Stollens im vorliegenden Fall aus glattem, ausgefugten Ziegelmauerwerk bestehen sollen, ist $n = 0{,}013$, $\frac{1}{n} = 77$ zu setzen.

Es soll nunmehr die Leistungsfähigkeit des Stollens bei verschiedenen Wasserständen berechnet werden, worauf der Zusammenhang von Wasserstand und Leistungsfähigkeit zeichnerisch dargestellt werden kann.

a) Es sei zunächst ein Wasserstand im Stollen von 0,20 m angenommen. Bei diesem Wasserstand ist der Querschnitt des Wasserkörpers $F = \frac{2}{3} \cdot 2{,}70 \,.\, 0{,}20 = 0{,}36$ qm. Der benetzte Umfang, d. i. der Teil des Umfanges, der vom Wasser berührt wird, beträgt 2,75 m. Hieraus ergibt sich der hydraulische Radius $R = \frac{F}{u} = \frac{0{,}36}{2{,}75} = 0{,}131$, $\sqrt{R} = 0{,}36$. Das Gefälle i des Stollens beträgt $\frac{1{,}06}{354{,}28} = \backsim \frac{1}{335}$, $\sqrt{i} = 0{,}0546$. Der Erfahrungswert $c = \frac{23 + 77 + 0{,}52}{1 + (23 + 0{,}52) \cdot \frac{1}{77 \,.\, 0{,}36}}$ $= \frac{100{,}52}{1{,}85} = 54{,}3$. v ergiebt sich zu $54{,}3 \,.\, 0{,}36 \,.\, 0{,}0546 = 1{,}07$ m/sek, und die dem Wasserstande von 0,20 m entsprechende Wassermenge Q beträgt demnach $1{,}07 \,.\, 0{,}36 =$ **0,4 cbm/sek.**

b) Wasserstand im Stollen = 1,20 m.

$$F = 0{,}36 + \frac{2{,}70 + 3{,}36}{2} \cdot 1{,}00 = 3{,}39 \text{ qm},$$

$$u = 2{,}75 + 2 \,.\, 1{,}05 = 4{,}85 \text{ m},$$

$$R = \frac{3{,}39}{4{,}85} = 0{,}70, \quad \sqrt{R} = 0{,}84,$$

$$\sqrt{i} = 0{,}0546,$$

$$c = \frac{23 + 77 + 0{,}52}{1 + 23{,}52 \cdot \frac{1}{77 \,.\, 0{,}84}} = \frac{100{,}52}{1{,}36} = 74,$$

$$v = 74 \,.\, 0{,}84 \,.\, 0{,}0546 = 3{,}39 \text{ m/sek},$$

$$Q = 3{,}39 \,.\, 3{,}39 = \mathbf{11{,}5 \text{ cbm/sek}}.$$

c) Wasserstand im Stollen = 2,35 m.

$$F = 3{,}39 + \frac{3{,}36 + 3{,}60}{2} \cdot 1{,}15 = 3{,}39 + 4{,}00 = 7{,}39 \text{ qm},$$

$$u = 4{,}85 + 2 \,.\, 1{,}16 = 7{,}17 \text{ m},$$

$$R = \frac{7{,}39}{7{,}17} = 1{,}03, \quad \sqrt{R} = 1{,}015,$$

$$\sqrt{i} = 0{,}0546,$$

$$c = \frac{23 + 77 + 0{,}52}{1 + 23{,}52 \cdot \frac{1}{77 \,.\, 1{,}015}} = \frac{100{,}52}{1{,}30} = 77{,}3,$$

$$v = 77{,}3 \,.\, 1{,}015 \,.\, 0{,}0546 = 4{,}28 \text{ m/sek},$$

$$Q = 4{,}28 \,.\, 7{,}39 = \mathbf{31{,}6 \text{ cbm/sek}}.$$

d) Wasserstand im Stollen = 3,20 m.

$$F = 7{,}39 + \frac{1}{2} \cdot 3{,}16 \,.\, 0{,}85 + \frac{\varphi}{360} \cdot 3{,}14 \,.\, 1{,}8^2 \,.\, 2,$$

$$\sin \varphi = \frac{0{,}85}{1{,}80} = 0{,}47, \quad \varphi = 28^0,$$

$$F = 7{,}39 + 1{,}34 + \frac{28}{360} \cdot 3{,}14 \,.\, 1{,}8^2 \,.\, 2 = 7{,}39 + 1{,}34 + 1{,}58$$
$$= 10{,}31 \text{ qm},$$

$$u = 7{,}17 + 2 \,.\, 0{,}88 = 8{,}93 \text{ m},$$

$$R = \frac{10{,}31}{8{,}93} = 1{,}15, \quad \sqrt{R} = 1{,}07,$$

$$\sqrt{i} = 0{,}0546,$$

$$c = \frac{23 + 77 + 0{,}52}{1 + 23{,}52 \cdot \frac{1}{77 \,.\, 1{,}07}} = \frac{100{,}52}{1{,}29} = 77{,}9,$$

$$v = 77{,}9 \,.\, 1{,}07 \,.\, 0{,}0546 = 4{,}55 \text{ m/sek},$$

$$Q = 4{,}55 \,.\, 10{,}31 = \mathbf{46{,}9 \text{ cbm/sek}}.$$

e) Wasserstand im Stollen = 3,80 m.

$$F = 7{,}39 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}12 \,.\, 1{,}45 + \frac{\varphi}{360} \cdot 3{,}14 \,.\, 1{,}8^2 \,.\, 2,$$

$$\sin \varphi = \frac{1{,}45}{1{,}80} = 0{,}805, \quad \varphi = \text{rd. } 53^1/_2{}^0,$$

$$F = 7{,}39 + 1{,}54 + \frac{53{,}5}{360} \cdot 3{,}14 \,.\, 1{,}8^2 \,.\, 2 = 7{,}39 + 1{,}54 + 3{,}03$$
$$= 11{,}96 \text{ qm},$$

$$u = 8{,}93 + 2 \,.\, 0{,}80 = 10{,}53 \text{ m},$$

$$R = \frac{11{,}96}{10{,}53} = 1{,}13, \quad \sqrt{R} = 1{,}06,$$

$$\sqrt{i} = 0{,}0546,$$

$$c = \frac{23 + 77 + 0{,}52}{1 + 23{,}52 \cdot \frac{1}{77 \,.\, 1{,}06}} = \frac{100{,}52}{1{,}29} = 77{,}9,$$

$$v = 77{,}9 \,.\, 1{,}06 \,.\, 0{,}0546 = 4{,}51 \text{ m/sek},$$

$$Q = 4{,}51 \,.\, 11{,}96 = \mathbf{53{,}9 \text{ cbm/sek}}.$$

f) Wasserstand im Stollen = 4,15 m.
(Stollen gefüllt; Grenzfall.)

$$F = 7{,}39 + \frac{1}{2} \,.\, 3{,}14 \,.\, 1{,}8^2 = 7{,}39 + 5{,}09 = 12{,}48 \text{ qm},$$

$$u = 7{,}17 \text{ (vergl. unter c)} + 3{,}14 \,.\, 1{,}8 = 7{,}17 + 5{,}65 = 12{,}82 \text{ m},$$

$$R = \frac{12{,}48}{12{,}82} = 0{,}97, \quad \sqrt{R} = 0{,}98,$$

$$\sqrt{i} = 0{,}0546,$$

$$c = \frac{23 + 77 + 0{,}52}{1 + 23{,}52 \cdot \frac{1}{77 \,.\, 0{,}98}} = \frac{100{,}52}{1{,}31} = 76{,}7,$$

$$v = 76{,}7 \,.\, 0{,}98 \,.\, 0{,}0546 = 4{,}10 \text{ m},$$

$$Q = 4{,}10 \,.\, 12{,}48 = \mathbf{51{,}2 \text{ cbm}}.$$

In der Anlage 2 ist die Leistungsfähigkeit des Stollens als offener Kanal zeichnerisch dargestellt. Aus der Darstellung ist zu ersehen, daß die Höchstleistung 54 cbm/sek beträgt, und zwar tritt diese bei einem Wasserstande von 3,85 m ein.

2. Berechnung der Leistungsfähigkeit des Stollens nach Einbau von 3 Rohren von je 1400 mm Durchmesser.

Für den Gang dieser Berechnung sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Die durch die eingebauten Rohre zum Abfluß gelangende Wassermenge ist noch so gering, daß sie den Querschnitt des unteren Stollenteils nicht ausfüllt. In diesem Falle ist letzterer in seiner Wirkungsweise als offener Kanal anzusehen, das Wasser fließt ohne Überdruck weiter und die Druckhöhenverluste bleiben auf Reibungsverlust im Stollen, Kontraktionsverlust beim Eintritt in die Rohre und Reibungsverlust in den Rohren beschränkt.
2. Die durch die eingebauten Rohre abfließende Wassermenge ist mittlerweile so groß geworden, daß sie den Querschnitt des unteren Stollenteils gänzlich ausfüllt. Damit tritt derselbe in die Wirkungsweise eines Druckrohres ein und

zu den oben genannten Druckhöhenverlusten kommen noch der Stoßverlust, den das Wasser beim Austritt aus den Rohren erleidet, und der Reibungsverlust im unteren Stollenteil hinzu.

Die Rohre sind bei der Berechnung durch den Schacht durchgehend angenommen (vgl. II. Grundabläſſe).

Bezeichnet man mit h_1, h_2, h_3 ꝛc. die betreffenden Druckhöhenverluste, so ist:

a) der Reibungsverlust im oberen Teil des Entlastungsstollens

$$h_1 = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{u}{F} \cdot l_1,$$

b) der Kontraktionsverlust beim Eintritt in die Rohre

$$h_2 = \zeta_0 \cdot \frac{v_1^2}{2g},$$

c) der Reibungsverlust in den Rohren

$$h_3 = \zeta_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} \cdot \frac{u_1}{f} \cdot l_2,$$

d) der Stoßverlust beim Austritt des Wassers aus den Rohren in den unteren Teil des Entlastungsstollens

$$h_4 = \frac{(v_1 - v)^2}{2g},$$

e) der Reibungsverlust im Stollen unterhalb der Rohre

$$h_5 = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{u}{F} \cdot l_3.$$

Hierin bedeuten:

v = Geschwindigkeit in Stollen $= \frac{Q}{F}$,

v_1 = Geschwindigkeit in den Rohren $= \frac{Q}{f}$,

Q = Wassermenge in cbm/sek,

F = Durchflußquerschnitt des Wasserkörpers im Stollen,

f = Gesamtquerschnitt der Rohre,

l_1, l_2 u. l_3 = die in Betracht kommenden Stollen- und Rohrlängen,

u = benetzter Umfang im Stollen,

u_1 = benetzter Umfang in den Rohren,

$\zeta = \frac{1}{4}\lambda$ = Widerstandskoefficient entsprechend der Geschwindigkeit v,

$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1$ = desgl. entsprechend der Geschwindigkeit v_1.

(λ und λ_1 werden nach Weisbach bestimmt; vergl. Hütte, 18. Aufl., Bd. II, Seite 177.)

ζ_0 = Widerstandskoefficient beim Einlauf in die Rohre. (Für gut abgerundete Einlaufstücke beträgt $\zeta_0 = 0{,}02$, vergl. Hütte, 18. Aufl., Bd. I, Seite 245.)

$g = 9{,}81$ Beschleunigung durch die Schwere.

Die Wasserführung des Umleitungsstollens nach dem Einbau der Rohre wird durch die Formel $v = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \Sigma R}}$ bestimmt, worin H die statische Druckhöhe und ΣR die Summe aller Widerstände bedeuten. Bezeichnet man fernerhin die Geschwindigkeitshöhe im Stollen, bezw. in den Rohren mit h, so ergibt sich:

Für Fall 1:

$$h = H - (h_1 + h_2 + h_3),$$

$$H = h + h_1 + h_2 + h_3.$$

h = Geschwindigkeitshöhe in den Rohren $= \frac{v_1^2}{2g}$,

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + h_1 + h_2 + h_3$$

$$= \frac{v_1^2}{2g} + \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{u}{F} \cdot l_1 + \zeta_0 \cdot \frac{v_1^2}{2g} + \zeta_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} \cdot \frac{u_1}{f} \cdot l_2$$

$$= \frac{v_1^2}{2g}\left(1 + \zeta_0 + \zeta_1 \cdot \frac{u_1}{f} l_2\right) + \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \frac{u}{F} l_1.$$

$$Q = F \,.\, v = f \,.\, v_1 \,,\; v_1^2 = v^2 \cdot \frac{F^2}{f^2},$$

$$F = 12{,}48 \text{ qm}, \; f = 3 \cdot \frac{3{,}14}{4} \cdot 1{,}4^2 = 4{,}62 \text{ qm},$$

$$u = 12{,}82 \text{ m}, \; u_1 = 3 \,.\, 3{,}14 \,.\, 1{,}4 = 13{,}19 \text{ m},$$

$l_1 = 67{,}10$ m, $l_2 = 14{,}30$ m (Rohre durch den Schacht durchgehend angenommen).

$$H = \frac{v^2}{2g}\left[\frac{F^2}{f^2}\left(1 + \zeta_0 + \zeta_1 \cdot \frac{u_1}{f} l_2\right) + \zeta \frac{u}{F} l_1\right]$$

$$= \frac{v^2}{2g}\left[\frac{12{,}48^2}{4{,}62^2}\left(1 + 0{,}02 + \zeta_1 \cdot \frac{13{,}19}{4{,}62} \cdot 14{,}30\right) + \zeta \frac{12{,}82}{12{,}48} \cdot 67{,}10\right]$$

$$= \frac{v^2}{2g}\left[\frac{155{,}75}{21{,}34}\left(1 + 0{,}02 + \zeta_1 \,.\, 40{,}83\right) + \zeta \,.\, 68{,}9\right]$$

$$= \frac{v^2}{2g}\left[7{,}3\,(1{,}02 + \zeta_1 \,.\, 40{,}83) + \zeta \,.\, 68{,}9\right]$$

$$= \frac{v^2}{2g}\left(7{,}45 + \zeta \,.\, 68{,}9 + \zeta_1 \,.\, 298{,}1\right). \quad \text{[\textbf{Formel I}]}.$$

Für Fall 2:

$$h = H - (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5),$$

h = Geschwindigkeitshöhe im Stollen $= \frac{v^2}{2g}$,

$$H = h + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$$

$$= \frac{v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g} \frac{u}{F} l_1 + \zeta_0 \frac{v_1^2}{2g} + \zeta_1 \frac{v_1^2}{2g} \frac{u_1}{f} l_2 + \frac{(v_1 - v)^2}{2g}$$

$$+ \zeta \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{u}{F} l_3 = \frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta \cdot \frac{u}{F} l_1 + \zeta \frac{u}{F} l_3\right) + \frac{(v_1 - v)^2}{2g}$$

$$+ \frac{v_1^2}{2g}\left(\zeta_0 + \zeta_1 \cdot \frac{u_1}{f} l_2\right),$$

$l_3 = 223{,}88$ m.

$$H = \frac{v^2}{2g}\left[1 + \zeta \cdot \frac{12{,}82}{12{,}48}\left(67{,}10 + 223{,}88\right) + \left(\frac{12{,}48}{4{,}62} - 1\right)^2\right.$$

$$\left. + 0{,}02 \cdot \frac{12{,}48^2}{4{,}62^2} + \zeta_1 \cdot \frac{12{,}48^2}{4{,}62^2} \cdot \frac{13{,}19}{4{,}62} \cdot 14{,}30\right]$$

$$= \frac{v2}{2g}\left[1 + \zeta \,.\, (68{,}9 + 230{,}0) + 2{,}89 + 0{,}15 + \zeta_1 \,.\, 298{,}0.\right]$$

$$= \frac{v2}{2g}\left(4{,}04 + \zeta \,.\, 298{,}9 + \zeta_1 \,.\, 298{,}0\right) \quad \text{[\textbf{Formel II}]}.$$

Die Sohle des Stollens am Auslauf der Rohre liegt 179,41 m ü. N. N., desgl. am Stollenauslauf 178,70 + 0,04 = 178,74 m ü. N. N. (vergl. Blatt 16). Es sollen nunmehr für verschiedene Abflußmengen des Stollens die zugehörigen Stauhöhen berechnet werden, worauf wiederum der Zusammenhang von Stauhöhe und Abflußvermögen zeichnerisch dargestellt werden kann.

a. Wassermenge $Q = 0$ cbm/sek angenommen.

$H = 0$

Höhe am Einlauf in den Stolleneinschnitt = **179,76 m ü. N. N.**

b. Wassermenge $Q = 40$ cbm/sek angenommen.

Die Geschwindigkeit im Stollen beträgt $v = \frac{Q}{F} = \frac{40}{12{,}48} = 3{,}20$ m/sek,

die Geschwindigkeit in den Rohren beträgt $v = \frac{Q}{f} = \frac{40}{4{,}62} = 8{,}67$ m sek.

Nach Weisbach (vgl. Hütte, 18. Aufl., Bd. II, Seite 177), ergeben die sich Widerstandskoefficienten ζ und ζ_1 aus den Werten von λ und λ_1 für die Geschwindigkeiten $v = 3{,}20$ m/sek und $v_1 = 8{,}67$ m/sek und zwar:

$$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0196 = 0{,}0049,$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0177 = 0{,}004425.$$

Nach der Darstellung der Leistungsfähigkeit des Stollens auf Anlage 2 ergibt sich für eine Wassermenge Q = 40 cbm/sek im unteren Stollenteil ein Wasserstand von 2,81 m; die lichte Höhe des Stollens beträgt 4,15 m. Der Querschnitt ist demnach nicht ausgefüllt und es kommt für die weitere Berechnung die Formel I in Betracht.

Formel I:

$$H = \frac{v^2}{2g}(7{,}45 + \zeta \,.\, 68{,}9 + \zeta_1 \,.\, 298{,}1)$$

$$= \frac{3{,}20^2}{19{,}62}(7{,}45 + 0{,}0049 \,.\, 68{,}9 + 0{,}004425 \,.\, 298{,}1)$$

$$= \frac{10{,}24}{19{,}62}(7{,}45 + 0{,}34 + 1{,}32) = \frac{10{,}24}{19{,}62} \cdot 9{,}11 = 4{,}75 \text{ m}.$$

Die statische Druckhöhe beträgt also 4,75 m; damit liegt der Stauspiegel auf 179,41 + 2,81 + 4,75 = **186,97 m ü. N. N.**

In Wirklichkeit wird die Wassermenge Q bei der berechneten Höhe des Stauspiegels etwas geringer als 40 cbm/sek sein, da für das im Stollen eingemauerte obere Rohr die volle Druckhöhe von 4,75 m nicht ganz zur Geltung kommt. Der Unterschied ist indessen so gering, daß er unberücksichtigt bleiben kann.

c. Wassermenge Q = 51,2 cbm/sek angenommen.

Wasserstand im Stollen (vergl. Anlage 2) 1) = 3,63 m
2) = 4,15 m.

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{51{,}2}{12{,}48} = 4{,}10 \text{ m/sek},$$

$$v_1 = \frac{Q}{f} = \frac{51{,}2}{4{,}62} = 11{,}08 \text{ m/sek},$$

$$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0190 = 0{,}00475,$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0172 = 0{,}0043.$$

Formel I:

$$H = \frac{v^2}{2g}(7{,}45 + \zeta \,.\, 68{,}9 + \zeta_1 \,.\, 298{,}1)$$

$$= \frac{4{,}10^2}{19{,}62}(7{,}45 + 0{,}00475 \,.\, 68{,}9 + 0{,}0043 \,.\, 298{,}1)$$

$$= \frac{16{,}81}{19{,}62}(7{,}45 + 0{,}33 + 1{,}28) = \frac{16{,}81}{19{,}62} \cdot 9{,}06 = 7{,}76 \text{ m}.$$

Stauspiegel:

1) 179,41 + 3,63 + 7,76 = **190,80 m ü. N. N.**
2) 179,41 + 4,15 + 7,76 = **191,32 m ü. N. N.**

d. Wassermenge Q = 54 cbm/sek angenommen.

Wasserstand im Stollen (vergl. Anlage 2) = 3,85 m

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{54{,}00}{12{,}48} = 4{,}33 \text{ m/sek},$$

$$v_1 = \frac{Q}{f} = \frac{54{,}00}{4{,}62} = 11{,}69 \text{ m/sek},$$

$$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0190 = 0{,}00475,$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0171 = 0{,}004275.$$

Formel I:

$$H = \frac{v^2}{2g}(7{,}45 + \zeta \,.\, 68{,}9 + \zeta_1 \,.\, 298{,}1)$$

$$= \frac{4{,}33^2}{19{,}62}(7{,}45 + 0{,}00475 \,.\, 68{,}9 + 0{,}004275 \,.\, 298{,}1)$$

$$= \frac{18{,}75}{19{,}62}(7{,}45 + 0{,}33 + 1{,}27) = \frac{18{,}75}{19{,}62} \cdot 9{,}05 = 8{,}65 \text{ m.}$$

Stauspiegel: 179,41 + 3,85 + 8,65 = **191,91 m ü. N. N.**

Die größte Wassermenge, die ohne Überdruck im Stollen abfließen kann, ist 54 cbm/sek. Wird die Wassermenge größer, so füllt sich der Stollen sofort. Die Berechnung muß dann mit Hülfe der Formel II ausgeführt werden.

e. Wassermenge Q = 54 cbm/sek angenommen.
(Stollen gefüllt; Grenzfall).

Werte für v, v_1, ζ und ζ_1 wie unter d.

Formel II:

$$H = \frac{v^2}{2g}(4{,}04 + \zeta \,.\, 298{,}9 + \zeta_1 \,.\, 298{,}0)$$

$$= \frac{4{,}33^2}{19{,}62}(4{,}04 + 0{,}00475 \,.\, 298{,}9 + 0{,}004275 \,.\, 298{,}0)$$

$$= \frac{18{,}75}{19{,}62}(4{,}04 + 1{,}42 + 1{,}27) = \frac{18{,}75}{19{,}62} \cdot 6{,}73 = 6{,}43 \text{ m.}$$

Schwerpunkt des Stollenquerschnitts:

$$x = \frac{\Sigma M}{F} = \frac{\frac{3{,}14 \,.\, 1{,}80^2}{2} \cdot 0{,}42 \,.\, 1{,}8 - \frac{2{,}15}{2} \cdot 2{,}15 \,.\, 2{,}70 - \frac{0{,}45 \,.\, 2{,}15}{2} \cdot 2 \cdot \frac{2{,}15}{3} - \frac{2}{3} \cdot 2{,}70 \,.\, 0{,}20\,(2{,}15 + 0{,}07)}{12{,}48}$$

$$= \frac{3{,}84 - 6{,}24 - 0{,}69 - 0{,}80}{12{,}48} = -\frac{3{,}89}{12{,}48} = -0{,}31 \text{ m.}$$

Entfernung des Schwerpunkts von der Sohle = 4,15 — 1,80 — 0,31 = **2,04 m.**

Sohle des Stollens am Auslauf = 178,74 m ü. N. N.

Stauspiegel: 178,74 + 2,04 + 6,43 = **187,21 m ü. N. N.**

f. Wassermenge Q = 75 cbm/sek angenommen.

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{75}{12{,}48} = 6{,}01 \text{ m/sek,}$$

$$v_1 = \frac{Q}{f} = \frac{75}{4{,}62} = 16{,}23 \text{ m/sek,}$$

$$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0183 = 0{,}004575,$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0168 = 0{,}0042.$$

Formel II:

$$H = \frac{v^2}{2g}(4{,}04 + \zeta \cdot 298{,}8 + \zeta_1 \cdot 298{,}0)$$

$$= \frac{6{,}01^2}{19{,}62}(4{,}04 + 1{,}37 + 1{,}25) = \frac{36{,}12}{19{,}62} \cdot 6{,}66 = 12{,}26 \text{ m.}$$

Stauspiegel: 178,74 + 2,04 + 12,26 = **193,04 m ü. N. N.**

g. Wassermenge Q = 100 cbm/sek angenommen.

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{100}{12{,}48} = 8{,}01 \text{ m/sek,}$$

$$v_1 = \frac{Q}{f} = \frac{100}{4{,}62} = 21{,}65 \text{ m/sek,}$$

$$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0178 = 0{,}00445,$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0165 = 0{,}004125.$$

Formel II:

$$H = \frac{v^2}{2g}(4{,}04 + \zeta \,.\, 298{,}8 + \zeta_1 \,.\, 298{,}0)$$

$$= \frac{8{,}01^2}{19{,}62}(4{,}04 + 1{,}33 + 1{,}23) = \frac{64{,}16}{19{,}62} \cdot 6{,}60 = 21{,}58 \text{ m.}$$

Stauspiegel: 178,74 + 2,04 + 21,58 = **202,36 m ü. N. N.**

h. Wassermenge Q = 125 cbm/sek angenommen.

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{125}{12{,}48} = 10{,}02 \text{ m/sek,}$$

$$v_1 = \frac{Q}{f} = \frac{125}{4{,}62} = 27{,}06 \text{ m/sek,}$$

$$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0174 = 0{,}00435,$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0162 = 0{,}00405.$$

Formel II:

$$H = \frac{v^2}{2g}(4{,}04 + \zeta \cdot 298{,}8 + \zeta_1 \cdot 298{,}0)$$

$$= \frac{10{,}02^2}{19{,}62}(4{,}04 + 1{,}30 + 1{,}21) = \frac{100{,}4}{19{,}62} \cdot 6{,}55 = 33{,}52 \text{ m.}$$

Stauspiegel: 178,74 + 2,04 + 33,52 = **214,30 m ü. N. N.**

In der Anlage 3 ist die Leistungsfähigkeit des Umleitungsstollens nach Einbau von 3 Rohren von je 1400 mm l. W. zeichnerisch dargestellt. Aus der Darstellung ist zu ersehen, daß bei gefülltem Becken (Stauspiegel auf 213,30 m ü. N. N.) 123 cbm/sek durch den Umleitungsstollen abgeführt werden können.

II. Grundabläſſe.

(Vgl. Anlage 1, Abb. 3.)

Bei der Berechnung der Leistungsfähigkeit der Grundabläſſe sind die Rohre durch den Schieberschacht durchgehend angenommen. Der Gang der Berechnung ist analog dem Berechnungsgang unter I. 2; die Bezeichnungen sind die gleichen wie früher.

Die Verlusthöhen sind:

$h_1 = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{u}{F} \cdot l_1$ Reibungsverlust im Einlaufstollen,

$h_2 = \zeta_0 \cdot \frac{v_1^2}{2g}$ Kontraktionsverlust beim Einlauf in das Rohr ($\zeta_0 = 0{,}02$),

$h_3 = \zeta_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} \cdot \frac{u_1}{f} \cdot l_2$ Reibungsverlust im Rohr.

Von einem Verlust durch die Umbiegung des Strahles am Einlauf in das Sturzbett kann abgesehen werden, da von hier aus der doppelte Rohrquerschnitt in Betracht kommt.

$$h = H - (h_1 + h_2 + h_3),$$

$$H = h + h_1 + h_2 + h_3, \quad h = \frac{v_1^2}{2g},$$

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{u}{F} \cdot l_1 + \zeta_0 \cdot \frac{v_1^2}{2g} + \zeta_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} \cdot \frac{u_1}{f} \cdot l_2$$

$$= \frac{v_1^2}{2g}\left(1 + \zeta_0 + \zeta_1 \cdot \frac{u_1}{f} \cdot l_2\right) + \zeta \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{u}{F} \cdot l_1.$$

Für jeden der 4 Grundabläſſe ist:

$$F = 1{,}25 \,.\, 2{,}50 \,.\, \frac{3{,}14}{8} \cdot 2{,}50^2 = 5{,}58 \text{ qm},$$

$$u = 2{,}50 + 2 \cdot 1{,}25 + \frac{3{,}14}{2} \cdot 2{,}50 = 8{,}93 \text{ m},$$

$$l_1 = 16{,}20 \text{ m},$$

$$f = \frac{3{,}14}{4} \cdot 1{,}40^2 = 1{,}54 \text{ qm},$$

$$u_1 = 3{,}14 \,.\, 1{,}40 = 4{,}40 \text{ m},$$

$$l_2 = 36{,}45 + 5{,}20 = 41{,}65 \text{ m},$$

$$H = \frac{v_1^2}{2g}\left(1 + 0{,}02 + \zeta_1 \cdot \frac{4{,}40}{1{,}54} \cdot 41{,}65 + \zeta \cdot \frac{1{,}54^2}{5{,}58^2} \cdot \frac{8{,}93}{5{,}58} \cdot 16{,}20\right)$$

$$= \frac{v_1^2}{2g}(1{,}02 + 119\,\zeta_1 + 1{,}98\,\zeta).$$

Der Wert $1{,}98 \,.\, \zeta$ wird so klein, daß er vernachlässigt werden kann.

$$H = \frac{v_1^2}{2g}(1{,}02 + \zeta_1 \,.\, 119).$$

Es sollen nun wiederum für verschiedene Abflußmengen der Grundabläſſe die zugehörigen Stauhöhen ermittelt werden, worauf man den Zusammenhang vom Abflußvermögen und Stauhöhe zeichnerisch darstellen kann.

a. Wassermenge $Q = 10$ cbm/sek angenommen.

$$v_1 = \frac{10}{1{,}54} = 6{,}49 \text{ m/sek},$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0182 = 0{,}00455,$$

$$H = \frac{6{,}49^2}{19{,}62}(1{,}02 + 0{,}00455 \,.\, 119) = \frac{42{,}12}{19{,}62} \cdot 1{,}56 = 3{,}35 \text{ m}.$$

Unterkante Rohr liegt auf 179,80 m ü. N. N.

Mitte Rohr liegt auf $179{,}80 + 0{,}70 = 180{,}50$ m ü. N. N.

Stauspiegel: $180{,}50 + 3{,}35 =$ **183,85 m ü. N. N.**

b. Wassermenge $Q = 20$ cbm/sek angenommen.

$$v_1 = \frac{20}{1{,}54} = 12{,}99 \text{ m/sek},$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0170 = 0{,}00425,$$

$$H = \frac{12{,}99^2}{19{,}62}(1{,}02 + 0{,}00425 \,.\, 119) = \frac{168{,}74}{19{,}62} \cdot 1{,}53 = 13{,}16 \text{ m}.$$

Stauspiegel: $180{,}50 + 13{,}16 =$ **193,66 m ü. N. N.**

c. Wassermenge $Q = 30$ cbm/sek angenommen.

$$v_1 = \frac{30}{1{,}54} = 19{,}48 \text{ m/sek},$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0166 = 0{,}00415,$$

$$H = \frac{19{,}48^2}{19{,}62}(1{,}02 + 0{,}00415 \,.\, 119) = \frac{379{,}47}{19{,}62} \cdot 1{,}51 = 29{,}20 \text{ m}.$$

Stauspiegel: $180{,}50 + 29{,}20 =$ **209,70 m ü. N. N.**

d. Wassermenge $Q = 35$ cbm/sek angenommen.

$$v_1 = \frac{35}{1{,}54} = 22{,}73 \text{ m/sek},$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0164 = 0{,}0041,$$

$$H = \frac{22{,}73^2}{19{,}62}(1{,}02 + 0{,}0041 \,.\, 119) = \frac{516{,}65}{19{,}62} \cdot 1{,}51 = 39{,}76 \text{ m}.$$

Stauspiegel: $180{,}50 + 39{,}76 =$ **220,26 m ü. N. N.**

In der Anlage 4 ist die Leistungsfähigkeit der 4 Grundabläſſe zeichnerisch dargestellt. Aus der Darstellung ist zu ersehen, daß bei gefülltem Becken (Stauspiegel 213,30 m ü. N. N.) durch die Grundabläſſe insgesamt 127,5 cbm/sek abgeführt werden können.

III. Notausläſſe an den Hängen.

1. Bestimmung der Beziehung zwischen Strahldicke und Abflußmenge am Überfall in die Kaskade.

In jedem Auslaufbecken der Notausläſſe ist der Einbau von 23 Rohren von 0,15 m Durchmesser vorgesehen.

Der Reibungswiderstand in den kurzen Rohren wird vernachläſſigt, dafür wird die Länge der Rohre nicht als Druckhöhe mitgerechnet.

Bezeichnungen:

Q = Wassermenge pro Sekunde,
h = Strahldicke am Überfall,
h_1 = Druckhöhe für die Rohre $= (1{,}50 + h)$,
(Vergl. Blatt 12 des Entwurfs)
μ_1 = Kontraktionskoefficient für die Rohre $= 0{,}9$,
μ_2 = Überfallkoefficient, $\frac{2}{3}\mu_2 = 0{,}50$.

Es sollen zunächst zusammengehörige Werte von Abflußmenge der Auslaufbecken der Notausläſſe und Strahldicke am Überfall derselben berechnet und zeichnerisch dargestellt werden. Dies ist notwendig für die weiterhin folgende Ermittelung der zusammengehörigen Werte von Stauhöhe im Talbecken und Abflußmenge der Notausläſſe.

a. Strahldicke $h = 0$; $h_1 = 1{,}50$ m.

a) Abfluß durch die Rohre:

$$Q_1 = \mu_1 \,.\, v \,.\, F,$$

$$v = \sqrt{2gh_1} = 4{,}43 \,.\, 1{,}22 = 5{,}41 \text{ m/sek},$$

Gesamtquerschnitt der Rohre $= 23 \cdot \frac{3{,}14}{4} \cdot 0{,}15^2 = 0{,}41$ qm,

$Q_1 = 0{,}9 \,.\, 5{,}41 \,.\, 0{,}41 =$ **2,00 cbm/sek.**

b. Strahldicke $h = 0{,}25$ m, $h_1 = 0{,}25 + 1{,}50 = 1{,}75$ m.

a) Abfluß durch die Rohre:

$$Q_1 = \mu_1 \,.\, v \,.\, F,$$

$$v = \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 1{,}75} = 4{,}43 \,.\, 1{,}32 = 5{,}85 \text{ m/sek},$$

$$Q_1 = 0{,}9 \,.\, 5{,}85 \,.\, 0{,}41 = 2{,}16 \text{ cbm/sek}.$$

b) Überfall:

Länge des Überfalls: $b = 2 \,.\, 2 \,.\, 5{,}0 = 20{,}0$ m.

$$Q_2 = \frac{2}{3}\,\mu_2 \,.\, b \,.\, h \,.\, \sqrt{2\,gh}$$

$$= 0{,}50 \,.\, 20{,}0 \,.\, 0{,}25 \,.\, 4{,}43 \,.\, 0{,}5 = 5{,}54 \text{ cbm/sek.}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 2{,}16 + 5{,}54 = \mathbf{7{,}70 \text{ cbm/sek.}}$$

c. Strahldicke $h = 0{,}36$ m, $h_1 = 1{,}50 + 0{,}36 = 1{,}86$ m.

a) Abfluß durch die Rohre:

$$Q_1 = \mu_1 \,.\, v \,.\, F,$$

$$v = \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 1{,}86} = 4{,}43 \,.\, 1{,}36 = 6{,}02 \text{ m/sek,}$$

$$Q = 0{,}9 \,.\, 6{,}02 \,.\, 0{,}41 = 2{,}22 \text{ cbm/sek.}$$

b) Überfall:

$$Q_2 = \frac{2}{3}\,\mu_2 \,.\, b \,.\, h \,.\, \sqrt{2\,gh}$$

$$= 0{,}50 \,.\, 20{,}0 \,.\, 0{,}36 \,.\, 4{,}43 \,.\, 0{,}60 = 9{,}57 \text{ cbm/sek.}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 2{,}22 + 9{,}57 = \mathbf{11{,}79 \text{ cbm/sek.}}$$

d. Strahldicke $h = 0{,}49$ m, $h_1 = 0{,}49 + 1{,}50 = 1{,}99$ m.

a) Abfluß durch die Rohre:

$$Q_1 = \mu_1 \,.\, v \,.\, F,$$

$$v = \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 1{,}99} = 4{,}43 \,.\, 1{,}41 = 6{,}25 \text{ m,}$$

$$Q_1 = 0{,}9 \,.\, 6{,}25 \,.\, 0{,}41 = 2{,}31 \text{ cbm/sek.}$$

b) Überfall:

$$Q_2 = \frac{2}{3}\,\mu_2 \,.\, b \,.\, h \,.\, \sqrt{2\,gh}$$

$$= 0{,}50 \,.\, 20{,}0 \,.\, 0{,}49 \,.\, 4{,}43 \,.\, 0{,}7 = 15{,}19 \text{ cbm/sek.}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 2{,}31 + 15{,}19 = \mathbf{17{,}50 \text{ cbm/sek.}}$$

e. Strahldicke $h = 0{,}64$ m, $h_1 = 0{,}64 + 1{,}50 = 2{,}14$ m.

a) Abfluß durch die Rohre:

$$Q_1 = \mu_1 \,.\, v \,.\, F,$$

$$v = \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 2{,}14} = 4{,}43 \,.\, 1{,}46 = 6{,}47 \text{ m/sek,}$$

$$Q_1 = 0{,}9 \,.\, 6{,}47 \,.\, 0{,}41 = 2{,}39 \text{ cbm/sek.}$$

b) Überfall:

$$Q_2 = \frac{2}{3}\,\mu_2 \,.\, b \,.\, h \,.\, \sqrt{2\,gh}$$

$$= 0{,}50 \,.\, 20{,}0 \,.\, 0{,}64 \,.\, 4{,}43 \,.\, 0{,}80 = 22{,}68 \text{ cbm/sek.}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 2{,}39 + 22{,}68 = \mathbf{25{,}07 \text{ cbm/sek.}}$$

Die Beziehung zwischen Abflußmenge und Strahldicke, bezw. Höhe des Wasserstandes ü. N. N. an den Abflußbecken der Notausläſſe ist in Anlage 5 zeichnerisch dargestellt.

2. Berechnung der Wassermenge, die durch ein Rohr der Notausläſſe abgeführt werden kann.

An jedem Hang sind zwei Rohre von je 1400 mm Durchmesser angeordnet. Die Unterkante der Rohre liegt auf 206,30 bezw. 207,80 m ü. N. N.; der Höhenunterschied beträgt demnach 1,50 m.

l) Rohr als offener Kanal.
(Vergl. Anlage 1, Abb. 4.)

Die am Einlauf des Rohres vorhandene Druckhöhe H wird auf der Strecke l um die Reibungshöhe h_1 vermindert.

Abflußmenge $Q = F \cdot v_1 = F \cdot \sqrt{2g(H - h_1)}$.

$h_1 = \zeta \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{u}{F} \cdot l$, worin für v die Geschwindigkeit am Einlauf $v = \sqrt{2gH}$ gesetzt werden kann.

a. Rohr bis zu einem **Viertel** der Höhe gefüllt.
(Vergl. Anlage 1, Abb. 5).

Bestimmung des Schwerpunkts:

$x^2 + 0{,}35^2 = 0{,}70^2$, $x = 0{,}606$ m.

$F = \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot 0{,}606 \cdot 0{,}35 = 0{,}28$ qm.

$MS = \frac{(2x)^3}{12F} = \frac{(2 \cdot 0{,}606)^3}{12 \cdot 0{,}28} = 0{,}53$ m.

(Vergl. Hütte, 18. Aufl., Bd. I, Seite 162).

$H = 0{,}70 - 0{,}53 = 0{,}17$ m,

$v = \sqrt{2gH} = 4{,}43 \cdot \sqrt{0{,}17} = 1{,}83$ m/sek,

$u = \frac{120^0}{360^0} \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}40 = 1{,}47$ m,

$h_1 = \zeta \cdot \frac{u}{F} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot l$,

ζ nach Weisbach $= \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0214 = 0{,}00535$, $l = 8{,}25$ m,

$h_1 = 0{,}00535 \cdot \frac{1{,}47}{0{,}28} \cdot \frac{1{,}83^2}{2 \cdot 9{,}81} \cdot 8{,}25 = 0{,}04$ m.

$Q = F \cdot v_1 = F \cdot \sqrt{2g(H - h_1)} = 0{,}28 \cdot 4{,}43 \cdot \sqrt{0{,}17 - 0{,}04}$
$= \mathbf{0{,}45}$ **cbm/sek.**

b. Rohr bis zur **Hälfte** gefüllt.
(Vergl. Anlage 1, Abb. 6).

$H = 0{,}58\ r = 0{,}58 \cdot 0{,}70 = 0{,}406$ m,

$F = \frac{1}{2} \cdot 0{,}70^2 \cdot 3{,}14 = 0{,}77$ qm,

$u = 0{,}70 \cdot 3{,}14 = 2{,}20$ m,

$v = \sqrt{2gH} = 4{,}43 \cdot \sqrt{0{,}406} = 2{,}84$ m/sek,

$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}02 = 0{,}005$,

$h_1 = 0{,}005 \cdot \frac{2{,}20}{0{,}77} \cdot \frac{2{,}84^2}{2 \cdot 9{,}81} \cdot 8{,}25 = 0{,}05$ m,

$Q = F \cdot v_1 = 0{,}77 \cdot 4{,}43 \sqrt{0{,}41 - 0{,}05} =$ **2,45 cbm/sek.**

c. Rohr bis zu **Dreiviertel** der Höhe gefüllt.
(Vergl. Anlage 1, Abb. 7).

$F = 1{,}54 - 0{,}28 = 1{,}26$ qm,

$MS = \frac{(2 \cdot 0{,}606)^3}{12 \cdot 1{,}26} = 0{,}12$ m,

$H = 0{,}70 - 0{,}12 = 0{,}58$ m,

$u = 4{,}40 - 1{,}47 = 2{,}93$ m,

$v = \sqrt{2gH} = 4{,}43 \cdot \sqrt{0{,}58} = 3{,}37$ m,

$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0196 = 0{,}0049$,

$h_1 = 0{,}0049 \cdot \frac{2{,}93}{1{,}26} \cdot \frac{3{,}37^2}{2 \cdot 9{,}81} \cdot 8{,}25 = 0{,}05$ m.

$Q = F \cdot v_1 = 1{,}26 \cdot 4{,}43 \cdot \sqrt{0{,}58 - 0{,}05} =$ **4,06 cbm/sek.**

d. Rohr gefüllt (Grenzfall).

$H = 0{,}70$ m,

$F = 1{,}54$ qm,

$u = 4{,}40$ m,

$v = \sqrt{2gH} = 4{,}43 \,.\, \sqrt{0{,}70} = 3{,}73$ m/sek,

$\zeta = \frac{1}{4}\lambda = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0193 = 0{,}004825,$

$h_1 = 0{,}004825 \cdot \frac{3{,}73^2}{2 \,.\, 9{,}81} \cdot \frac{4{,}40}{1{,}54} \,.\, 8{,}25 = 0{,}08$ m.

$Q = F \,.\, v_1 = 1{,}54 \,.\, 4{,}43 \,.\, \sqrt{0{,}70 - 0{,}08} =$ **5,37 cbm/sek.**

II. Die Rohre der Notausläſſe wirken als Druckrohre.

Bei der Berechnung wird angenommen, daß die Druckhöhenverluſte bei beiden Rohren gleich ſind. Als Rohrlänge iſt die des längſten Rohres eingeſetzt. Die Bezeichnungen ſind die gleichen wie vorher. Die Druckhöhenverluſte ſind:

$h_1 = \zeta_0 \cdot \frac{v_1^2}{2g}$ Kontraktionsverluſt beim Einfluß in das Rohr,

$h_2 = \zeta_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} \cdot \frac{u_1}{f} \cdot l$ Reibungsverluſt im Rohr.

$H = h + h_1 + h_2, \quad h = \frac{v_1^2}{2g},$

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + \zeta_0 \cdot \frac{v_1^2}{2g} + \zeta_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g}\frac{u_1}{f} \cdot l$$

$$= \frac{v_1^2}{2g}\left(1 + \zeta_0 + \zeta \cdot \frac{u_1}{f} \cdot l\right),$$

$\zeta_0 = 0{,}02, \; u_1 = 4{,}40$ m, $f = 1{,}54$ qm, $l = 16{,}63$ m,

$$H = \frac{v_1^2}{2g}\left(1{,}00 + 0{,}02 + \zeta_1 \cdot \frac{4{,}40}{1{,}54} \cdot 16{,}63\right)$$

$$= \frac{v_1^2}{2g}(1{,}02 + \zeta_1 \cdot 47{,}5).$$

a. Waſſermenge $Q = 6{,}00$ cbm/sek (für 1 Rohr).

$v_1 = \frac{6{,}00}{1{,}54} = 3{,}90$ m/sek,

$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0192 = 0{,}0048,$

$H = \frac{3{,}90^2}{2 \,.\, 9{,}81}(1{,}02 + 0{,}0048 \,.\, 47{,}5) = 0{,}97$ m.

Nach Anlage 5 iſt die Strahldicke am Überfall bei 6,00 cbm ſekundlicher Abflußmenge = 0,20 m, die Überfallkante liegt auf 204,30 m ü. N. N.

Stauſpiegel: $204{,}30 + 0{,}20 + 0{,}97 =$ **205,47 m ü. N. N.**

b. Waſſermenge $Q = 12$ cbm/sek.

$v_1 = \frac{12{,}00}{1{,}54} = 7{,}79$ m/sek,

$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0178 = 0{,}00445,$

$H = \frac{7{,}79^2}{2 \,.\, 9{,}81}(1{,}02 + 0{,}00445 \,.\, 47{,}5) = 3{,}80$ m.

Strahldicke am Überfall = 0,37 m.

Stauſpiegel: $204{,}30 + 0{,}37 + 3{,}80 =$ **208,47 m ü. N. N.**

c. Wassermenge Q = 18 cbm/sek.

$$v_1 = \frac{18{,}00}{1{,}54} = 11{,}69 \text{ m/sek},$$

$$\zeta_1 = \frac{1}{4}\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 0{,}0172 = 0{,}0043,$$

$$H = \frac{11{,}69^2}{2 \,.\, 9{,}81}(1{,}02 + 0{,}0043 \,.\, 47{,}5) = 8{,}50 \text{ m}.$$

Strahldicke am Überlauf = 0,50 m.

Stauspiegel: 204,30 + 0,50 + 8,50 = **213,30 m ü. N. N.**

Die Leistungsfähigkeit der Notausläſſe ist in der Anlage 6 zeichnerisch dargestellt. Bei gefülltem Becken können insgesamt 72 cbm/sek abgegeben werden.

Nach der zeichnerischen Darstellung der Leistungsfähigkeit der sämtlichen 11 Ablaßrohre (Anlage 7) können bei vollem Staubecken (Aufstau bis 213,30 m ü. N. N.) folgende Wassermengen abgelassen werden:

1. Durch den Entlastungsstollen	123	cbm/sek
2. Durch die Grundabläſſe	127,5	„
3. Durch die Notausläſſe	72	„
Summe	**322,5**	**cbm/sek.**

Die größte zu erwartende sekundliche Abflußmenge ist 292 cbm. Sie ist bei der Hochflut vom November 1890 eingetreten und nach Hochwassermarken bei Günne, unterhalb der Staustelle, ermittelt worden. Die Berechnung war dem Allgemeinen Entwurf zur Anlage einer Talsperre im Möhnetal vom 20. April 1906 beigefügt und ist mit diesem landespolizeilich geprüft worden.

Die größte Wassermenge von 292 cbm/sek wird nach der Gesamtdarstellung bei einem Wasserstand im Staubecken von 209,65 m ü. N. N. durch die vorgesehenen Ablaßrohre in dem Umlaufstollen, den Rohrstollen und den Notausläſſen abgeführt. Der Stauspiegel liegt in diesem Falle (214,50 — 209,65) = 4,85 m unter Mauerkrone.

B. Selbsttätige Regulierung des Wasserstandes im Staubecken bei geöffneten Notausläſſen.

Annahmen:

1. Durch die Hauptentnahmerohre wird nur einfaches Mittelwasser (rd. 7,50 cbm/sek) abgegeben.
2. Die Rohre der Notausläſſe stehen offen und wirken als Überlauf für das überschüssige Wasser. Beim Beginn einer Hochflut ähnlich der vom 21.—26. November 1890 steht das Wasser auf Ordinate 206,30 m ü. N. N. = Unterkante der tiefer liegenden Rohre.

Es ist auszurechnen, wie hoch der Wasserstand im Staubecken höchstens ansteigen kann. Die Berechnung ist in der nachstehenden Tabelle enthalten.

Hierzu die Anlagen 8 und 9. Der wahrscheinliche Verlauf der Hochwasserwelle ist nach Beobachtungen am Dahlhauser Wehr an der Wupper während der Hochflut vom November 1890 konstruiert, da für die Möhne nur die größte Wassermenge, die Spitze der Welle bekannt war.

Die Abgabe durch die Notausläſſe ist nach der zeichnerischen Darstellung der Abflußmengen derselben (Anlage 6) bestimmt.

Tag	Stunde	Sekunden	Zufluß nach Abzug der Abgabe cbm	Abgabe durch die Notausläſſe cbm	Aufſtau cbm	Becken-Inhalt cbm	Bemerkungen
21. Nov. 1890	8—2	21 600	$\frac{11+11-15}{2} \cdot 21\,600 = 76\,000$	—	76 000	70 510 000 70 586 000	
	2—8	21 600	$\frac{11+13-15}{2} \cdot 21\,600 = 97\,000$	1000	96 000	70 682 000	
	8—2	21 600	$\frac{13+16-15}{2} \cdot 21\,600 = 151\,000$	2000	149 000	70 831 000	
	2—8	21 600	$\frac{16+22-15}{2} \cdot 21\,600 = 248\,000$	$\frac{0{,}08+0{,}16}{2} \cdot 21\,600 = 3\,000$	245 000	71 076 000	
22. Nov.	8—2	21 600	$\frac{22+31-15}{2} \cdot 21\,600 = 410\,000$	$\frac{0{,}16+0{,}24}{2} \cdot 21\,600 = 4\,000$	406 000	71 482 000	
	2—8	21 600	$\frac{31+41-15}{2} \cdot 21\,600 = 616\,000$	$\frac{0{,}24+0{,}40}{2} \cdot 21\,600 = 7\,000$	609 000	72 091 000	
	8—2	21 600	$\frac{41+52-15}{2} \cdot 21\,600 = 842\,000$	$\frac{0{,}40+0{,}80}{2} \cdot 21\,600 = 13\,000$	829 000	72 920 000	
	2—8	21 600	$\frac{52+64-15}{2} \cdot 21\,600 = 1\,091\,000$	$\frac{0{,}80+2{,}0}{2} \cdot 21\,600 = 30\,000$	1 061 000	73 981 000	
23. Nov.	8—2	21 600	$\frac{64+78-15}{2} \cdot 21\,600 = 1\,372\,000$	$\frac{2{,}0+3{,}8}{2} \cdot 21\,600 = 63\,000$	1 309 000	75 290 000	
	2—8	21 600	$\frac{78+98-15}{2} \cdot 21\,600 = 1\,739\,000$	$\frac{3{,}8+6{,}4}{2} \cdot 21\,600 = 110\,000$	1 629 000	76 919 000	
	8—2	21 600	$\frac{98+124-15}{2} \cdot 21\,600 = 2\,236\,000$	$\frac{6{,}4+9{,}6}{2} \cdot 21\,600 = 173\,000$	2 063 000	78 982 000	
	2—5	10 800	$\frac{124+140-15}{2} \cdot 10\,800 = 1\,345\,000$	$\frac{9{,}6+10{,}6}{2} \cdot 10\,800 = 109\,000$	1 236 000	80 218 000	
	5—5³⁸	2 280	$\frac{140+145-15}{2} \cdot 2\,280 = 308\,000$	$\frac{10{,}6+10{,}7}{2} \cdot 2\,280 = 24\,000$	284 000	80 502 000	
	5³⁸—8	8 520	$\frac{145+164-15}{2} \cdot 8\,520 = 1\,253\,000$	$\frac{21{,}4+22{,}0}{2} \cdot 8\,520 = 186\,000$	1 067 000	81 569 000	
24. Nov.	8—11	10 800	$\frac{164+219-15}{2} \cdot 10\,800 = 1\,987\,000$	$\frac{22{,}0+23{,}4}{2} \cdot 10\,800 = 245\,000$	1 742 000	83 311 000	
	11—2	10 800	$\frac{219+292-15}{2} \cdot 10\,800 = 2\,678\,000$	$\frac{23{,}4+26{,}6}{2} \cdot 10\,800 = 270\,000$	2 408 000	85 719 000	
	2—2½	1 800	$\frac{292+273-15}{2} \cdot 1\,800 = 495\,000$	$\frac{26{,}6+27{,}2}{2} \cdot 1\,800 = 48\,000$	447 000	86 166 000	
	2½—3½	3 600	$\frac{273+238-15}{2} \cdot 3\,600 = 893\,000$	$\frac{27{,}2+28{,}8}{2} \cdot 3\,600 = 101\,000$	792 000	86 958 000	
	3½—5	5 400	$\frac{238+198-15}{2} \cdot 5\,400 = 1\,137\,000$	$\frac{28{,}8+30{,}4}{2} \cdot 5\,400 = 160\,000$	977 000	87 935 000	
	5—8	10 800	$\frac{198+143-15}{2} \cdot 10\,800 = 1\,760\,000$	$\frac{30{,}4+33{,}4}{2} \cdot 10\,800 = 345\,000$	1 415 000	89 350 000	
	8—11	10 800	$\frac{143+115-15}{2} \cdot 10\,800 = 1\,312\,000$	$\frac{33{,}4+35{,}0}{2} \cdot 10\,800 = 369\,000$	943 000	90 293 000	
	11—2	10 800	$\frac{115+95-15}{2} \cdot 10\,800 = 1\,053\,000$	$\frac{35{,}0+36{,}2}{2} \cdot 10\,800 = 384\,000$	669 000	90 962 000	
	2—8	21 600	$\frac{95+72-15}{2} \cdot 21\,600 = 1\,642\,000$	$\frac{36{,}2+37{,}0}{2} \cdot 21\,600 = 791\,000$	851 000	91 813 000	
25. Nov.	8—2	21 600	$\frac{72+57-15}{2} \cdot 21\,600 = 1\,231\,000$	$\frac{37{,}0+37{,}0}{2} \cdot 21\,600 = 799\,000$	432 000	92 245 000	Der Stauinhalt v. 92 245 000 cbm entſpricht einer Stauhöhe von 209,20 m ü. N. N. = Oberkante der höherliegenden Rohre der Notausläſſe.
			25 972 000	4 237 000	21 735 000		
				25 972 000 (Probe)			

Am 25. November, 2 Uhr nachmittags ſind die beiden oberen Rohre der Notausläſſe gefüllt und wirken als Druckrohre. Hierdurch ſteigt der Abfluß unmittelbar von 37,0 cbm/sek auf 52,6 cbm/sek, während der Zufluß abzüglich Abgabe nur 57,0 — 7,5 = 49,5 cbm iſt.

Eine Erhöhung des Stauſpiegels über Ord. **209,20** hinaus iſt alſo bei geöffneten Notausläſſen ausgeſchloſſen.

C. Bestimmung der größten Strahldicke an den Überläufen und Nachweis der ausreichenden Abmessungen der Überfallbauwerke, der Kaskaden und der beiden Abflüsse des Sturzbettes.

1. Ermittelung der Strahldicke am Überfall der Mauer und an den Seitenüberfällen.

Länge des Überfalls an der Sperrmauer $3{,}0 \,.\, 88 = 264{,}0$ m.
Länge der seitlichen Überfälle:

a) Überfall am linken Hang: $\frac{5{,}54 + 15{,}40}{2} \cdot 6 + \frac{6{,}03 + 15{,}89}{2} \,.\, 6$
$+ 16 \,.\, 2{,}0 = 62{,}82 + 65{,}76 + 32 = 160{,}6$ m

b) Überfall am rechten Hang: $62{,}82 + 65{,}76 + 13 \,.\, 2{,}0 = 154{,}6$ „

Zusammen 315,20 m.

Die Überfallkante der seitlichen Überfälle liegt auf Ordinate 213,30 m ü. N. N., die Überfallkante an der Sperrmauer auf Ordinate 213,40 m ü. N. N., also 10 cm höher. Es sollen 292 cbm/sek über die Überläufe abfließen. Die über den Überfall an der Sperrmauer abfließende Wassermenge Q_1 ergibt sich aus der Formel

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu \,.\, b_1 \,.\, h \,.\, \sqrt{2gh},$$

ebenso ergibt sich die über die seitlichen Überfälle abfließende Wassermenge, vorausgesetzt, daß die Strahldicke überall gleichmäßig ist, zu

$$Q_2 = \frac{2}{3} u \,.\, b_2 \,.\, (h + 0{,}10) \,.\, \sqrt{2g(h + 0{,}10)}.$$

Insgesamt kommt eine Wassermenge zum Abfluß von $Q = Q_1 + Q_2 = \frac{2}{3} \mu \,.\, b_1 \,.\, h \,.\, \sqrt{2gh} + \frac{2}{3} \mu \,.\, b_2 \,.\, (h + 0{,}10) \,.\, \sqrt{2g(h + 0{,}10)}$;

hierin bedeuten:

b_1 und b_2 die Überfalllängen 264,0 m bezw. 315,20 m
h die Strahldicke am Überfall der Sperrmauer, dementsprechend $(h + 0{,}10)$ an den seitlichen Überfällen,
μ den Abflußbeiwert für gut abgerundete Überfälle $= 0{,}75$, $\frac{2}{3} \mu = 0{,}50$; g die Beschleunigung durch die Schwere $= 9{,}81$.

Durch Versuche wurde $h = 0{,}32$ m ermittelt; es ergab sich alsdann $Q = 0{,}5 \,.\, 264 \,.\, 0{,}32 \,.\, \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 0{,}32} + 0{,}5 \,.\, 315{,}2 \,.\, 0{,}42 \,.\, \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 0{,}42} = 106 + 190 = 296$ cbm/sek.

Wie bereits betont, ist die Leistungsfähigkeit der seitlichen Überfälle mit 190 cbm/sek nur unter der Annahme einer gleichmäßigen Strahldicke von 0,42 m zu erzielen. Für die hier angeordneten Überfallrinnen trifft diese Annahme aber nicht zu, da die Strahldicke gegen das Ende der Rinnen hin abnimmt. Die Leistungsfähigkeit dieser Rinnen ist daher einer besonderen Prüfung zu unterziehen.

Es soll angenommen werden, daß am Ende der Rinne a (vergl. Anl. 10, Abb. 1) die Strahldicke nur noch 0,31 m beträgt. Das Wasserspiegelgefälle vom Einlauf in die Rinne bis zum Ende ist also $(0{,}42 - 0{,}31) = 0{,}11$ m.

Die Länge der beiden Überfallmauern ist $15{,}89 + 15{,}40 =$ rd. 31,30 m. Auf dieser Länge entspricht einer gleichmäßigen Strahldicke von 0,42 m ein Wasserabfluß von $\frac{190 \,.\, 31{,}30}{315{,}2} =$ rd. 18,9 cbm/sek.

Unter Zugrundelegung einer gleichmäßigen Strahldicke von 0,31 m würde andererseits eine Wassermenge von

$$\frac{2}{3}\mu \,.\, b \,.\, h \,.\, \sqrt{2\,g\,h} = 0{,}5 \,.\, 31{,}3 \,.\, 0{,}31 \,.\, 4{,}43 \,.\, \sqrt{0{,}31} = 12{,}0 \text{ cbm/sek}$$

zum Abfluß gelangen. Die mittlere Wasserführung am Einlauf in die Rinne ist daher $(18{,}9 + 12{,}0) \cdot \frac{1}{2} = 15{,}45$ cbm/sek.

Die Länge der Rinne beträgt i. M. $\frac{15{,}89 + 15{,}40}{2} + 1{,}00 = 16{,}65$ m.

Der Wasserquerschnitt am Einlauf der Rinne ist $F = 2\,(1{,}20 + 0{,}42) = 3{,}24$ qm. Der benetzte Umfang ergibt sich zu $2 \,.\, 1{,}20 + 2{,}00 = 4{,}40$ m.

Demnach beträgt der hydraulische Radius $R = \frac{F}{u} = \frac{3{,}24}{4{,}40} = 0{,}736$, und $\sqrt{R} = 0{,}86$.

Das Gefälle oder der Höhenunterschied zwischen den Schwerpunkten der Wasserquerschnitte am Anfang und am Ende der Rinne ist gleich der Hälfte des Wasserspiegelgefälles, also $= \frac{0{,}42 - 0{,}31}{2} = \frac{0{,}11}{2} = 0{,}055$ m, auf 16,65 m, $i = \frac{0{,}055}{16{,}65}$, $\sqrt{i} = 0{,}0575$.

Die Annahme, daß das Gefälle vom Einlauf nach dem Ende der Rinne gradlinig durchgeht, ist für die Berechnung ungünstig; in Wirklichkeit wird der Gefällsverlust kleiner sein, als berechnet, weil die Wassermenge um das überfallende Wasser verringert wird.

Die Geschwindigkeit in der Rinne ist $v = c \,.\, \sqrt{R\,i}$.

Nach Ganguillet und Kutter berechnet sich c aus der Formel

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}};$$

der Rauhigkeitskoefficient n ist für Rinnen mit glatter Zementverkleidung = 0,01 zu setzen, und es ergibt sich:

$$c = \frac{23 + 100 + 0{,}47}{1 + 23{,}47 \cdot \frac{0{,}01}{0{,}86}} = \frac{123{,}47}{1{,}27} = 97{,}2,$$

$$v = 97{,}2 \,.\, 0{,}86 \,.\, 0{,}0575 = 4{,}81 \text{ m/sek},$$

$$Q = 3{,}24 \,.\, 4{,}81 = 15{,}58 \text{ cbm/sek};$$

in genügender Übereinstimmung mit der Annahme einer Strahldicke von 31 cm am Ende der Rinne.

Die mittlere Länge der letzten Überfallrinne beträgt

$$\frac{5{,}54 + 6{,}03}{2} + 1{,}00 = 6{,}78 \text{ m}.$$

In demselben Verhältnis wie bei der ersten Rinne wird hier die Strahldicke am Ende $\frac{0{,}11}{16{,}65} \cdot 6{,}78 = 0{,}045$ m niedriger sein als am Einlauf, also $0{,}42 - 0{,}045 = 0{,}375$ m. Da das Wasser nur seitlich, also auf eine Länge von $(6{,}78 - 1{,}00) = 5{,}78$ m überläuft, so entspricht der Überfallhöhe von 0,375 m eine Überfallmenge von $0{,}5 \,.\, 5{,}78 \,.\, 2 \,.\, 0{,}375 \,.\, 4{,}43 \,.\, \sqrt{0{,}375} = 5{,}88$ cbm/sek. Bei einer Strahldicke von 0,42 m ergibt sich eine Überfallmenge von $0{,}5 \,.\, 5{,}78 \,.\, 2 \,.\, 0{,}42 \,.\, 4{,}43 \,.\, \sqrt{0{,}42} = 6{,}97$ cbm/sek. Im Mittel gelangen demnach $\frac{5{,}88 + 6{,}97}{2} = 6{,}42$ cbm/sek zum Abfluß.

Die Überfallrinnen sind zwischen der ersten und letzten Rinne gleichmäßig angeordnet. Es ergibt sich also für die Gesamtanlage der Rinnen eines seitlichen Überfalls die Abflußmenge zu

$$\frac{15{,}45 + 6{,}42}{2} \,.\, 6 = 65{,}6 \text{ cbm/sek}.$$

Anderseits ist die theoretische Leistung bei gleichmäßiger Strahldicke von 0,42 m für die Gesamtlänge der Rinnenüberfälle von 128,6 m $= 0{,}5 \,.\, 128{,}6 \,.\, 4{,}43 \,.\, 0{,}42 \,.\, \sqrt{0{,}42} = 77{,}5$ cbm/sek.

Mithin ist eine Minderleistung für einen seitlichen Überfall von 77,5 — 65,6 = 11,9 = rd. 12 cbm/sek, für beide seitlichen Überfälle von 2 . 12 = 24 cbm/sek zu verzeichnen, und es beträgt die Gesamtüberfallmenge bei einer Strahldicke von 0,32 m am Überfall der Sperrmauer entsprechend 0,42 m an den seitlichen Überfällen nur noch 296 — 24 = 272 cbm/sek.

Die Strahldicke x ist also nochmals zu ermitteln und berechnet sich aus folgender Formel:

$$(190 - 26) \cdot \frac{x^{\frac{3}{2}}}{0{,}42^{\frac{3}{2}}} + 106 \cdot \frac{(x - 0{,}10)^{\frac{3}{2}}}{0{,}32^{\frac{3}{2}}} = 292;$$

durch Versuche wurde x = **0,44 m** gefunden, d. h. durch die etwas geringere Leistungsfähigkeit der seitlichen Rinnen wird die größte Strahldicke nur um 2 cm erhöht.

Bei dieser Strahldicke ergibt sich dann folgende Leistungsfähigkeit:

für den seitlichen Überlauf links	$\left(\frac{190 \,.\, 160{,}6}{315{,}2} - 12\right) \cdot \frac{0{,}44^{\frac{3}{2}}}{0{,}42^{\frac{3}{2}}}$	= rd. 91 cbm
für den seitlichen Überlauf rechts	$\left(\frac{190 \,.\, 154{,}6}{315{,}2} - 12\right) \cdot \frac{0{,}44^{\frac{3}{2}}}{0{,}42^{\frac{3}{2}}}$	= rd. 87 „
für den Überlauf an der Sperrmauer	$\frac{106 \,.\, 0{,}34^{\frac{3}{2}}}{0{,}32^{\frac{3}{2}}}$ =	rd. 116 „
	Zusammen	**294 cbm.**

2. Bestimmung der Wassermenge, die im Becken des seitlichen Überfalls abfließen kann.

Es kommen die Durchflußöffnungen unter der ersten Rinne a (vgl. Skizze) in Betracht.

Breite der Öffnung = rd. 14,50 m, abzüglich zwei Pfeiler von je 1,0 m Stärke = 14,50 — 2,00 = 12,50 m,

Höhe bis zur Kämpferlinie = 1,00 m,

Durchflußquerschnitt F = 1,00 . 12,50 = 12,50 qm,

Benetzter Umfang u = 12,50 + 6 . 1,00 = 18,50 m,

Hydraulischer Radius $R = \frac{F}{u} = \frac{12{,}50}{18{,}50} = 0{,}676$; $\sqrt{R} = 0{,}822$,

Gefälle $i = \frac{1}{100}$; $\sqrt{i} = 0{,}1$.

Es ist: $Q = v \,.\, F$,

$v = c \,.\, \sqrt{Ri}$ und nach Ganguillet und Kutter

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}.$$

Der Rauhigkeitskoefficient n für Kanäle mit glatter Cementverkleidung beträgt 0,01; $\frac{1}{n} = 100$.

$$c = \frac{23 + 100 + 0{,}16}{1 + 23{,}16 \cdot \frac{0{,}01}{0{,}822}} = \frac{123{,}16}{1{,}28} = 96{,}2,$$

$v = 96{,}2 \,.\, 0{,}822 \,.\, 0{,}1 = 7{,}91$ m,

$Q = 7{,}91 \,.\, 12{,}50 =$ rd. **99 cbm.**

Die gesamte durch einen Überfall abzuführende Wassermenge beträgt nach der Berechnung unter 1:

$$Q_1 = \left(\frac{190 \,.\, 160{,}6}{315{,}2} - 12\right) \cdot \frac{0{,}44^{\frac{3}{2}}}{0{,}42^{\frac{3}{2}}} = \text{rd. } \mathbf{91\ cbm.}$$

Die vorgesehenen Abmessungen sind somit groß genug.

3. Prüfung der vorgesehenen Kaskadenabmessungen.

Im Folgenden soll die Berechnung für die Kaskade am linken Hang durchgeführt werden:

a) Oberhalb der Notausläſſe.

Oberhalb der Notausläſſe hat die Kaskade eine Breite von rd. 9,0 m nnd hat hier lt. Berechnung unter 1 eine Wassermenge von 91 cbm aufzunehmen. Nach der getroffenen Anordnung dürften, da das Unterwasser in den einzelnen Absätzen in Verbindung mit der Stufe als Polster wirkt, die eingebauten Wehre als Überfallwehre mit breiter Krone zu betrachten sein. Für diese Wehre findet nach Hütte 18. Aufl. Bd. I Seite 228 die Formel

$Q = 0{,}35 \,.\, b \,.\, \sqrt{2g} \,.\, (h + k)^{\frac{3}{2}}$ Anwendung, worin bedeuten:

Q die über das Wehr fließende Wassermenge in cbm/sek $= 91{,}0$ cbm/sek,

b die Breite des Wehres in m $= 9{,}0$ m,

h die Strahldicke oder Höhe des gestauten Wasserspiegels über der Wehrkante in m,

k die Geschwindigkeitshöhe des Wassers in m.

Es ist dann:

$$91 = 0{,}35 \,.\, 9{,}0 \,.\, 4{,}43 \,.\, (h + k)^{\frac{3}{2}}$$

$$\text{und } (h + k)^{\frac{3}{2}} = \frac{91}{0{,}35 \,.\, 9{,}0 \,.\, 4{,}43} = 6{,}52,$$

$$k = \frac{v^2}{2g},$$

$v =$ Geschwindigkeit des Wassers vor dem Wehr $= \frac{Q}{F}$.

Da die Höhe des Wehrs 0,50 m beträgt, ist

$$F = b \,.\, (0{,}50 + h) = 9{,}0 \,.\, (0{,}50 + h) \text{ und}$$

$$v = \frac{91{,}0}{9{,}0 \,.\, (0{,}50 + h)} = \frac{10{,}11}{(0{,}50 + h)},$$

$$k = \left[\frac{10{,}11}{(0{,}50 + h)}\right]^2 \cdot \frac{1}{2 \,.\, 9{,}81}.$$

Durch Versuche wurde $h = 0{,}90$ m gefunden.

$$v = \frac{10{,}11}{0{,}50 + 0{,}90} = 7{,}22 \text{ m/sek},$$

$$k = \frac{7{,}22^2}{2 \,.\, 9{,}81} = 2{,}66 \text{ m}.$$

$$Q = 0{,}35 \,.\, 9{,}0 \,.\, 4{,}43 \,.\, (0{,}90 + 2{,}66)^{\frac{3}{2}} = \text{rd. } \mathbf{92 \text{ cbm/sek}}.$$

Die letzte zur Probe ausgeführte Berechnung beweist, daß die Leistungsfähigkeit von 91 cbm/sek bei einer Strahldicke von 0,90 m erreicht wird. Da die Höhe der Wangenmauer 1,80 m über Überfallkante beträgt, dürften die Abmessungen der Kaskade reichlich genügen.

b) Unterhalb der Notausläſſe.

Außer der Wassermenge, die am seitlichen Überfall zum Abfluß kommt (91 cbm/sek), tritt hier noch die Menge hinzu, die auf der bezüglichen Länge der Kaskade über den Überfall der Sperrmauer abfließt. Die Anzahl der Durchflußöffnungen der Sperrmauer auf der betreffenden Kaskadenlänge ist 13 von je 3,0 m Breite. Die Gesamtüberfalllänge ist demnach $13 \,.\, 3{,}0 = 39{,}0$ m. Die Strahldicke beträgt hier 0,34 m und die zum Abfluß gelangende Wassermenge

$$Q = \frac{2}{3} \mu \,.\, b \,.\, h \,.\, \sqrt{2gh} = 0{,}5 \,.\, 39 \,.\, 4{,}43 \,.\, 0{,}34 \,.\, \sqrt{0{,}34}$$
$$= 17 \text{ cbm/sek}.$$

Die Gesamtwassermenge, welche die Kaskade unterhalb der Notausläſſe führen muß, beträgt also $91 + 17 = 108$ cbm/sek.

Die Breite der Kaskade ist an dieser Stelle 10,0 m.

$$Q = 0{,}35 \,.\, b \,.\, \sqrt{2g} \,.\, (h + k)^{\frac{3}{2}},$$

$$(h + k)^{\frac{3}{2}} = \frac{108}{0{,}35 \,.\, 10{,}0 \,.\, 4{,}43} = 6{,}97.$$

Die Geschwindigkeit des Wassers vor dem Wehr

$$v = \frac{Q}{b \,.\, (h + 0{,}50)} = \frac{108}{10{,}0 \,.\, (h + 0{,}50)} = \frac{10{,}8}{h + 0{,}50},$$

$$k = \frac{v^2}{2g}.$$

Durch Versuche wurde $h = 1{,}00$ m gefunden.

$$v = \frac{10{,}8}{1{,}00 + 0{,}50} = 7{,}20 \text{ m/sek},$$

$$k = \frac{7{,}20^2}{19{,}62} = 2{,}64 \text{ m}.$$

Zur Probe:

$$Q = 0{,}35 \,.\, b \,.\, \sqrt{2g}\,(h + k)^{\frac{3}{2}}$$

$$= 0{,}35 \,.\, 10{,}0 \,.\, 4{,}43 \,.\, (1{,}00 + 2{,}64)^{\frac{3}{2}} = \text{rd. } 108 \text{ cbm/sek}.$$

Die Höhe der Wangenmauer über Überfallkante beträgt 2,00 m. Die Abmessungen der Kaskade genügen vollauf. Da für die Kaskade am rechten Hang dieselbe Anordnung getroffen, die abzuführende Wassermenge noch geringer als oben ist, genügen auch hier die Abmessungen.

4. Leistungsfähigkeit des neuen Bachbettes.

Durch das neue Bachbett der Heve sowohl als auch der Möhne sind je $\frac{292}{2} = 146$ cbm/sek abzuführen.

Die Wangenhöhe beträgt 2,00 bis 2,20 m, das Gefälle $i = \frac{1}{200}$ und die Breite $= 10{,}0$ m.

Bei einem Wasserstand im Bachbett von 2,0 m ist:

$$F = 2{,}00 \,.\, 10{,}0 = 20{,}0 \text{ qm},$$

$$u = 10{,}00 + 2 \,.\, 2{,}00 = 14{,}0 \text{ m},$$

$$R = \frac{F}{u} = \frac{20{,}0}{14{,}0} = 1{,}43; \quad \sqrt{R} = 1{,}20,$$

$$i = \frac{1}{200}; \quad \sqrt{i} = 0{,}0707,$$

$$v = c \,.\, \sqrt{Ri},$$

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}; \quad n \text{ für geputzte Kanäle} = 0{,}01,$$

$$c = \frac{23 + 100 + 0{,}31}{1 + 23{,}31 \cdot \frac{0{,}01}{1{,}20}} = \frac{123{,}31}{1{,}19} = 103{,}6,$$

$$v = 103{,}6 \,.\, 1{,}20 \,.\, 0{,}0707 = 8{,}79 \text{ m/sek}.$$

$$Q = 8{,}79 \,.\, 20{,}0 = 176 \text{ cbm/sek}.$$

Die gewählten Abmessungen sind somit ausreichend.

Nach der Vereinigung der beiden Abflüsse aus dem Sturzbett unterhalb des Ekektrizitätswerks erhält der Fluß, soweit das Eigentum des Ruhrtalsperrenvereins reicht, die Breite des alten Bettes, jedoch mit senkrechten Wandungen. Für die Ableitung des größten Hochwassers genügt dieser Querschnitt nicht mehr, der unterhalb liegende Flußlauf aber noch viel weniger, sodaß bei einem Abfluß von 292 cbm/sek selbst bei beliebig großer Querschnittsbreite dieser Teil des neuen Möhnebettes unter Rückstau kommen und überflutet werden würde.

D. Nachweis der genügenden Leistungsfähigkeit der Vorrichtungen, die zur Um- bezw. Ableitung der Möhne und Heve während der Bauzeit dienen sollen.

Das gesamte größte Hochwasser der Möhne und Heve ist zu 292 cbm/sek anzunehmen.

Hiervon führt die Möhne . . 74 % = 216 cbm/sek
und die Heve . . . . . 26 % = 76 „
(vergl. Anlage II des Erläuterungsberichts zum Entwurf für den ersten Teil der Bauarbeiten vom Januar 1907).

Es wird angenommen, daß beim größten Hochwasser der Wasserstand am Überfall in der Heve bis auf 184,10 m ü. N. N. steigen darf (vergl. Anlage 11, Abb. 2).
Wasserstand = 184,10 — 179,76 = 4,34 m.

Es fließen dann ab:

1. Durch den Umlaufstollen.

Wasserstand = 4,34 m, Stollenhöhe = 4,15 m.
Überdruck am Stolleneinlauf . . . . . = 0,19 m
Stollengefälle = 179,65 — 178,74 . . . . . = 0,91 m
Der Schwerpunkt des Stollenquerschnitts liegt . 2,11 m
unter Stollenscheitel (vergl. Berechnung der Leistungsfähigkeit des Umlaufstollens unter 2, e,)
Gesamtdruckhöhe am Auslauf h = 3,21 m.

Reibungsverlust im Stollen $= \frac{v^2}{2g} \zeta \frac{u}{F} l$.

Bezeichnungen wie bei der Berechnung der Leistungsfähigkeit der Ablaßvorrichtungen.

$u = 12{,}82$ m,
$F = 12{,}48$ m,
$l = 305{,}28$ m,
$\zeta = 0{,}0035$ entspr. $\sqrt{\frac{2g}{\zeta}} = 75$ (vergl. Hütte, 18. Aufl. Bd. I, Seite 247 und Berechnung der Leistungsfähigkeit der Ablaßvorrichtungen I: Umlaufstollen 1, f: Grenzfall: $c = \sqrt{\frac{2g}{\zeta}} = 76{,}7$).

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2}{2g} \zeta \frac{u}{F} l$$
$$= \frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta \frac{u}{F} l\right) = \frac{v^2}{2g}\left(1 + 0{,}0035 \cdot \frac{12{,}82}{12{,}48} \cdot 305{,}28\right)$$
$$= \frac{v^2}{2g}(1 + 1{,}10) = \frac{v^2}{2g} \cdot 2{,}10,$$
$$h = 0{,}19 + 2{,}11 + (179{,}65 - 178{,}74) = 3{,}21 \text{ m},$$
$$v = \sqrt{\frac{2gh}{2{,}10}} = 4{,}43 \sqrt{\frac{3{,}21}{2{,}10}} = 4{,}43 \cdot \sqrt{1{,}53} = \mathbf{5{,}48 \text{ m/sek.}}$$
$$Q_1 = v \,.\, F = 5{,}48 \,.\, 12{,}48 = \text{rd. } \mathbf{68 \text{ cbm.}}$$

2. und 3. Überfälle in der Heve und in der Möhne.

Die übrige Wassermenge 292 — 68 = 224 cbm soll so verteilt werden, daß die eine Hälfte über den Überfall in der Heve und die andere Hälfte über den Überfall in der Möhne abgeführt werden kann.
Überfallbreite b = 24 m.
Strahldicke = 1,65 m angenommen.

$$Q = \frac{2}{3} \mu \,.\, b \,.\, h \,.\, \sqrt{2gh} = 0{,}5 \,.\, 24{,}0 \,.\, 1{,}65 \,.\, \sqrt{1{,}65} \,.\, 4{,}43 = \text{rd. } 113 \text{ cbm/sek.}$$

Die angenommene Strahldicke von 1,65 m ist demnach richtig.

Die Krone des Überfalls in der Heve liegt auf 184,10 — 1,65 = 182,45 m ü. N. N.

Um die Höhenlage des Überfalls in der Möhne bestimmen zu können, ist zunächst das Wasserspiegelgefälle im Umleitungsgraben zu berechnen.

Wasserführung des Grabens = 215 — 113 = 102 cbm/sek.

Das Gefälle angenommen $= \frac{1}{5000} = 0{,}12$ cm bei einer Länge des Grabens von 620 m.

Wasserstand am Überfall Heve	= 4,34 m
Wasserstand am Überfall Möhne	= 3,22 m
im Mittel	= 3,78 m.

Mittlerer Querschnitt (vergl. Anlage 11, Abb. 1):

$$F = \frac{23{,}00 + 16{,}00}{2} \cdot 1{,}00 + \frac{27{,}00 + 40{,}90}{2} \cdot 2{,}78 = 19{,}50 + 94{,}38$$
$$= 113{,}88 \text{ qm.}$$

Benetzter Umfang:

$$u = \sqrt{3{,}78^2 + 3{,}50^2 \,.\, 3{,}78^2} + 16{,}00 + \sqrt{1{,}00^2 + 3{,}50^2} + 4{,}00$$
$$+ \sqrt{2{,}78^2 + 1{,}50^2 \,.\, 2{,}78^2} = 13{,}76 + 16{,}00 + 3{,}64 + 4{,}00$$
$$+ 5{,}01 = 42{,}41 \text{ m.}$$

$$R = \frac{F}{u} = \frac{113{,}88}{42{,}41} = 2{,}69;\ \sqrt{R} = 1{,}64.$$

Gefälle:

$$i = \frac{1}{5000};\ \sqrt{i} = 0{,}0141.$$

$$Q = v \,.\, F,$$

$$v = c \,.\, \sqrt{Ri},$$

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}},\ \frac{1}{n} = 33,\ n = 0{,}03$$ für Flüsse mit gröberem Geschiebe, hier Flechtwerk.

$$c = \frac{23 + 33 + 7{,}75}{1 + (23 + 7{,}75) \cdot \frac{0{,}03}{1{,}64}} = \frac{63{,}75}{1{,}56} = 40{,}9,$$

$$v = 40{,}9 \,.\, 1{,}64 \,.\, 0{,}0141 = 0{,}946 \text{ m,}$$

$$Q = 0{,}946 \,.\, 113{,}88 = \text{rd. } 108 \text{ cbm/sek,}$$

in genügender Übereinstimmung mit der Annahme.

Die Krone des Überfalls in der Möhne muß also auf 181,00 + 3,22 — 1,65 = 182,57 m ü. N. N. liegen.

Zusammenstellung:

Es können während der Bauzeit folgende Wassermengen abgeführt werden:

1. Umlaufstollen . . .	68	cbm/sek
2. Überfall in der Heve .	113	„
3. Überfall in der Möhne	113	„
Summa	**294**	**cbm/sek.**

Die größte Wasserführung des Umleitungsgrabens beträgt **102 cbm/sek.**

Bestimmung der Abmessungen der Rinnen zur Ableitung des Wassers über die Baugrube.

(Vergl. Anlage 11, Abb. 3 und 4.)

Die größte Wassermenge, die durch diese Rinne abgeführt werden soll, beträgt 113 cbm/sek.

Querschnitt der Rinne F = 2,0 . 4,0 = 8,0 qm,

Benetzter Umfang $u = 2 \,.\, 2{,}0 + 4{,}0 = 8{,}0$ m.
(vergl. Anlage 1, Abb. 2 und 3).

$$R = \frac{F}{u} = \frac{8{,}0}{8{,}0} = 1{,}0\,;\ \sqrt{R} = 1{,}0,$$

$$i \text{ angen.} = \frac{1}{45};\ \sqrt{i} = 0{,}149,$$

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}},\ \frac{1}{n} = 100,$$

$$c = \frac{23 + 100 + 0{,}07}{1 + (23 + 0{,}07) \cdot \frac{0{,}01}{1{,}0}} = \frac{123{,}07}{1{,}23} = 100,$$

$$v = c \cdot \sqrt{Ri} = 100 \,.\, 1{,}0 \,.\, 0{,}149 = 14{,}9 \text{ m/sek.}$$

$$Q = 14{,}9 \,.\, 8{,}00 = \text{rd. } 119 \text{ cbm/sek.}$$

Die vorgesehenen Abmessungen sind also ausreichend.

Essen, im Juli 1908.

Link,
Regierungsbaumeister a. D.

Kjörholt,
Ingenieur.

Anlage 1.

Abb. 1.

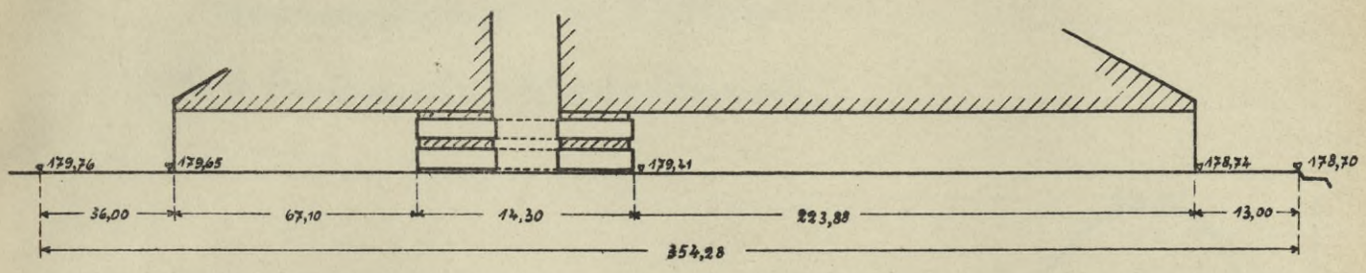


Abb. 2

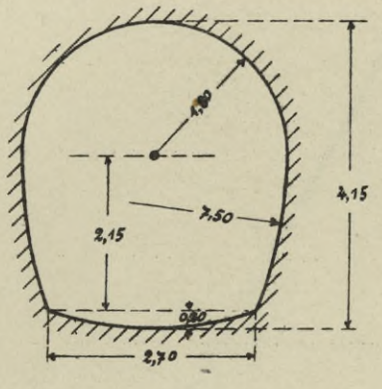


Abb. 3.

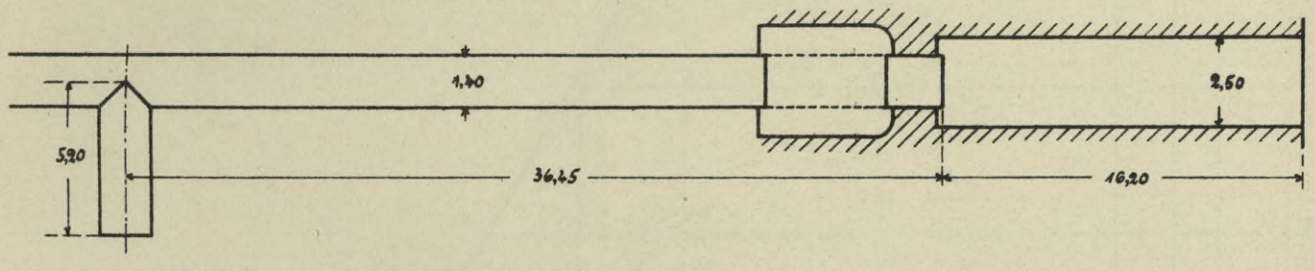


Abb. 4.

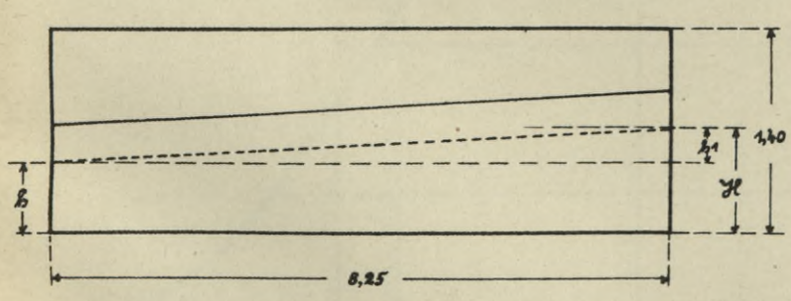


Abb. 5.

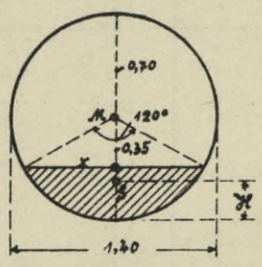


Abb. 6.

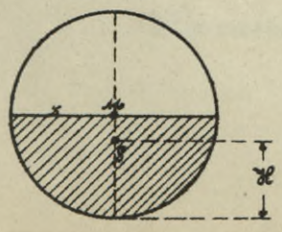
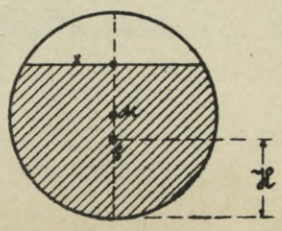


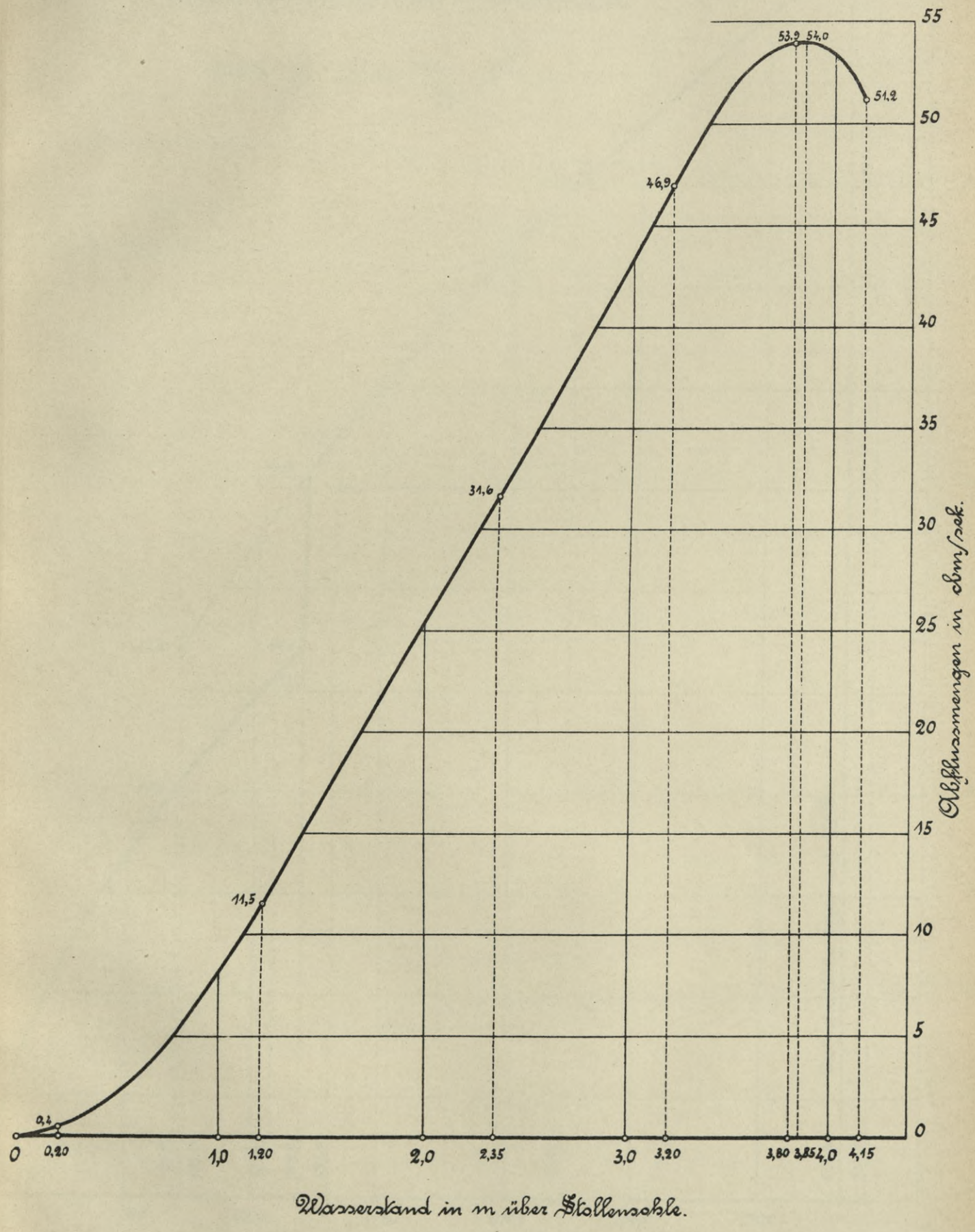
Abb. 7.



Anlage 2.

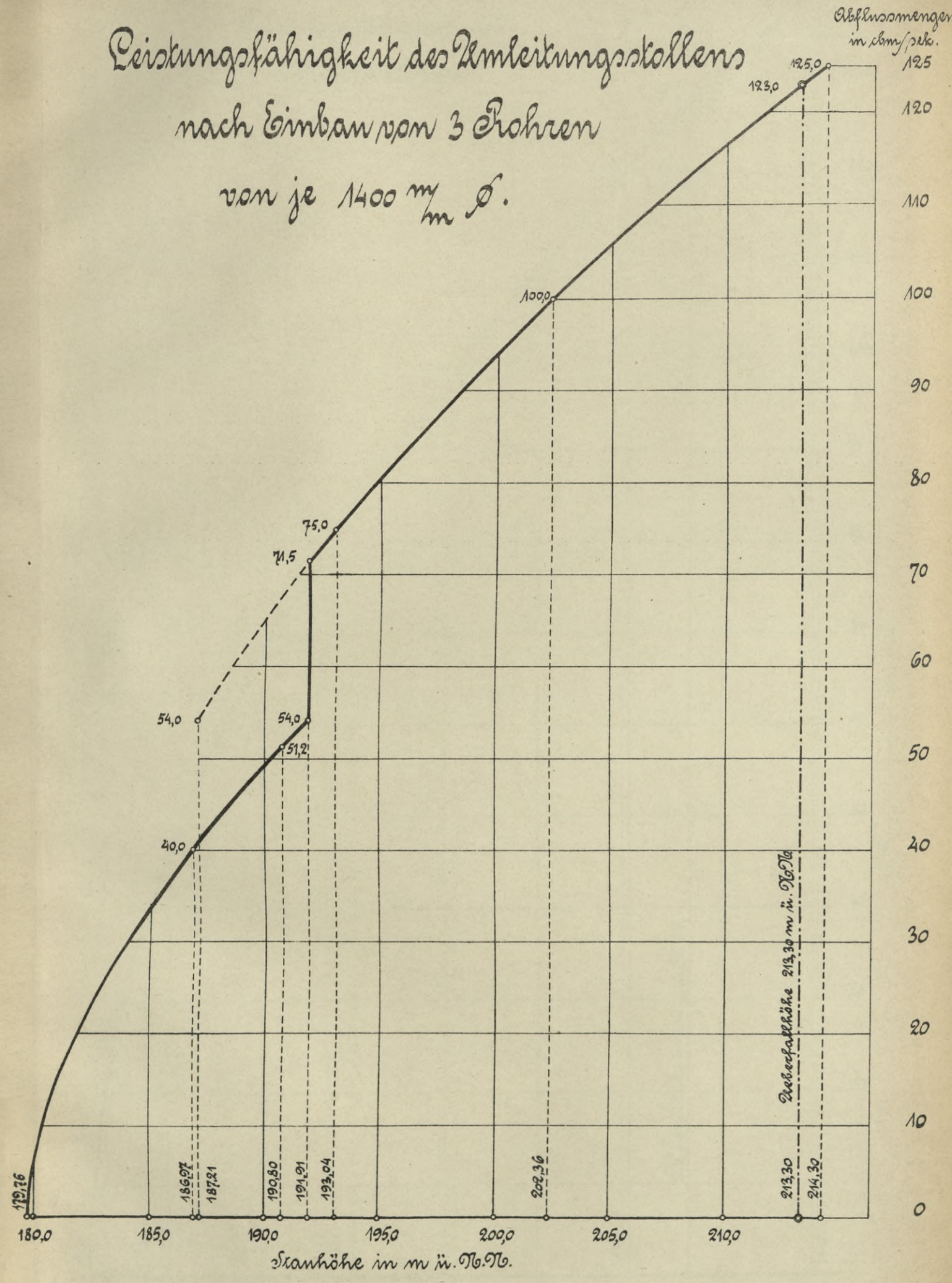
Leistungsfähigkeit des Stollens.

(Ohne Einbau, als offener Kanal.)

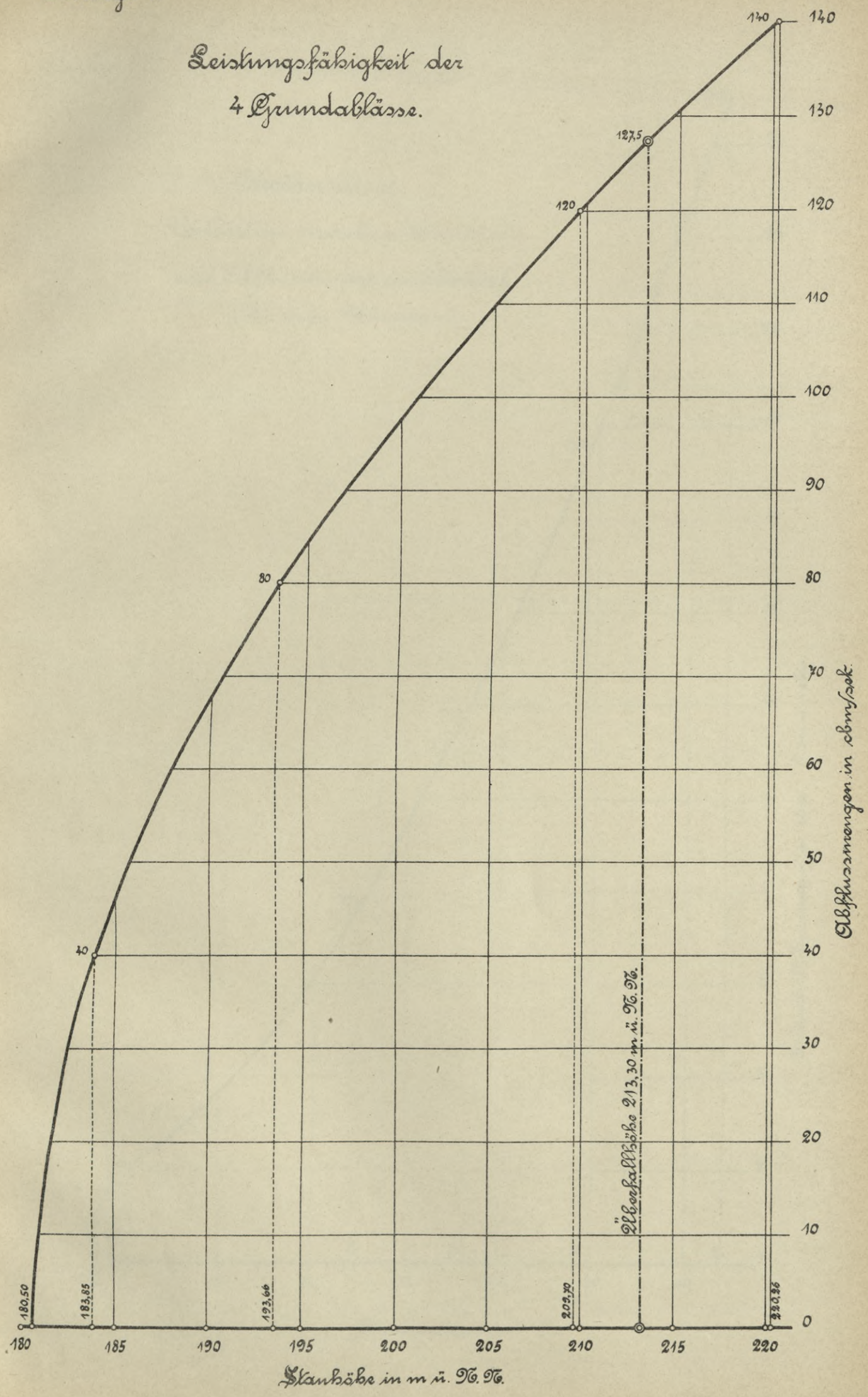


Anlage 3.

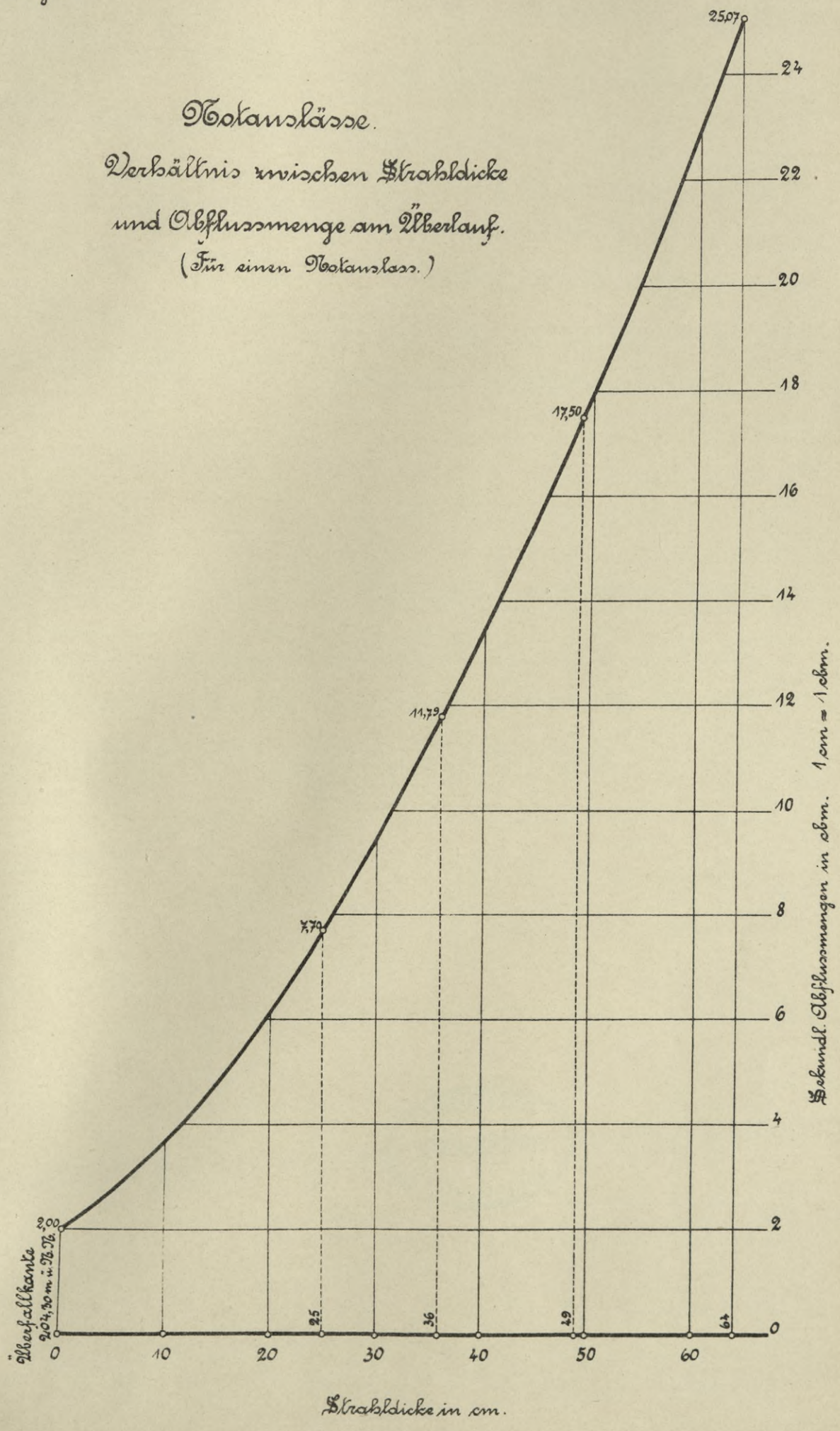
Leistungsfähigkeit des Umleitungsstollens nach Einbau von 3 Rohren von je 1400 m/m Ø.



Anlage 4.


Leistungsfähigkeit der
4 Grundablässe.
140
127,5
120
80
40
180,50
183,85
193,66
203,70
220,36
Oberfallhöhe 213,30 m ü. N. N.
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
Abflußmengen in cbm/sek.
180
185
190
195
200
205
210
215
220
Stauhöhe in m ü. N. N.

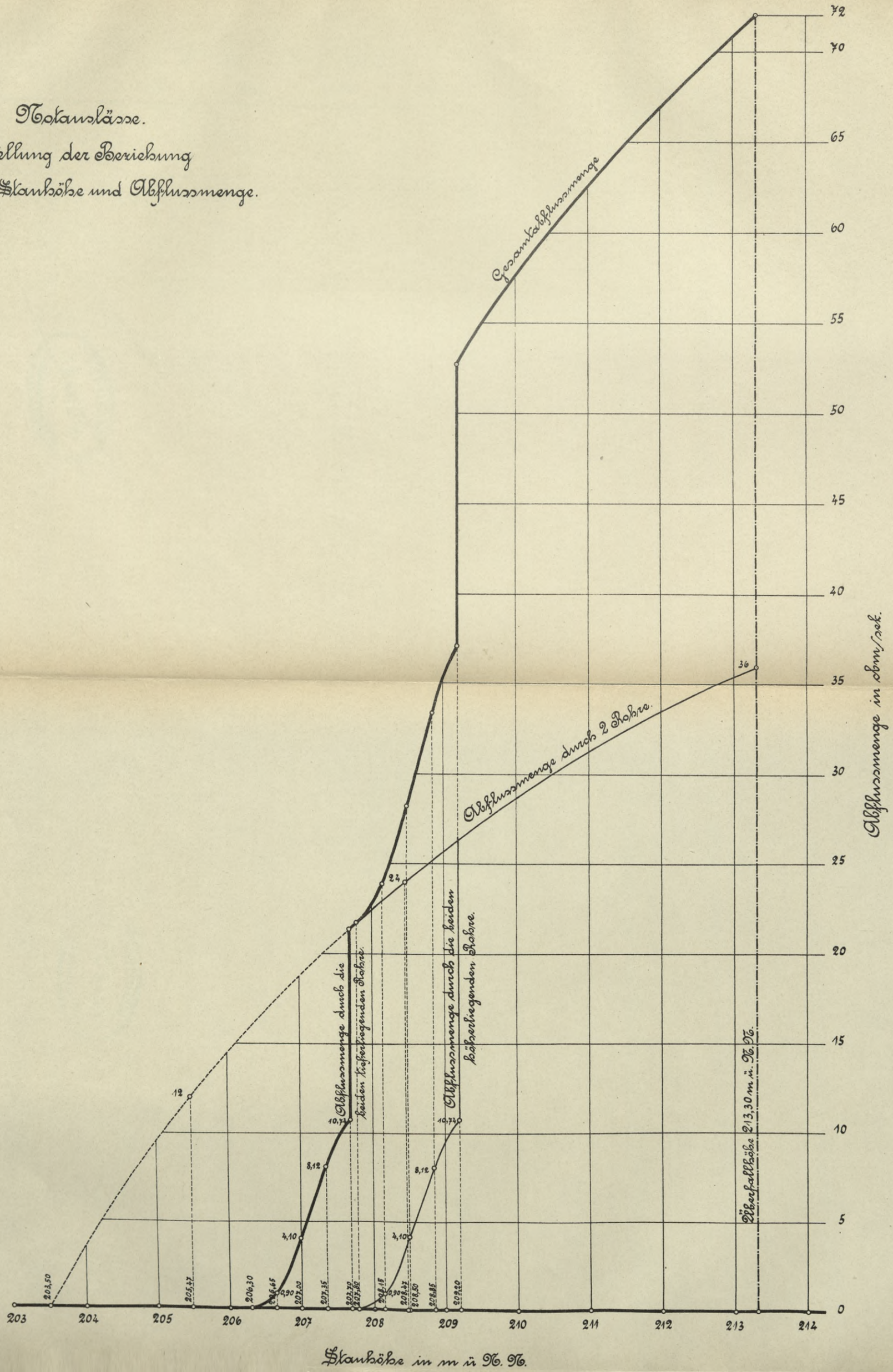
Anlage 5.


Notauslässe.
Verhältnis zwischen Strahldicke
und Abflussmenge am Überlauf.
(Für einen Notauslass.)
25,07
17,50
11,79
7,79
2,00
Überfallkante
204,30 m ü. N.N.
0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
22
24
0
10
20
30
40
50
60
25
36
49
64
Sekundl. Abflussmengen in cbm. 1 cm = 1 cbm.
Strahldicke in cm.

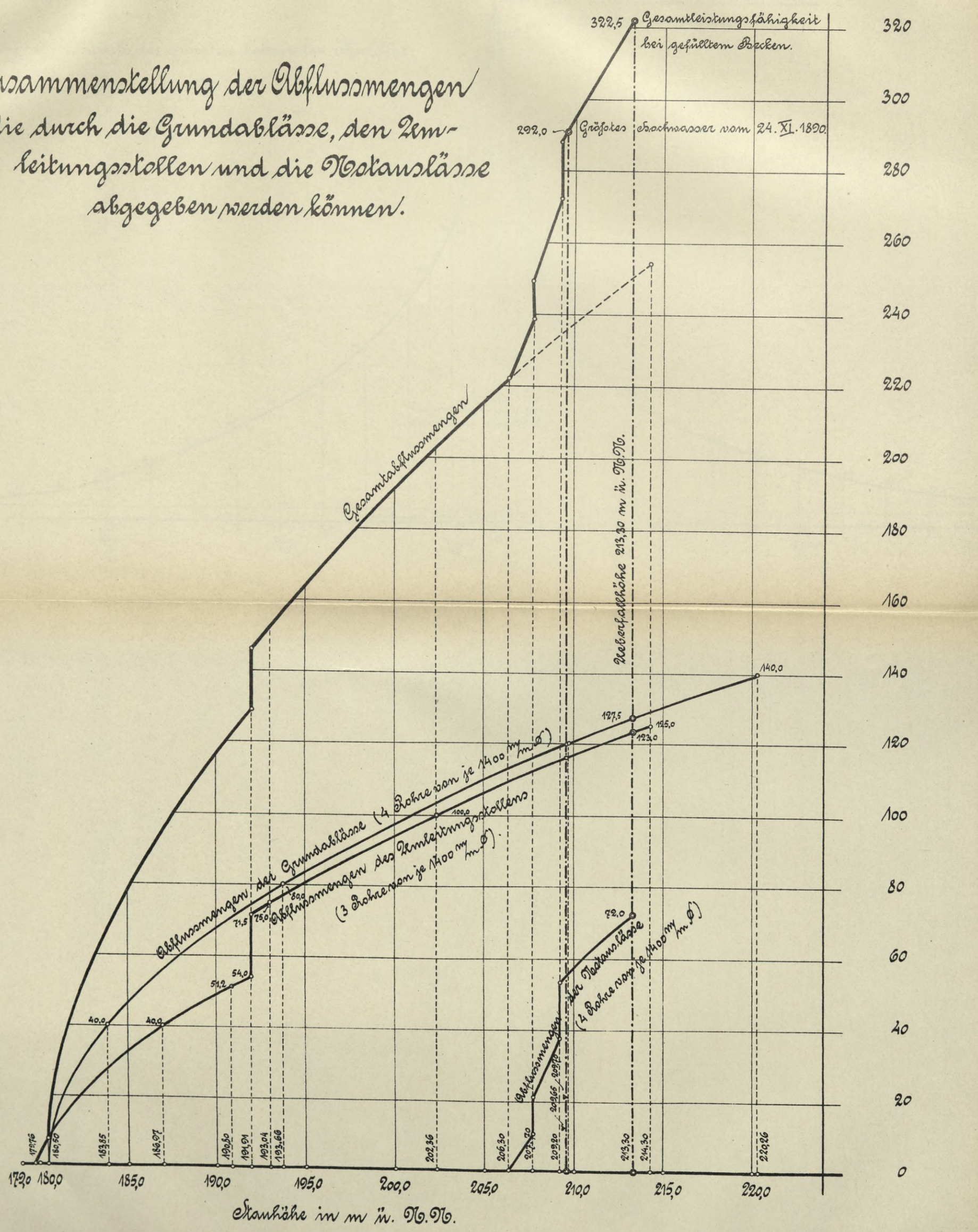
Anlage 6.

Notauslässe.

Darstellung der Beziehung zwischen Stauhöhe und Abflussmenge.

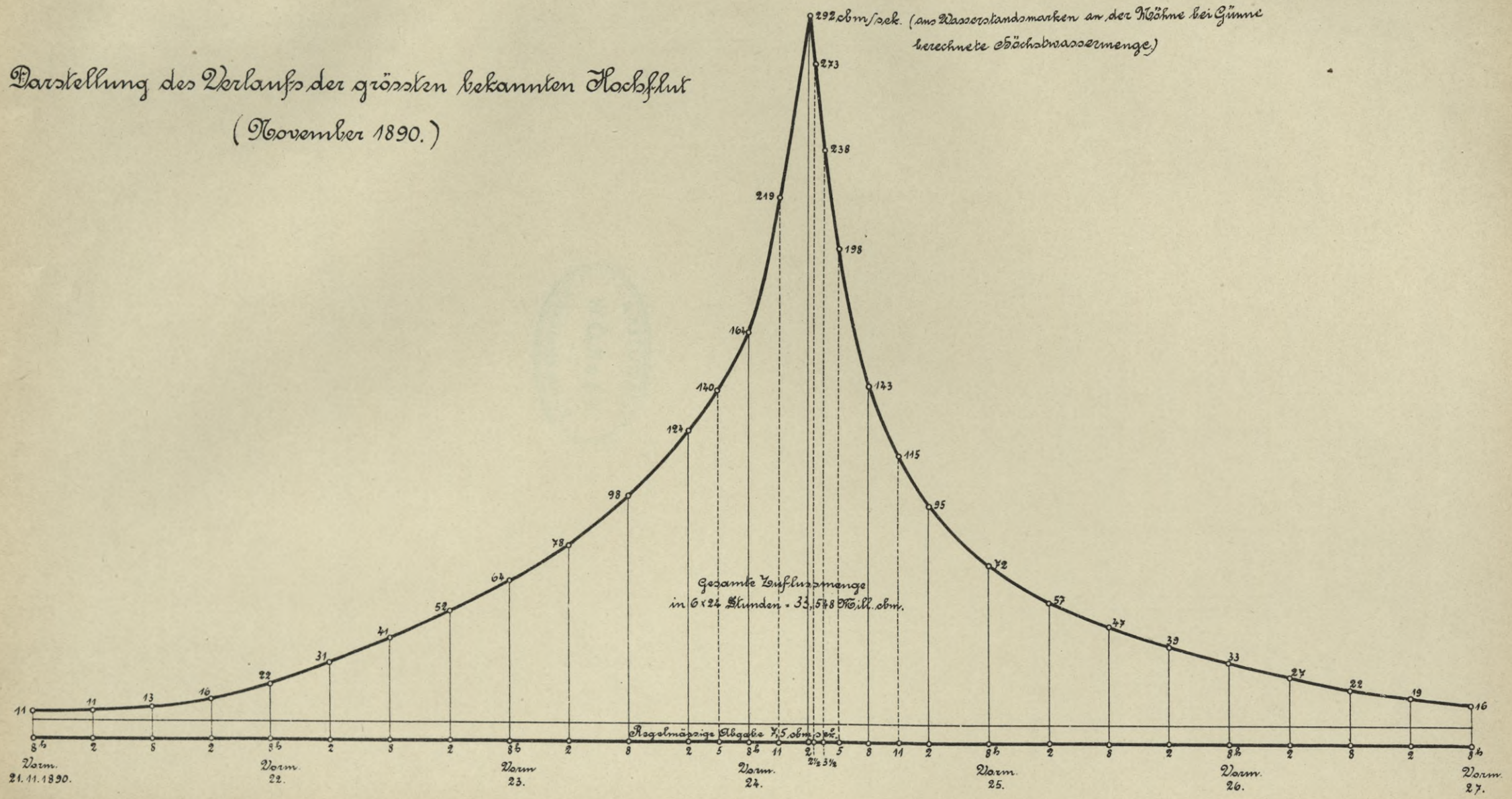


Zusammenstellung der Abflussmengen die durch die Grundablässe, den Zuleitungsstollen und die Notauslässe abgegeben werden können.



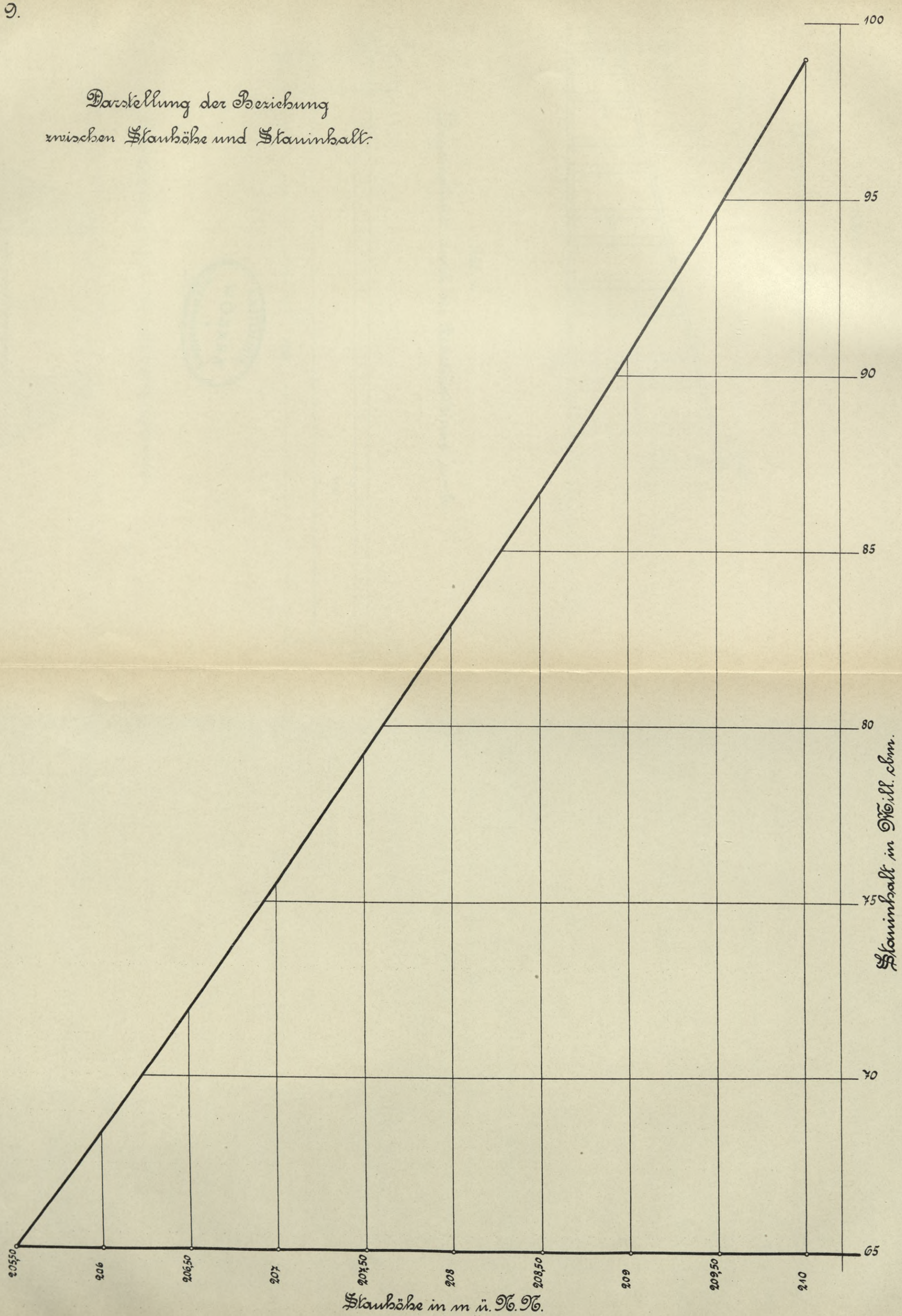
Anlage 8.

Darstellung des Verlaufs der grössten bekannten Hochflut (November 1890.)



Anlage 9.

Darstellung der Beziehung
zwischen Stauhöhe und Stauinhalt.



Anlage 10.

Abb. 1.

Grundriss des Ueberlaufs.

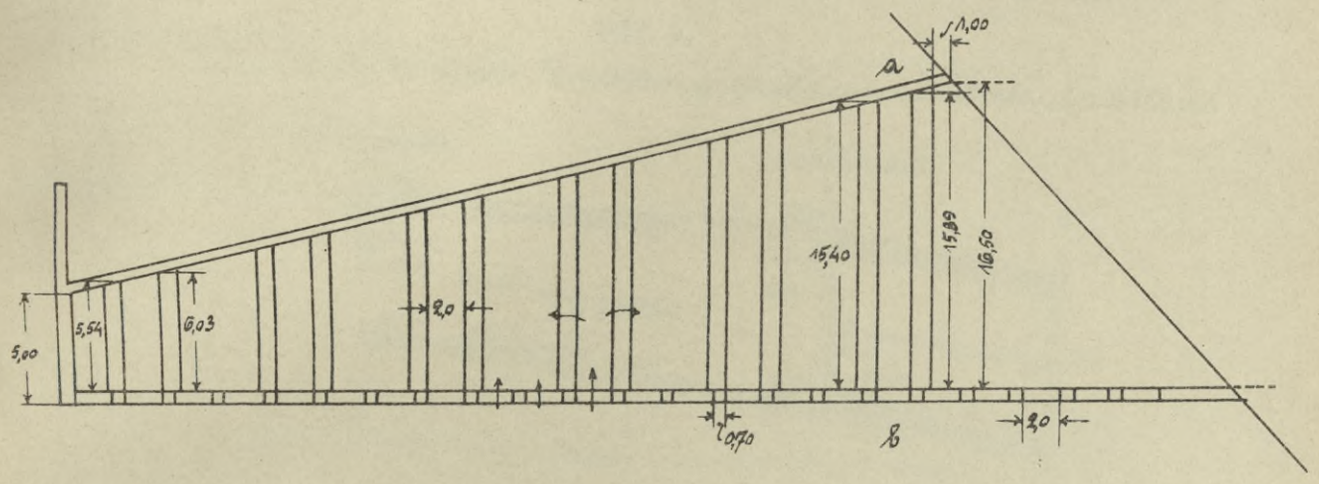


Abb. 2.

Längenschnitt durch die Ueberlaufrinne a–b.

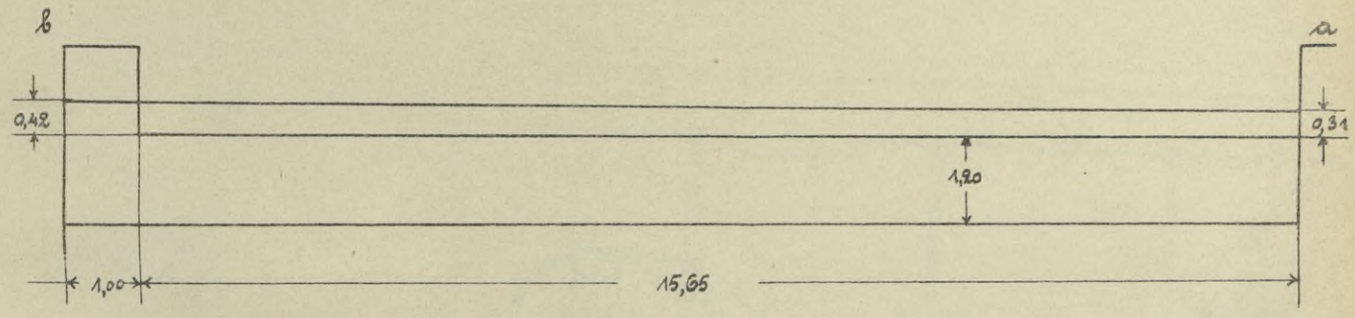
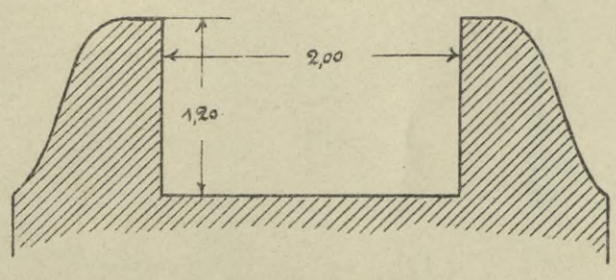


Abb. 3.

Querschnitt durch die Ueberlaufrinne.



Anlage 11.

Abb. 1.

Querschnitt des Umleitungsgrabens.

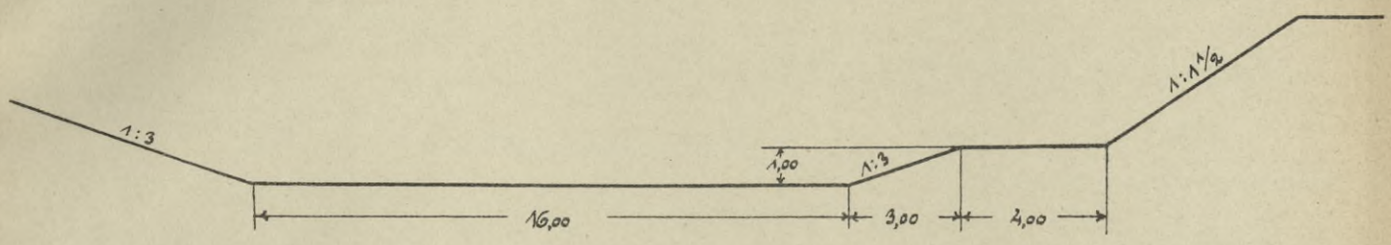


Abb. 2.

Längenschnitt durch Umleitungsgraben und Umlaufstollen.

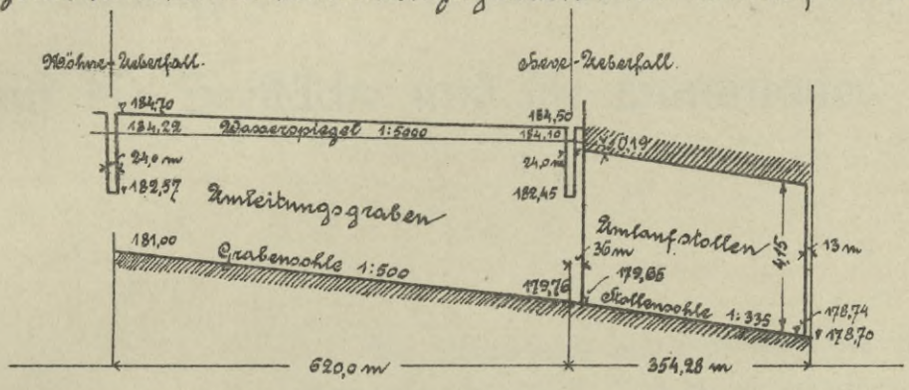
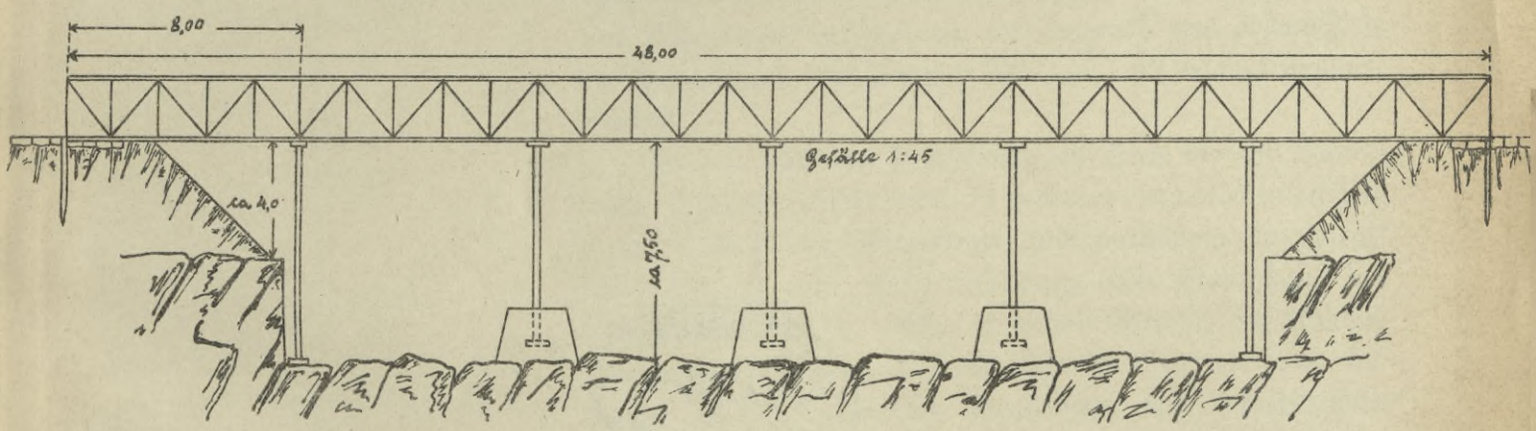


Abb. 3.

Ansicht der schmiedeeisernen Rinne über der Baugrube.



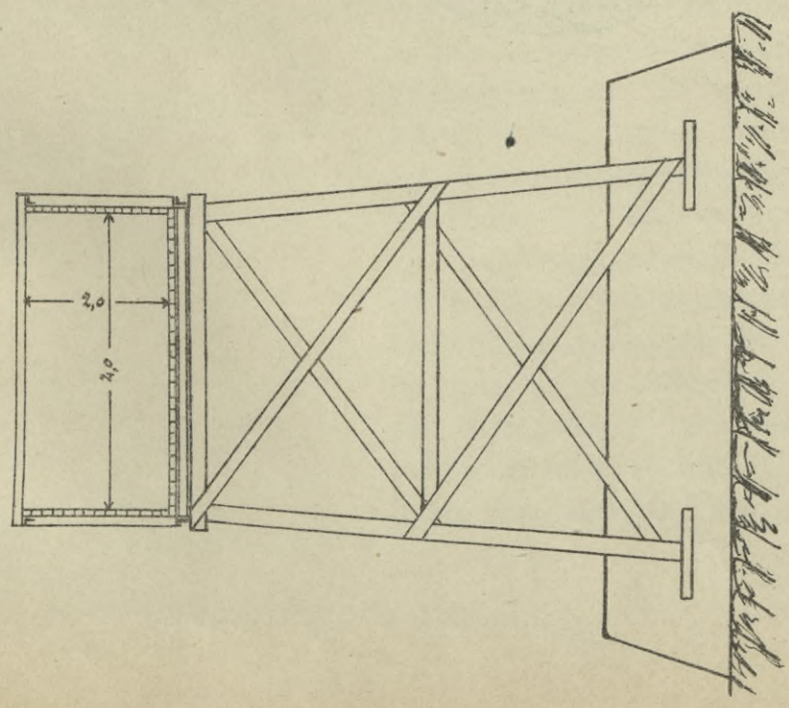


Abb. 4.

Querschnitt durch die Rinne.

Untersuchung über den Einfluß des Windes auf die Seefläche und die Staumauer.

Die Mauerkrone der Möhnetalsperre liegt nach dem Entwurfe zum zweiten Teile der Bauarbeiten vom Juli 1908 auf Ord. 214,50, die Überlaufkante an beiden Talseiten bei einem Inhalt von 130 Mill. cbm auf Ord. 213,30. Der Abstand von Wasserspiegel und Mauerkrone beträgt also bei gefülltem Becken **1,20 m.** Im allgemeinen Entwurf vom 20. April 1906 war der Abstand von Überlaufkante und Mauerkrone zu 0,85 m, im Entwurf zum ersten Teile der Bauarbeiten vom Januar 1907 zu 1,00 m angenommen worden.

Da der statischen Berechnung ein Stau bis zur Mauerkrone zugrunde gelegt wird, so bedeutet ein verhältnismäßig großer Abstand von Mauerkrone und normalem Stauspiegel einen Verzicht auf einige Millionen cbm Stauinhalt, der sehr unerwünscht ist. Man ist daher bestrebt, den Abstand soweit einzuschränken, als die Betriebssicherheit ohne Bedenken zuläßt. Bei der Bemessung des erforderlichen Spielraums zwischen Mauerkrone und Wasserspiegel kommt es nun in hohem Grade auf die Lage des Staubeckens zur Windrichtung an. Es wurde daher versucht, das zur Beurteilung dieser Frage erforderliche Material zu sammeln und den wahrscheinlichen Einfluß des Windes auf Seefläche und Mauer der Möhnetalsperre zu untersuchen.

Dem Entgegenkommen des Herrn Professor Dr. Henze, des Vorstehers der meteorologischen Station in Arnsberg, deren Messungsergebnisse für die Beurteilung der Verhältnisse im benachbarten Möhnetal sehr geeignet sind, verdankt der Unterzeichnete die nachstehende Tabelle der monatlichen Windstärkenmaxima in Arnsberg für die zwölf Jahre von 1895 bis 1906. (Tabelle 1.)

Tabelle 1.

Monatliche Windstärken-Maxima der Jahre 1895—1906 in Arnsberg i. W.,

beobachtet und festgestellt vom Meteorologischen Beobachter Prof. A. Henze.

(Nach der Beaufort'schen Skala.)

Monat	1895	1896	1897	1898	1899	1900	1901	1902	1903	1904	1905	1906
Januar	SW_6 (22., 24.)* NE_6 (30.)	S_8 (15.) W_{10} (16.)	W_8 (26.)	SW_9 (30.) W_9 (31.) NW_9 (31.)	S_{10} (12., 13.) W_{10} (13.) NW_8 (17.) SW_8 (19.)	S_9 (15.) NW_8 (25.) SW_9 (20.) W_8 (18., 22., 23., 25.)	W_{10} (21., 27.) NW_{10} (28.) S_8(19., 20.) SW_8(20., 27.)	W_{10} (2.) SW_9 (4.) S_{10} (24.)	SW_9 (3., 8.) E_9 (13.) W_9 (29.) S_8 (2., 9.)	S_{10} (28.) SW_{10} (14.) W_9 (15.)	W_{11} (7.) E_8 (15., 16.) NW_{11} (7.) SE_8 (16.) S_8 (17.)	SW_{11} (19.) W_{10} (7.) S_{11} (19.)
Februar	E_6 (16.)	E_6 (22.) W_6 (28.)	W_{10} (21., 26.) SW_8 (25.) S_8 (9.)	W_{10} (2.) SW_8 (2.)	S_9 (10.) SW_9 (12.)	S_{10} (20.) SW_{10} (18.) SE_8 (11.) W_8 (16.)	W_8 (16.) S_8 (27.)	E_9 (1.) S_8 (27.)	W_{10} (9., 24.) SW_{10} (22., 26., 28.) S_{10} (25., 27., 28.)	S_{10} (9., 13., 17.) SW_{10} (10., 11.) W_{10} (11.)	NW_{10} (2.) W_{10} (2.) SW_9 (19.) E_8 (28.) S_{10} (27.)	S_{11} (10., 11.)
März	SW_{10} (24.)	W_{10} (7., 27.) SW_{10} (5., 6.) NW_{10} (12.) S_{10} (3.)	S_{10} (3.) W_{10} (19.) SW_8 (3., 18., 27.)	SW_8 (2.)	W_8 (2., 29.) NW_8 (20.) S_9 (26.) SW_8 (23., 29.)	NW_8 (13.) E_8 (22.)	SW_9 (3.) E_8 (10., 20.) NE_9 (21., 22.) S_{10} (30.)	W_9 (9.) SW_{10} (15.) S_{11} (30.)	SW_{10} (1.) S_{10} (2., 3., 28.) W_{10} (28.)	E_8 (24.) S_8 (29.)	W_8 (8., 25.) S_{10} (9., 11., 14., 15.) NW_8 (8.)	W_{11} (9.) SW_{10} (5., 8., 17.) S_{10} (15.)
April	SW_8 (6.)	SW_8 (11., 29.) NW_8 (23., 30.)	W_8 (18.)	SW_8 (11., 12.) S_8 (29.)	W_8 (8., 9.) S_9 (14.) SW_8 (14.)	W_{10} (13., 16.) NW_{10} (13.) S_9 (11.) SW_8 (15., 16.	S_9 (1.) W_9 (1.) SE_8 (24.) SW_8 (1., 8., 10., 15.)	W_{10} (4.) SW_8 (4.) SE_8 (15.) E_9 (28.)	SW_{10} (15.) W_{10} (15.) NW_{10} (7.)	S_9 (3., 6.) SW_{10} (7.) SE_8 (20.) W_9 (6., 10.)	SW_{10} (2.) W_{10} (3.) **NW_{12}** (6.) S_8 (9.) N_8 (6.)	SE_9 (4.) SW_8 (22.) NW_8 (24.) S_{10} (28.)
Mai	SE_8 (7.) E_8 (8.) NW_8 (15.)	NE_6 (3.) E_6 (9.) W_6 (20.)	SW_{10} (10.)	SW_{10} (3.) W_8 (13.) S_{10} (14.) NW_8 (6.)	SW_8 (16., 20.) S_8 (17.)	SE_8 (6) E_8 (14.) NW_8 (19.) S_8 (22.)	SE_8 (21.) E_8 (22.) S_8 (30.) NE_8 (23., 24.)	SW_8 (16.) W_8 (17.) S_8 (28.) NW_8 (29.)	S_{10} (6.) SW_8 (5.) NE_8 (26.)	SW_8 (2.) S_9 (2., 17.) W_9 (31.)	S_{10} (2.) E_9 (16.) W_{10} (31.)	W_{10} (25.) SW_9 (28.)
Juni	NE_6 (7.) SW_6 (17.)	NW_8 (29.) SW_8 (30.)	S_8 (18., 19.)	SW_6 (1.)	N_6 (13.) SE_6 (20.) NW_6 (27.)	S_8 (20., 22.) NW_8 (20.) SW_9 (22.) W_8 (27.)	W_9 (13.) SW_8 (17.)	SW_9 (6.) S_8 (13.) SE_8 (26., 27.)	E_{10} (8.) S_9 (16.) SW_8 (18.) NW_8 (29.)	W_9 (18.) SW_{10} (28.)	E_8 (11.) N_8 (23.)	S_{10} (1.) SW_9 (29.) W_{10} (30.)
Juli	S_8 (20., 24.) W_8 (12., 13.)	W_8 (2., 4.)	W_8 (23.) NW_8 (25.) SW_8 (26.)	SW_8 (3., 23.) W_8 (3.) S_8 (24.)	S_8 (1.) SW_8 (4.)	NW_{10} (2., 29.)	SE_8 (26.) S_8 (26.)	SW_{10} (27.) S_8 (27.)	SW_{10} (7., 29.) NW_9 (12.) S_9 (28.)	SW_6 (3.)	W_8 (10., 30.) NW_{10} (19.)	SW_4 (21.)
August	S_8 (4.) W_8 (14.) SW_{10} (6.) NW_{10} (8.)	W_8 (26.)	W_{10} (9.) SW_8 (9., 31.)	SW_{10} (7.)	W_6 (16., 17., 18.) NW_6 (19.) SW_6 (31.)	SW_{11} (4.) W_{10} (4.)	N_8 (2.) S_8 (10.) SW_9 (26., 27.)	SW_8 (27.)	S_8 (14.) SW_{10} (18., 31.) W_9 (1., 10.)	W_{10} (15.) S_{11} (18.) SW_{10} (18.)	W_8 (19.) SW_9 (23., 27.) S_9 (29.)	W_{10} (25., 26.) NW_8 (6., 27.) S_8 (25.)
September	SW_4 (4., 11., 12.) W_4 (13.) SE_4 (22.) NW_4 (13.)	W_{10} (19., 24.) SW_8 (23.) S_{10} (25.)	SW_8 (2., 5., 18.) W_8 (4.)	SE_6 (18.)	S_9 (7., 22., 27.) W_9 (24.) NW_8 (9.) SW_9 (27.)	S_8 (24.)	E_8 (4.)	S_9 (3.) W_8 (13.) SW_8 (16., 17.)	S_{10} (5., 9., 11.) W_{10} (11.) SW_{10} (11.)	NW_5 (4.) SE_5 (5.) E_6 (19., 20., 21.)	W_{10} (4.) S_{10} (7.) SE_8 (18.)	W_8 (6.)
Oktober	W_{10} (2., 16.) SW_{10} (7.) E_8 (24.) S_8 (13.)	W_8 (5.) S_{10} (25.) SW_{10} (29.)	S_8 (15.)	S_{10} (30.) NW_8 (25.) SW_8 (30.)	SW_{10} (30.) NW_{10} (12.) W_8 (13., 14.) S_8 (1., 2.) SE_8 (16., 17.)	W_{10} (3., 15.) S_{10} (27.) SW_{10} (28.)	**W_{12}** (6.) SW_8 (6., 9.) SE_8 (31.)	SW_8 (15., 16., 17.) S_8 (15., 16.)	S_{10} (6.) W_{10} (7.) SW_9 (10.)	SW_{10} (6.) W_{11} (6.) S_8 (2., 17.)	W_{10} (15.) SW_8 (15.) S_9 (31.)	S_{10} (3.)
November	S_{10} (6.) SW_{10} (4.) W_8 (2., 3.)	W_4 (3.) S_4 (15.) E_4 (25., 29.) SE_4 (24., 30.)	SW_8 (27., 28., 29.) NW_8 (29.)	S_9 (3.) SW_8 (3.)	S_{10} (4.) SW_{10} (11.) W_{10} (12.)	S_9 (15., 16.)	SE_9 (1.) S_9 (13.) SW_9 (14.) W_9 (19., 20.)	SE_8 (6.) SW_8 (9.) E_8 (17., 18., 19.)	W_{10} (21.) S_{10} (24.)	W_{10} (9.) SW_{10} (9.) NW_{11} (10.) S_{10} (23.)	SE_9 (5.) S_{10} (6., 23.) SW_{11} (27.)	S_{11} (17.) SW_9 (30.)
Dezember	SW_{10} (5.) W_{10} (6.) NW_8 (6.) S_8 (12., 13.)	S_8 (5., 28.)	S_{10} (8.) W_{10} (11.) SW_8 (7.)	SW_{10} (2.) S_{10} (27., 28.) NW_9 (15.)	S_{10} (29.) W_9 (5.) SW_8 (4.) SE_8 (7.)	W_{10} (6.) S_9 (4.) SE_8 (31.) SW_9 (28., 29.)	SW_{10} (8.) W_{10} (9.) S_{10} (13., 25.)	SW_{10}(16., 17., 25., 26.) W_9 (18.) NW_9 (18.)	S_9 (9., 10.)	S_{10} (6., 7.) W_{11} (30.) NW_9 (31.) SW_{10} (30.)	S_8 (28.)	S_9 (2.) SW_9 (13.)

Anmerkungen: * Die Zahlen in den Klammern bedeuten das Datum.
NB. Bei den starken Winden sind auch immer die nächst kleineren Skalawerte angeführt, soweit dieselben vorhanden waren.

Die nachstehende Tabelle 2 ist ein Auszug aus Tabelle 1.

Tabelle 2.

Windrichtung	Häufigkeit des monatlichen Windstärken-Maximums	Summe der größten monatlichen Windstärken	Mittlere größte monatliche Windstärke	Größte absolute Windstärke und deren Häufigkeit	Länge des Seespiegels (siehe Lageplan) km	Bemerkungen
		in 12 Jahren nach der Beaufort-Skala; 12 = Orkan				
	für die betreffende Richtung des Windes					
1	2	3	4 = Sp. 3 / Sp. 2	5	6	7
N	4 mal	30	7,5	8 (3 mal)	—	Beobachtungszeit: Januar 1895 bis Dezember 1906 (12 Jahre). Für SSE Länge der Seefläche 1,90 km, für SSE zu S desgl. 3,05 km.
NE	8 „	60	7,5	9 (2 „)	—	
E	29 „	218	7,5	10 (1 „)	0,95	
SE	25 „	188	7,5	9 (3 „)	1,95	
S	129 „	1176	9,1	11 (6 „)	0,95	
SW	141 „	1224	8,7	11 (3 „)	—	
W	109 „	979	9,0	12 (1 „)	—	
NW	44 „	375	8,5	12 (1 „)	—	

Man kann aus Tabelle 1 und 2 folgendes entnehmen:

Die größte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten starker Winde besteht für die Richtung SW, in zweiter Linie für die Richtungen S und W; für die Richtungen N, NE, E und SE ist das Auftreten starker Winde verhältnismäßig selten. Auch ist die durchschnittliche größte monatliche Windstärke für diese Richtungen mit 7,5 verhältnismäßig am niedrigsten.

Orkanartige Winde von der Stärke 12 sind für die Beobachtungsstelle Arnsberg in den letzten 12 Jahren nur für die Richtungen W und NW je einmal beobachtet worden.

Die Längsrichtung der Sperrmauer der Möhnetalsperre steht lotrecht zur Richtung SE, die nach der Tabelle 2 verhältnismäßig selten stärkere Winde aufweist, auch ist die größte Windstärke für diese Richtung ungefährlich. Die südlichen Winde, die häufiger und zeitweise stärker sind, treffen nur die nördliche Ecke der Sperrmauer, und zwar spitzwinklig, werden also voraussichtlich keinen starken Wellenanprall hervorrufen. Von orkanartigen Winden (Stärke 12) bleibt die Seeseite der Sperrmauer vollständig verschont. (Vgl. die beigefügte Lageplanskizze.)

Von Interesse ist ein Vergleich der verschiedenen Lagen der einzelnen Sperrmauern des Ruhrgebiets hinsichtlich der Windrichtung und Gefährdung durch Wellenschlag. (Tabelle 3.)

Tabelle 3.

Name der Talsperre	Die Mauer wird senkrecht getroffen von Winden aus der Richtung	Der genannte Wind bestreicht die Seefläche	Die Mauer liegt hinsichtlich der Gefahr des Wellenschlages
Öster-Talsperre .	WSW	ganz	ungünstig
Glör- „ .	SW	„	„
Henne „ .	W	teilweise	wenig günstig
Lister- „ .	SW	„	„ „
Ennepe- „ .	S	„	mittel „
Heilenbecke- „ .	S	ganz	„ „
Verse- „ .	S	teilweise	„ „
Füelbecke- „ .	S	„	„ „
Möhne- „ .	SE	„	günstig
Jubach- „ .	E	„	„
Haspe- „ .	E	„	„

Die genannten Talsperren haben, soweit sie vollendet sind, den orkanartigen Wind von der Stärke 12 aus Richtung NW am 6. April 1905 bei voller Füllung bestanden. Dabei sind nur am Ufer der Glörtalsperre kleinere Beschädigungen eingetreten, indem einige Wellen über die südliche Ecke der Sperrmauer überschlugen und den Umleitungsweg an dieser Stelle beschädigten. Der Wasserstand bei gefülltem Becken liegt bei dieser Talsperre nur 60 cm unter Mauerkrone. An demselben Tage sind an den anderen Talsperren keine Beschädigungen eingetreten, obwohl Verse- und Hasperspere ebenfalls bis 60 cm unter Mauerkrone gefüllt waren (die übrigen Talsperren besitzen einen größeren Spielraum von 1,00 m zwischen Stauspiegel und Mauerkrone). Diese Erfahrung zeigt, wie sehr es auf die Lage des Sperrbeckens zur Windrichtung ankommt.

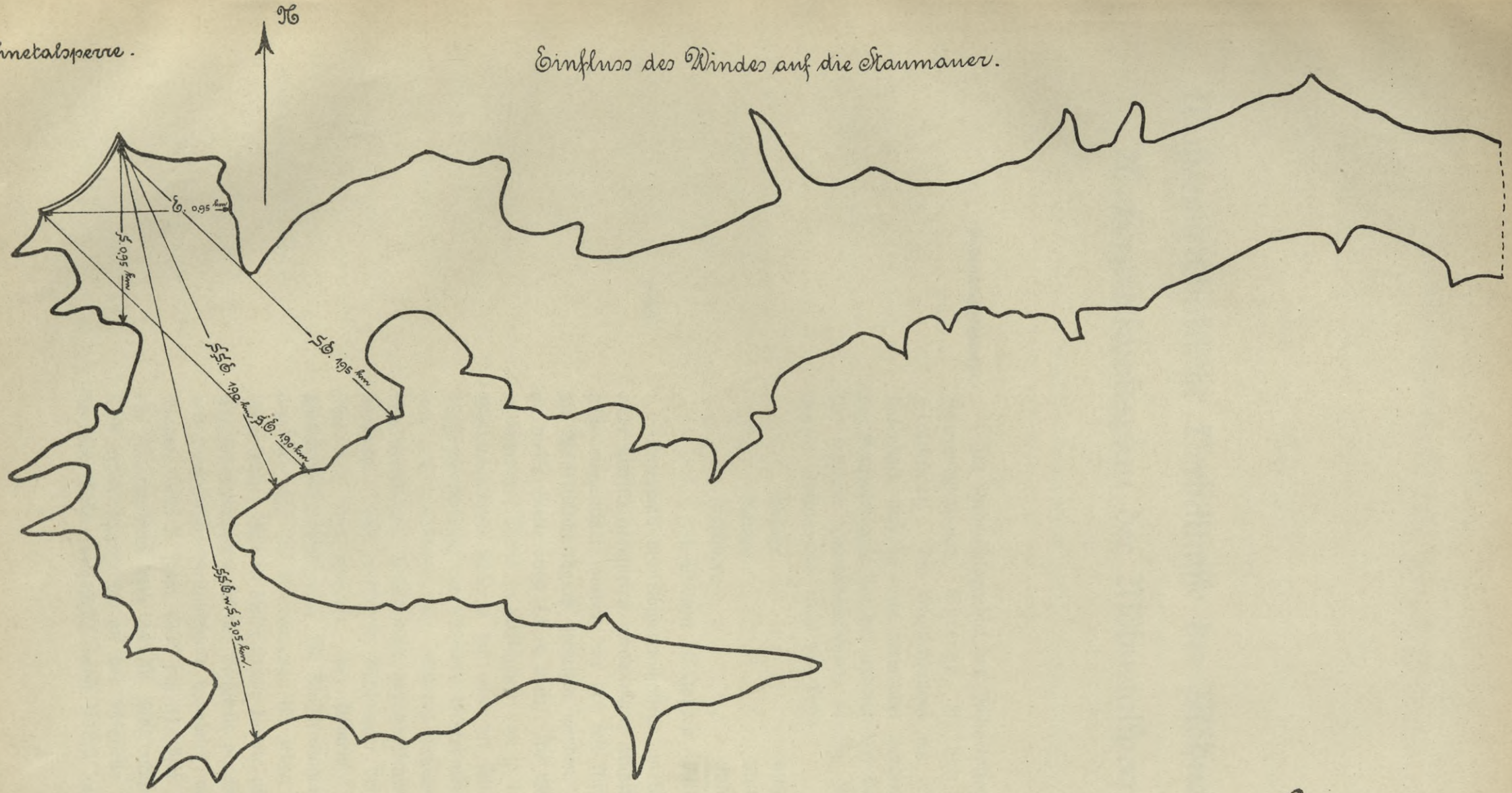
Jedenfalls darf ausgesprochen werden, daß die Möhnetalsperre durch Wellenschlag verhältnismäßig wenig gefährdet sein wird, da der Abstand des Wasserspiegels von der Mauerkrone selbst bei einem Aufstau von 130 Mill. cbm noch 1,20 m betragen wird, die Wellen auf einen großen Teil der Kronenlänge nicht auf Mauerwerk treffen, sondern über die Kante des Notüberlaufs ablaufen, und vor allem, weil die Winde aus den beiden gefährlichsten Richtungen W und NW nicht die Wasserseite der Mauer treffen.

Essen, im Juli 1908.

Link,
Regierungsbaumeister a. D.

Möhnetalsperre.

Einfluss des Windes auf die Staumauer.



M. 1:25000.

Essen, im Januar 1908.

Link

Regierungsbaumeister a. D.

Wasserwirtschaftliche Verhältnisse der Möhne und Wasserwirtschaftsplan der Möhnetalsperre.

Niederschlagverhältnisse. Im Niederschlaggebiet der Möhnetalsperre liegen vier Regenmeßstationen, Suttrop, Rüthen, Belecke und Hirschberg. Die Beobachtungen von Suttrop sind so lückenhaft, daß sie nicht verwendet werden können. Aus den Beobachtungen auf den anderen drei Stationen ergaben sich folgende Durchschnittswerte für die Regenmengen in den 10 Jahren von 1896 bis 1905:

Belecke	898 mm
Rüthen	950 „
Hirschberg	995 „
i. M. von 10 Jahren	**948** mm.

Abfluß. Unterhalb der Absperrungsstelle im Möhnetal ist an einer hierfür geeigneten geradlinigen Flußstrecke eine Meßstelle eingerichtet worden, an der seit Anfang Juni 1906 die Wasserstände täglich gemessen werden. Die Möhne ist an dieser Stelle etwa 14 m breit. Im Meßprofil wurden in bekannter Weise in Abständen von je 1 m mittels des Woltmann'schen Flügels die von der Flußsohle bis zur Wasserspiegelfläche zunehmenden Geschwindigkeiten gemessen und aus Querschnitt und mittlerer Geschwindigkeit die bei dem betreffenden Wasserstand vorüberfließende Wassermenge bestimmt. Aus mehreren Messungen bei möglichst verschiedenen Wasserständen (bei kleinem, mittlerem und Hochwasser) wurde dann die Wassermengenkurve ermittelt, aus der man die Abflußmenge für jeden Wasserstand ablesen kann. Mittels dieser Kurve konnte aus den täglichen Pegelbeobachtungen an der Meßstelle der Gesamtabfluß für den betrachteten Zeitabschnitt berechnet werden. Für die Monate vom 1. Juni 1906 bis 31. Mai 1907 ergab sich ein Gesamtabfluß von 243,46 Mill. cbm (vgl. Blatt 1). Das Niederschlaggebiet an der Meßstelle ist 420,8 qkm, an der Absperrungsstelle selbst 416,0 qkm groß. Die

Zuflußmenge des künftigen Staubeckens für die genannte Zeit beträgt also:

$$\frac{243{,}46 \,.\, 416{,}0}{420{,}8} = 240{,}68 \text{ Mill. cbm.}$$

Diese Zahl kann nicht ohne weiteres als mittlerer Jahresabfluß der Möhne betrachtet werden, da die Abflußmengen der einzelnen Jahre zu sehr von einander abweichen. Im Ruhr- und Wuppergebiet übersteigt der größte beobachtete Jahreszufluß den mittleren eines längeren Zeitraums um etwa 30 v. H., während im trockensten Jahre nur etwa 80 v. H. des mittleren Abflusses gemessen wurden. Die größte und die kleinste Jahreswassermenge können also bis zu 50 v. H. des mittleren Abflusses voneinander abweichen. Die oben ermittelte Jahresmenge ist deshalb mit dem Abfluß benachbarter Gebiete zu vergleichen, für die sowohl Messungen für die gleiche Beobachtungszeit, als auch für langjährige Perioden vorliegen, worauf man aus dem Verhältnis beider Schlüsse auf den wahrscheinlichen mittleren Abfluß des Möhnegebiets ziehen kann. Als solche Gebiete standen das Zuflußgebiet der Remscheider Talsperre mit 19jähriger und das Ruhrgebiet selbst mit 24jähriger Beobachtungszeit zur Verfügung.

Bei den Zuflüssen des Remscheider Stauweihers beträgt die mittlere Abflußmenge als Mittel 19jähriger Beobachtungen 3,691 Mill. cbm; die Abflußmenge für die Zeit vom 1. Juni 1906 bis 31. Mai 1907 betrug 3,366 Mill. cbm. Hieraus ergibt sich die wahrscheinliche mittlere Zuflußmenge der Möhnetalsperre zu:

$$\frac{3{,}691 \,.\, 240{,}68}{3{,}366} = 263{,}9 \text{ Mill. cbm.}$$

Für die Ruhr bei Mülheim betrug die Abflußmenge für die betrachtete Zeit vom 1. Juni 1906 bis 31. Mai 1907 nach Zuschlag der durch die Pumpwerke entnommenen und nicht wieder zurückgeflossenen Wassermengen 2726 Mill. cbm, die mittlere Abflußmenge als Mittel 24jähriger Beobachtungen (ebenfalls nach Zuschlag der durch die Pumpwerke entnommenen Wassermengen) 2814 Mill. cbm. Demnach ist die mittlere jährliche Abflußmenge der Möhne an der Baustelle, nach den Verhältnissen der Ruhr ermittelt:

$$\frac{240{,}68 \,.\, 2814}{2726} = 248{,}45 \text{ Mill. cbm.}$$

Ein dritter Weg zur Ermittelung der wahrscheinlichen mittleren Abflußmenge ist der folgende:

Der Gesamtabfluß der Möhne an der Meßstelle betrug nach den Wasserstandsmessungen in der Zeit vom 1. Januar

bis 31. Dezember 1907 226,03 Mill. cbm. Dies entspricht einer Abflußhöhe von:

$$\frac{1000 \,.\, 226{,}03}{420{,}8} = 537 \text{ mm.}$$

Im gleichen, anerkanntermaßen abflußarmen Jahre wurden an den Regenmeßstationen des Zuflußgebiets folgende Niederschlaghöhen beobachtet:

Belecke	780	mm
Rüthen	876	„
Hirschberg . . .	889	„
im Mittel	884	mm;

gegenüber 948 mm des zehnjährigen Mittels.

Die Verlusthöhe, d. h. Niederschlaghöhe weniger Abflußhöhe, für das Staugebiet der Möhnetalsperre ergibt sich hieraus für das Jahr 1907 zu 848 — 537 = 311 mm. Unter Zugrundelegung dieser Verlusthöhe auch für andere Jahre berechnet sich die Zuflußmenge der Möhnetalsperre für ein mittleres Jahr mit 948 mm Niederschlaghöhe zu

$$0{,}001 \,.\, (948 - 311) \,.\, 416 = 265{,}0 \text{ Mill. cbm.}$$

Indessen dürfte die mittlere Verlusthöhe größer als 311 mm sein, sodaß die berechnete mittlere Abflußmenge von 265,0 Mill. cbm voraussichtlich nicht erreicht werden wird.

Als mittlere Abflußmenge des Staugebiets sind also auf drei verschiedenen Wegen 263,9, 248,45 und 265,0 Mill. cbm berechnet worden, woraus sich ein Mittelwert von 259,1 Mill. cbm ergibt. Eine größere Genauigkeit der Abflußwerte kann erst durch mehrjährige Beobachtungen gewonnen werden. Vorläufig soll der niedrigste der drei Werte, nämlich die nach den Verhältnissen der Ruhr ermittelte Abflußmenge von **248,45** Mill. cbm als richtig angenommen werden, die einer Abflußhöhe von

$$1000 \cdot \frac{248{,}45}{416} = 597 \text{ mm,}$$

somit einer Verlusthöhe von

948 — 597 = **351** mm entspricht. Jedenfalls kann aus den bisherigen Beobachtungen gefolgert werden, daß die in dem generellen Entwurf der Möhnetalsperre eingesetzte, vorläufig geschätzte mittlere jährliche Abflußmenge von 230 bis 240 Mill. cbm nicht zu hoch gegriffen war. Sie darf nunmehr unbedenklich zu 240 bis 245 Mill. cbm angenommen werden, mit Schwankungen um etwa 30 v. H. nach oben und 20 v. H. nach unten.*)

*) In der Zeit vom 1. Juni 1907 bis 31. Mai 1908 wurde eine Abflußmenge von 245,85 Mill. cbm an der Meßstelle, entsprechend 243,04 Mill. cbm an der Absperrungsstelle, festgestellt. Nach den Verhältnissen an der Ruhr reduziert ergab sich die mittlere Abflußmenge der Möhne, da das Beobachtungsjahr verhältnismäßig wasserreich war, etwas niedriger, nämlich zu 241,1 Mill. cbm. Im Mittel beider Feststellungen kann die Abflußmenge nunmehr etwa zu $\frac{248{,}5 + 241{,}1}{2}$ = rd. 245 Mill. cbm angenommen werden.

Hochwasser, Mittel- und Niedrigwasser.

Das größte bisher bekannte Hochwasser der Möhne ist im November 1890 aufgetreten; die damals an der Absperrungsstelle abgeflossene Wassermenge ist im Entwurf zum ersten Teil der Bauarbeiten der Möhnetalsperre in eingehender, bereits landespolizeilich nachgeprüfter Berechnung zu **292** cbm/sek ermittelt worden. Das kleinste Niedrigwasser ist weniger wichtig; es kann nach den Verhältnissen an der Ruhr zu 2 l/sek/qkm angenommen werden, also zu 2 . 416 = rd. 830 l/sek. Das Mittelwasser beträgt:

$$\frac{248{,}45}{365 \,.\, 24 \,.\, 60 \,.\, 60} = \mathbf{7{,}9} \text{ cbm/sek.}$$

Besondere auf die Nutzwassermenge des Staubeckens wirkende Einflüsse.

Der Inhalt der Staubecken erleidet merkbare Verluste durch Verdunstung. Nach vielfachen Beobachtungen kann die durch Verdunstung hervorgerufene Verminderung des Inhalts eines Sammelbeckens während eines Jahres zu etwa 900 mm für die Oberfläche bei vollem Inhalt angenommen werden. Andererseits ist zu beachten, daß die auf die Staufläche selbst fallenden Niederschläge dem Inhalt voll zugute kommen, weil sie keine Verluste durch Versickerung, Verdunstung usw. erfahren. Für die Fläche des Staubeckens ist also die sog. Verlusthöhe, die im Möhnetal, wie angegeben, rd. 350 mm betragen dürfte, nicht abzuziehen, sondern dem Inhalt hinzuzurechnen, und es verbleibt ein Verlust von 900 — 350 = 550 mm Höhe für die Oberfläche des Staubeckens. Da diese 1016 ha beträgt, so ist der jährliche Wasserverlust durch Verdunstung zu rd. 5,6 Mill. cbm anzunehmen.

Gegenüber diesem Verlust wird der Inhalt des Sammelbeckens eine nicht unbedeutende Vermehrung dadurch erfahren, daß nicht nur das sichtbar abfließende Wasser, sondern auch der Grundwasserstrom des Möhnetales aufgestaut wird. In steilen Tälern mit undurchlässiger, lehmiger oder toniger Überlagerung des Felsbodens spielt dieser Einfluß keine Rolle. Die Talsohle des Möhnetales ist aber ähnlich ausgebildet wie die des Ruhrtales, unter 1 bis 2 m Lehm folgen 2 bis 3 m grober Kies. In dem 250 m breiten Tale fließt deshalb ähnlich wie im Ruhrtal ein ansehnlicher Grundwasserstrom zu Tal, der durch die Mauer abgesperrt und aufgestaut wird. Die hierdurch gewonnene Wassermenge wird wahrscheinlich größer sein als 5,6 Mill. cbm im Jahre, sodaß angenommen werden darf, daß die erwähnten auf den Inhalt des Sammelbeckens wirkenden ungünstigen und günstigen Einflüsse sich in ihrer Wirkung aufheben.

Ziel der Wasserverbesserung.

Der Ruhrtalsperrenverein hat sich das Ziel gestellt, der Ruhr eine so große Wassermenge aus Talsperren zurückzugeben, als ihr während der

schädlichen Trockentage des ungünstigsten Jahres durch die Wasserwerke dauernd entzogen wird.

Als schädliche Trockentage gelten die, an denen der Wasserstand des Flusses am Pegel zu Mülheim unter + 0,20 herabgeht, entsprechend einer Wassermenge von 19 cbm/sek.

Das ungünstigste bisher beobachtete Jahr war 1904 mit 146 aufeinanderfolgenden Tagen, an denen der Wasserstand unter + 0,20 am Pegel zu Mülheim sank. An den 146 Trockentagen des Jahres 1904 wurden aus der Ruhr durch die Pumpwerke 42,7 v. H. der Jahresmenge entnommen, also 7 v. H. mehr, als nach dem Jahresmittel auf die genannte Zeit entfallen würde.

Für die Berechnung des dauernd entzogenen Wassers ist die Art der Entnahme maßgebend. Es sind zu unterscheiden:

Klasse A, d. h. Wasserwerke, die nach fremden Niederschlaggebieten pumpen, deren Förderung also der Ruhr dauernd verloren geht.

Klasse B, d. h. Wasserwerke, deren Verbrauch innerhalb des Ruhrgebiets liegt. Solche Werke verbrauchen nach Messungen Intze's an den Abwässern von Elberfeld-Barmen etwa 50 v. H. des entnommenen Wassers, der Rest fließt zur Ruhr zurück.

Klasse C, d. h. industrielle Werke, die nach der Ruhr entwässern. Sie verwenden das Ruhrwasser hauptsächlich zur Kondensation und verursachen nach mehrfachen neueren Feststellungen bei Gelegenheit von Schiedssprüchen verhältnismäßig geringe Wasserverluste, weil sie fast alles entnommene Wasser dem Fluß wieder zurückgeben. Der Verlust ist zu 3,5 v. H. bei den großen Eisenwerken festgestellt und soll für die ganze Klasse C zu 5 v. H. angenommen werden.

Im Jahre 1907 gehörten:

Zu Klasse A: 75,8 v. H. der Förderung,
" " B: 14,7 " " " "
" " C: 9,5 " " " "

Im Jahre 1897 waren die betreffenden Zahlen:

Klasse A: 69,0 v. H. der Förderung,
" B: 15,3 " " " "
" C: 15,7 " " " "

Die Förderung nach Klasse B und C hat also seit 1897 zwar ebenfalls zugenommen, aber nicht in dem Maße wie die nach Klasse A. Aus dieser Verschiebung des Verhältnisses der drei Beitragsklassen folgt, daß auch das Verhältnis der Gesamtförderung zum notwendigen Stauinhalt nicht feststeht, sondern sich langsam verändert, und zwar ist der auf eine Mill. cbm der Gesamtförderung zu rechnende Stauinhalt

wegen der besonders starken Zunahme der Förderung nach Klasse A zur Zeit im Wachsen begriffen.

Für die Verhältnisse des Jahres 1907 mit 279,8 Mill. cbm Förderung ergibt sich der notwendige Stauraum wie folgt:

Wasserverlust der Ruhr an 146 Tagen bei Wiederholung einer Trockenperiode gleich der des Jahres 1904:

$$\text{Klasse A: } 0{,}427 \,.\, 0{,}758 \,.\, 279{,}8 = 90{,}6 \text{ Mill. cbm}$$

$$\text{„ B: } 0{,}427 \cdot \frac{0{,}147 \,.\, 279{,}8}{2} = 8{,}8 \text{ „ „}$$

$$\text{„ C: } 0{,}427 \cdot \frac{0{,}095 \,.\, 279{,}8}{2} = 0{,}6 \text{ „ „}$$

$$100{,}0 \text{ Mill. cbm.}$$

Der notwendige Stauinhalt selbst ist etwas größer, da die Sammelbecken nie ganz entleert werden. Als Minimum des verbleibenden Inhalts können nach den Erfahrungen des Jahres 1907 mit sehr später, bis Ende November dauernder Trockenperiode 5 v. H. der vollen Füllung betrachtet werden. Demnach ist der erforderliche Stauinhalt für das Jahr 1907:

$$1{,}05 \,.\, 100{,}0 = 105{,}0 \text{ Mill. cbm.*)}$$

Es könnte der Einwand erhoben werden, daß ein Teil des Inhalts der Talsperren zu Trinkwasserzwecken verbraucht wird, also der Ruhr nicht zugute kommt. Diesem Umstand wird dadurch Rechnung getragen, daß der Wasserverbrauch der eigentlichen Talsperrenwasserwerke (Altena, Haspe und Kreis Schwelm) in der Statistik der Förderung der Ruhrwasserwerke ebenfalls aufgeführt wird, sodaß auch der für diesen Verbrauch erforderliche Ersatz an Stauinhalt im Rechnungsergebnis berücksichtigt ist.

Es sind also zur Zeit für 279,8 Mill. cbm Förderung 105,0 Mill. cbm Stauinhalt bereitzustellen, für 1 Mill. cbm Förderung:

$$1\,000\,000 \cdot \frac{105{,}0}{279{,}8} = \mathbf{375\,000 \text{ cbm.}}$$

Zum Vergleich soll auch der notwendige Stauinhalt für das Jahr 1897 mit 137,3 Mill. cbm Wasserentnahme ermittelt werden.

Schädlich entzogene Wassermengen an 146 Tagen:

$$\text{Klasse A: } 0{,}427 \,.\, 0{,}69 \,.\, 137{,}3 = 40{,}5 \text{ Mill. cbm}$$

$$\text{„ B: } 0{,}427 \cdot \frac{0{,}153 \,.\, 137{,}3}{2} = 4{,}5 \text{ „ „}$$

$$\text{„ C: } 0{,}427 \cdot \frac{0{,}157 \,.\, 137{,}3}{20} = 0{,}5 \text{ „ „}$$

$$45{,}5 \text{ Mill. cbm.}$$

*) Das Fassungsvermögen der 8 bisher fertig gestellten Talsperren des Ruhrgebiets beträgt 32,4 Mill. cbm.

Erforderlicher Stauinhalt:

$$1{,}05 \,.\, 45{,}5 = 47{,}8 \text{ Mill. cbm};$$

für 1 Mill. cbm Förderung:

$$1\,000\,000 \cdot \frac{47{,}8}{137{,}3} = \mathbf{348\,000\ cbm.}$$

Durch die besonders starke Steigerung der Förderung nach Klasse A ist also der notwendige Stauinhalt während der letzten zehn Jahre von 348 000 auf 375 000 cbm für eine Mill. cbm Förderung gewachsen.

Es ist von Interesse zu ermitteln, wie lange die im Bau begriffenen und zur Ausführung bestimmten Talsperrenanlagen im Verein mit den bestehenden der wachsenden Förderung zu genügen vermögen.

Nach Fertigstellung von Möhne- und Listertalsperre sowie der Vergrößerung der Ennepetalsperre um 2,2 Mill. cbm wird der Stauinhalt im Ruhrgebiet betragen:

32,4	Mill.	cbm	der bestehenden Talsperren,
2,2	„	„	der Vergrößerung der Ennepetalsperre,
130,0	„	„	der Möhnetalsperre,
22,0	„	„	der Listertalsperre,

zusammen **186,6** Mill. cbm.

Dieser Vorrat rechtfertigt eine Förderung von $\frac{186{,}6}{0{,}375}$ = **497,6 Mill. cbm.** jährlich, oder eine Zunahme gegenüber 1907 von 497,6 — 279,8 = 217,8 Mill. cbm.

Die Wasserentnahme ist bisher in folgender Weise gestiegen:

Im Mittel der letzten 10 Jahre um 14,3 Mill. cbm jährlich,
„ „ „ „ 5 „ „ 19,1 „ „ „
„ „ „ „ 2 „ „ 27,0 „ „ „

Die zulässige Zunahme der Förderung von 217,8 Mill. cbm wird also erreicht werden, je nachdem die Förderung langsamer oder schneller zunimmt, in:

$$\frac{217{,}8}{14{,}3} = 15^1/_4 \text{ Jahren oder i. J. } 1922/23,$$

$$\frac{217{,}8}{19{,}1} = 11^1/_2 \quad „ \quad „ \quad „ \quad „ \quad 1918/19,$$

$$\frac{217{,}8}{27{,}0} = 8^1/_4 \quad „ \quad „ \quad „ \quad „ \quad 1915/16.$$

Ich halte die mittlere Zahl für die wahrscheinlichste. Voraussichtlich muß also der Ruhrtalsperrenverein nach Fertigstellung der Möhnetalsperre schon bald zu weiteren Bauausführungen schreiten, wozu glücklicherweise noch ausreichende Gelegenheiten sich finden. Erst neuerdings ist im oberen Lennegebiet eine weitere, bisher nicht berücksichtigte Möglichkeit zum Aufstau von 28 Mill. cbm festgestellt worden. Nach eingehenden Ermittelungen vermag

die Ausführung von Talsperren der Zunahme der Förderung auf mehr als eine Milliarde cbm Schritt zu halten. M. E. wird die Grenze der Leistungsfähigkeit der Ruhr als Wasserspender des Industriegebiets eher dadurch erreicht werden, daß das erforderliche Gelände zur Herstellung von Wassergewinnungsanlagen nicht mehr verfügbar ist, als daß der Fluß selbst versagt.

Erfolg des Zuschusses von Stauwasser für die Ruhr.

Es war oben angeführt, daß der erforderliche Zuschuß von Stauwasser nach den Verhältnissen des ungünstigsten Jahres ermittelt worden ist. Das ungünstigste Jahr hatte 146, ein mittleres hat aber nur 60 schädliche Trockentage. Hieraus folgt, daß in mittleren Jahren der Ruhr in der trockenen Jahreszeit weit mehr Wasser zugeführt als schädlich entzogen wird. Es ist weiter zu berücksichtigen, daß der Zuschuß des Talsperrenwassers im Oberlauf der Ruhr an der Mündung der Henne, Möhne, Lenne und Volme erfolgt, die Hauptentnahme aber erst im Unterlauf des Flusses. Sobald also das oben ermittelte Verhältnis von Förderung und Stauinhalt hergestellt sein wird, verbleibt für die Zwischenstrecke für alle, auch die ungünstigsten Jahre über den Ersatz der schädlich entzogenen Wassermenge hinaus eine sehr große Verbesserung des Niedrigwassers, die zwar nach der Mündung zu allmählich abnimmt, aber nur im ungünstigsten Jahr (1904) bei Duisburg bis auf 0 herabgeht.

In Jahren wie 1904 gibt also künftig die Ruhr, sobald das angestrebte Verhältnis von Stauinhalt und Entnahme erreicht sein wird, an den 146 Trockentagen ebensoviel Wasser in den Rhein, als ob keine Pumpwerke vorhanden wären, während der Trockenperiode normaler Jahre dagegen erheblich mehr; oberhalb der an der Mündungsstrecke liegenden Wasserwerke tritt sogar im ungünstigsten Jahre eine Niedrigwasserverbesserung gegenüber den natürlichen Verhältnissen des Flusses ein.

Zum Nachweis soll die Verbesserung des Niedrigwassers der Ruhr in mittleren Jahren für die Stelle unterhalb der verschiedenen Wassergewinnungsanlagen bei Witten ermittelt werden. Es sei angenommen, die Gesamtförderung der Pumpwerke habe inzwischen 497,6 Mill. cbm erreicht, entsprechend einem Stauinhalt von 186,6 Mill. cbm nach Vollendung der bewilligten oder im Bau begriffenen Anlagen.

Die Entnahme bis Witten einschließlich beträgt gegenwärtig 98,9 Mill. cbm oder 36,65 v. H. der Gesamtförderung. Davon entfallen:

auf Klasse	A:	76,3 v. H.
„ „	B:	17,8 „ „
„ „	C:	5,9 „ „

Demnach werden während eines Jahres mit 497,6 Mill. cbm Gesamtentnahme der Ruhr bis Witten dauernd entzogen:

$$\text{Klasse A: } 0{,}763 \,.\, 0{,}3665 \,.\, 497{,}6 = 139{,}1 \text{ Mill. cbm}$$

$$\text{„ B: } 0{,}178 \cdot \frac{0{,}3665 \,.\, 497{,}6}{2} = 16{,}2 \text{ „ „}$$

$$\text{„ C: } 0{,}059 \cdot \frac{0{,}3665 \,.\, 497{,}6}{20} = 0{,}5 \text{ „ „}$$

$$155{,}8 \text{ Mill. cbm}$$

Als schädliche Entnahme entfallen auf die Trockenperiode von 60 Tagen (mit 7 v. H. Zuschlag):

$$1{,}07 \cdot \frac{60}{365} \cdot 155{,}8 = 27{,}4 \text{ Mill. cbm.}$$

Es soll nun angenommen werden, daß 90 v. H. des gesamten Stauinhalts der Talsperren während 150 Tagen abgegeben werden, oder täglich $\frac{0{,}9 \,.\, 186{,}6}{150} = 1{,}12$ Mill. cbm, an 60 Tagen $60 \,.\, 1{,}12 = 67{,}2$ Mill. cbm. Es bleibt also während der Trockenperiode von 60 Tagen eine Niedrigwasservermehrung von $67{,}2 - 27{,}4 = 39{,}8$ Mill. cbm, oder $\frac{39{,}8}{60 \,.\, 24 \,.\, 3600} = \mathbf{7{,}7}$ **cbm/sek** über den Ersatz der schädlich entzogenen Wassermengen hinaus — eine große Verbesserung gegenüber den jetzigen Zuständen.

Wasserwirtschaftsplan der Möhnetalsperre.

Bei der Aufstellung eines Wasserwirtschaftsplanes für die Möhnetalsperre sind zwei Gesichtspunkte zu berücksichtigen. Man könnte sich den Betrieb so denken, daß man die Abgabe lediglich nach dem Maße des Niedrigwassers bemißt, das sich in der Ruhr einstellt, also nach dem Interesse der Wasserwerke. Man würde sich dann bestreben, einen gleichbleibenden Mindestwasserstand der Ruhr zu erhalten. In zweiter Linie könnte man die Abgabe in der Weise einrichten, daß eine möglichst gleichmäßige Kraftgewinnung durch das unterhalb der Talsperre anzulegende Elektrizitätswerk erzielt wird. Zweifellos ist die Abgabe zur Erhaltung eines ausreichenden Mindestwassers im Interesse der Wasserwerke die weitaus wichtigere, doch darf auch die Kraftgewinnung nicht außer acht gelassen werden, da die Kosten der Möhnetalsperre so gewaltig sind, daß ein gewisser Gewinn durch Verwertung der Wasserkraft für den Ruhrtalsperrenverein unter allen Umständen erstrebt werden muß.

Um in diese scheinbar widerstreitenden und darum verwickelten Verhältnisse einige Klarheit zu bringen, wurde zunächst untersucht, wie durch die Wasserabgabe aus der Möhnetalsperre die Wasserführung der Ruhr im günstigsten Fall, d. h. ohne Rücksicht auf Kraftgewinnung, beeinflußt werden kann. Die Abgabe würde dann in der Weise erfolgen, daß man sich bestrebt, nach Eintritt der Trockenperiode einen gewissen Wasserstand in der Ruhr aufrecht zu erhalten,

also an jedem Tage dem Flusse eine solche Wassermenge zuzuführen, daß die zu erstrebende, zunächst noch unbekannte Mindestwasserführung ständig erreicht wird.

Das durch den Betrieb der Möhnetalsperre bestenfalls Erreichbare ist in Anlage 1 dargestellt. Es ergab sich, daß durch die Wasserabgabe aus der Möhnetalsperre ohne Berücksichtigung der übrigen Talsperren die Wasserführung der Ruhr bei Mülheim im Jahre 1893 auf höchstens 19,4 cbm/sek und im Jahre 1904 auf höchstens 16,6 cbm/sek hätte gebracht werden können, gegenüber einer mittleren Niedrigwassermenge während der Zeit der Abgabe aus dem Staubecken von 11,7 cbm im Jahre 1893 und 6,8 cbm im Jahre 1904. Die mögliche Verbesserung durch die Möhnetalsperre allein beträgt also 7,7 cbm/sek in Jahren wie 1893 und 9,8 cbm/sek in Jahren wie 1904.

Die Abgabe lediglich nach den Wassermeldungen von Mülheim würde praktisch auf große Schwierigkeiten stoßen. Es vergehen etwa 3 Tage, bis die von der Möhnetalsperre abgegebene Welle im Unterlauf der Ruhr eintrifft; ferner ist zu beachten, daß die Ruhr gerade bei kleinen Wasserständen große Schwankungen aufweist. Es liegt dies daran, daß die Triebwerke an den oberen Nebenflüssen und an der Ruhr selbst bei kleinen Wasserständen nur zeitweise arbeiten und inzwischen erhebliche Wassermengen in ihren Obergräben und Teichen aufstauen, die dann bei Aufnahme des Betriebes während einiger Tagesstunden abfließen; ebenso haben die meisten der acht älteren Talsperren nur Tagesabgabe. Die Wassermeldungen bei Niedrigwasser sind also unsicher und schwankend, wodurch die Innehaltung einer gleichbleibenden Mindestwassermenge fast unmöglich gemacht wird.

In zweiter Linie wurde versucht, die Mindestleistung zu finden, die ein an die Talsperre angeschlossenes Wasserkraftwerk während des ungünstigsten Jahres dauernd aufrecht erhalten kann, wenn die Wasserabgabe nur nach dem Gesichtspunkt gleichmäßiger Kraftgewinnung erfolgt.

Auch bei Staubecken, die wie die Möhnetalsperre 52 v. H. des jährlichen Zuflusses aufzunehmen vermögen, darf nicht erwartet werden, daß die mittlere Jahresleistung des Wasserkraftwerks auch in trockenen Jahren in vollem Umfang aufrecht erhalten werden kann. Es liegt dies daran, daß im Sommer nicht nur der Stauinhalt der Talsperre, sondern auch der auf diese Zeit entfallende Zufluß des Sammelbeckens die Leistung hervorbringen; bleibt letzterer fast ganz aus, wie 1904, so sinkt die Normalleistung auf die Mindestleistung. Man bedarf daher selbst bei großen Staubecken zur dauernden Erhaltung der Normalleistung einer Kraftreserve, die um so kleiner ist, je größer der Stauinhalt im

Vergleich zum mittleren Zufluß gewählt war. Dieser Umstand ist bisher nicht immer ausreichend beachtet worden.

Die wahrscheinlichen Zuflußmengen der Möhnetalsperre für die der Berechnung zugrunde gelegten Jahre, 1899 als mittleres, 1904 als besonders trockenes Jahr, wurden aus den entsprechenden Abflußmengen der Ruhr ermittelt, nach Zuschlag der durch die Pumpwerke entzogenen Wassermengen. Die Berechnung der möglichen Kraftleistung ergab, daß bei Annahme eines Stauinhalts von nur 125 Mill. cbm in Jahren mit mittlerem Zufluß eine Kraftleistung von **2150** PS gewonnen werden kann, während in Jahren wie 1904 wegen des Ausbleibens der Sommerzuflüsse nur auf **1800** PS Kraftgewinn gerechnet werden kann (vergl. Anl. 2), unter der Annahme, daß auch am Ende einer Trockenperiode noch eine gewisse Reserve im Becken verbleiben muß. Man würde demnach mit Sicherheit nur einen Betrieb mit einer Leistung von 1800 PS an das Kraftwerk anschließen dürfen, wenn man sich nicht zur Anlage einer Dampfreserve von 350 PS entschließt.

Bei gleichmäßiger Kraftgewinnung ist die Abgabe des Wassers aus der Talsperre derart, daß zunächst bei vollem Becken kleinere Wassermengen abgegeben werden, die dann bei sinkendem Stauspiegel mit Rücksicht auf die Verminderung der Gefällhöhe immer mehr zunehmen, um bei fast geleertem Becken ihren Höchstwert zu erreichen. Die Wasserabgabe in Jahren wie 1904, also für eine Kraftleistung von 1800 PS, würde im April und Mai 5,5 cbm/sek betragen und allmählich auf 8,0 cbm im Oktober, 9,3 cbm im November hinaufgehen. Die Trockenperiode des Jahres 1904 hatte etwa Mitte November ihr Ende erreicht, die des Jahres 1907 erst Ende November.

Bei näherer Prüfung findet man, daß man sich sehr wohl auch im Interesse der Wasserwerke mit dieser Art der Wasserabgabe aus der Möhnetalsperre einverstanden erklären kann, da sie in ihrer Wirkung durch die übrigen Sammelbecken des Ruhrgebiets in vorteilhafter Weise unterstützt und ergänzt wird. Die Abgabe des Stauinhalts der übrigen fertigen oder im Bau begriffenen Talsperren mit 56,6 Mill. cbm Inhalt geschieht zum großen Teil im Interesse der Triebwerke, und aus den Abflußplänen, wie sie jetzt für mehrere Jahre vorliegen, läßt sich ersehen, daß die Triebwerke nach Eintreten einer Trockenperiode im allgemeinen bestrebt sind, reichliche Wassermengen aus den Talsperren zu ziehen, um ihren Betrieb aufrecht zu erhalten, sodaß sich die Becken nach Beginn der Trockenzeit schnell entleeren. Gegen Ende längerer Trockenperioden gehen dann die Genossenschaften, wenn sie erkennen, daß ihre

Sammelbecken einer derartigen Abgabe nicht gewachsen sind, zu größerer Sparsamkeit über und vermindern die Abgabe mehr und mehr. Beispielsweise versagten fast alle älteren Talsperren, als die Trockenperiode des Herbstes 1907 sich bis gegen Ende November hinzog. Hier wirkt also die umgekehrte Abgabe aus der Möhnetalsperre, die anfangs schwächer, nachher stärker ist, wohltätig und ausgleichend, sodaß eine befriedigende Ergänzung des Wasservorrats der Ruhr stattfindet. Die Abgabe aus den künftig 56,6 Mill. cbm fassenden übrigen Talsperren kann zu Beginn einer längeren Trockenperiode zu 5,5, gegen Ende zu 3,5 cbm/sek angenommen werden. Die Verbesserung der Wasserführung der Ruhr durch die Talsperren in ihrer Gesamtheit beträgt also zu Beginn der Trockenperiode $5{,}5 + 5{,}5 =$ **11,0 cbm**, gegen Ende $9{,}3 + 3{,}5 =$ **12,8 cbm/sek.** Die verbleibende langsame Steigerung des Gesamtzuflusses ist sehr erwünscht, denn zu Beginn der Trockenzeit ist im Grundwasserbecken der Ruhr noch ein erheblicher Wasservorrat vorhanden, der allmählich verbraucht wird; später muß dann eine Steigerung des seitlichen Zuflusses aus der Ruhr stattfinden, die durch Zunahme der Wasserführung des Flusses erleichtert wird.

Zusammenfassend kann das wichtige Ergebnis ausgesprochen werden, daß die Abgabe während der ungünstigsten Trockenperiode vorläufig nach dem Maße der Erhaltung einer Mindestleistung von 1800 PS eingerichtet werden kann und damit auch den Bedürfnissen der Wasserwerke entspricht. Ein Gegensatz zwischen der Wasserwirtschaft zum Zwecke der Kraftgewinnung und der Niedrigwasserverbesserung im Interesse der Wasserwerke während der Trockenperiode tritt in diesem Falle nicht ein, weil die Möhnetalsperre mit den 9 übrigen Talsperren des Ruhrgebiets in günstiger, sich gegenseitig ergänzender Weise zusammenarbeitet.

Eine gewisse Schwierigkeit entsteht erst, wenn die Trockenperiode vorüber ist und wieder reichliche Wassermengen zufließen. Für die Wasserwerke ist nunmehr keine Abgabe mehr erforderlich, während die Forderung gleichmäßiger Kraftgewinnung noch reichliche Wasserabgabe bedingt, die das Becken nur langsam sich füllen läßt. Nach einem sehr trockenen Sommer wird deshalb das stark entleerte Becken bei gleichmäßiger, stark angespannter Kraftgewinnung nur schwer wieder voll, besonders, wenn der folgende Winter verhältnismäßig wenig Hochwasser bringt. Bei 1800 PS Kraftleistung würde die Möhnetalsperre im Winter 1904/05 sich nicht wieder ganz gefüllt haben, sondern erst im folgenden Winter. Die Bedingung, daß das Becken im Laufe des Winters unbedingt wieder voll werden soll, würde die Mindestleistung auf die sehr geringe Höhe von

1200 PS herabdrücken und 950 PS Kraftreserve gegenüber der Normalleistung von 2150 PS erfordern. Da aber das Ausbleiben der vollen Füllung des Beckens in dem wasserreichen Sommer 1905 keine Nachteile im Gefolge gehabt haben würde, so wird man wohl auch in der Zukunft, wenn die Möhnetalsperre bei steigender Wasserentnahme aus der Ruhr für den Bedarf zu klein geworden und die Abgabe für die Wasserwerke demnach noch wichtiger sein wird, als unmittelbar nach Betriebseröffnung, wenn ferner der Kraftbedarf bis zur Normalleistung von 2150 PS gestiegen sein wird, nicht soweit mit der Einstellung von Kraftreserve zu gehen brauchen, daß man volle 950 PS in Dampf oder anderweitiger Ersatzkraft anlegt; man wird aber jedenfalls über die Mindestreserve von 350 PS hinausgehen müssen; wie weit kann erst in Zukunft festgestellt werden.

Sehr einfach gestaltet sich der Betrieb in Jahren mit normalem Zufluß und einer geringeren Anzahl von Trockentagen. Man wird im Kraftwerk die Normalleistung von 2150 PS im allgemeinen einhalten und darüber hinaus nach Bedarf zugunsten der Wasserwerke an den Trockentagen noch weitere Wassermengen abgeben. Die untere Grenze, die der Wasserstand im Staubecken jeweilig nicht unterschreiten darf, ist dabei durch die Wasserstandbewegung des ungünstigsten Jahres (1904) festgelegt, denn man muß stets gefaßt darauf sein, daß, wenn etwa im Juli eine Trockenperiode eintritt, diese unter ungünstigen Umständen bis in den November hinein andauern kann.

Die vorstehenden Ausführungen sollen einige Gesichtspunkte zur Frage der Wasserwirtschaft der Möhnetalsperre geben. Sie machen keinen Anspruch darauf, die hier vorliegenden Fragen gelöst zu haben, denn hierzu wird erst ein langjähriger Betrieb ausreichendes Material liefern.

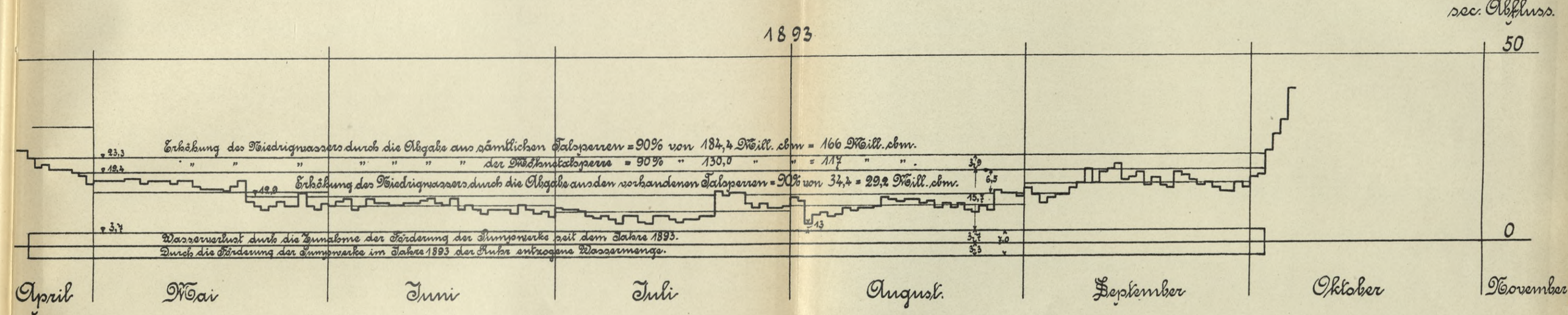
Essen, im Juli 1908.

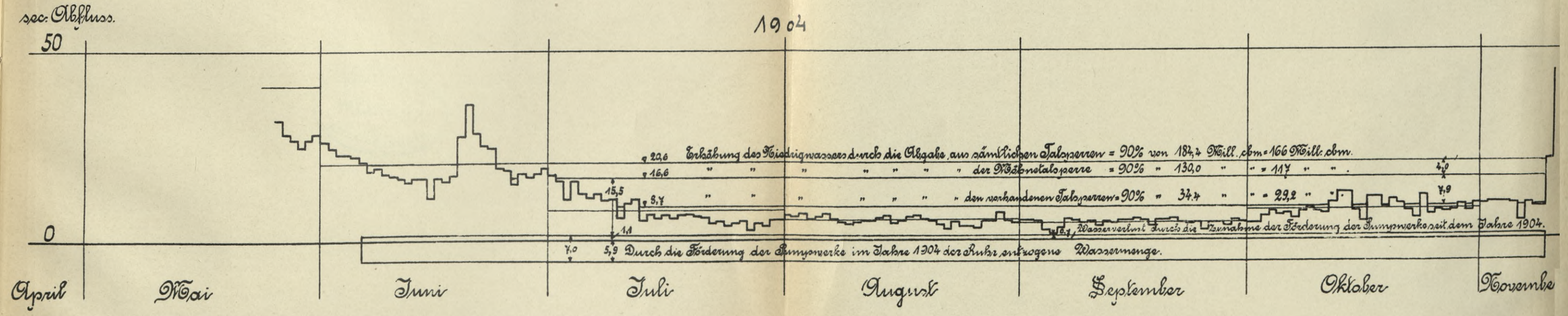
Link,
Regierungsbaumeister a. D.

Einfluss der Wasserabgabe aus den Talsperren auf die Wasserführung der Ruhr am Pegel zu Mülheim nach den Wasserverhältnissen der Jahre 1893 u. 1904.

Möhnetalsperre.

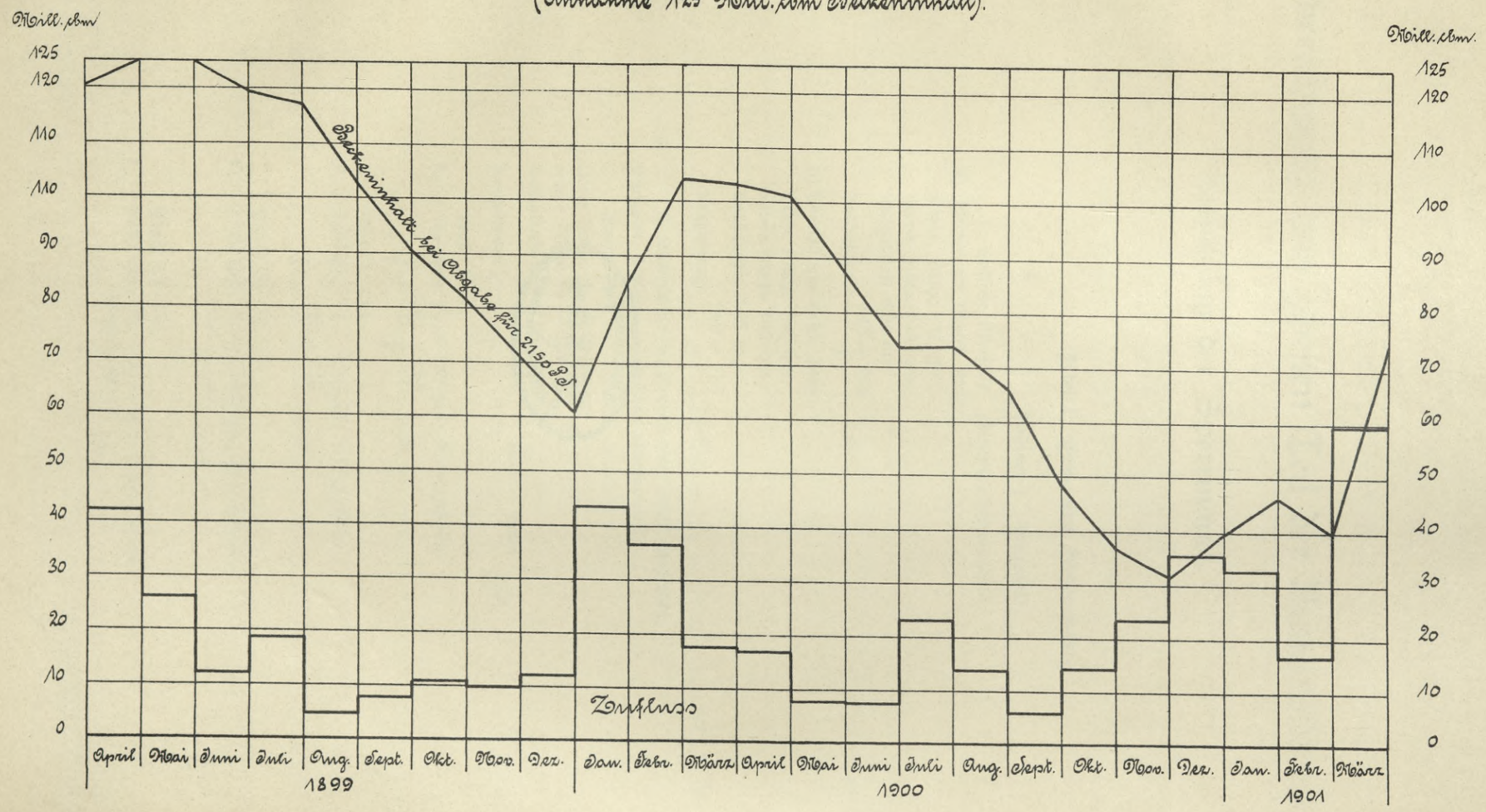
Maßstäbe: 2 mm = 1 Tag.
10 cm = 100 cbm sec.



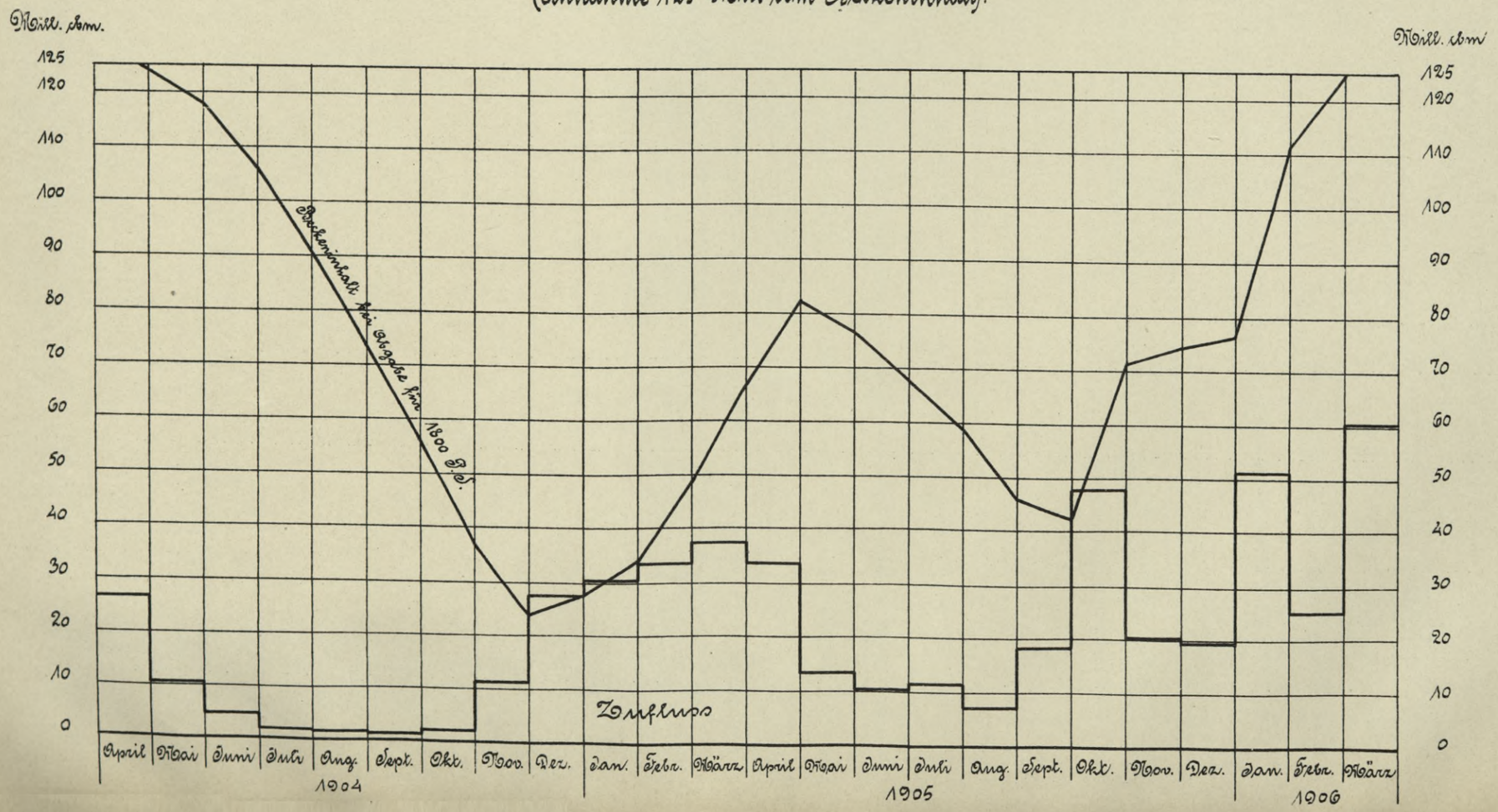


Anlage 2.

Darstellung der Schwankungen des Beckeninhaltes
in der Zeit mit mittlerem Zufluss vom 1. April 1899 bis 1. April 1901,
bei einer Abgabe an das Elektrizitätswerk
entsprechend einer Kraftleistung von 2150 P.S.
(Annahme 125 Mill. cbm Beckeninhalt).



Darstellung der Schwankungen des Beckeninhaltes
in der Zeit mit langer Trockenperiode vom 1. April 1904 bis 1. April 1906,
bei einer Abgabe an das Elektrizitätswerk
entsprechend einer Kraftleistung von 1800 P.S.
(Annahme 125 Mill. cbm Beckeninhalt).



Massenberechnung zum zweiten Teil der Bauausführung.

Herstellung der Sperrmauer.

Titel I. Erd- und Felsarbeiten.

Position 1. Erdaushub.

1. Seitliche Überfälle. (Flächen planimetriert.)

a) Überfall am rechten Hang:
Obere Fläche 845 qm;
untere Fläche 674 qm;
Aushubtiefe 2,00 m;

Aushubmasse $\frac{845 + 674}{2} \cdot 2{,}00$ . . . . . = 1 519 cbm

b) Überfall am linken Hang:
Obere Fläche 980 qm;
untere Fläche 783 qm;
Aushubtiefe 2,00 m;

Aushubmasse $\frac{980 + 783}{2} \cdot 2{,}00$ . . . . . = 1 763 „

2. Aushub für die Sperrmauer, einschl. Kaskaden, Sturzbett, Einläufe ꝛc. (Flächen planimetriert).

Profil 0—6.
Obere Fläche $F_1 = 2910$ qm;
untere Fläche $F_2 = 2330$ qm;
Aushubtiefe $h = 2{,}00$ m;

Aushubmasse $J = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot h = \frac{2910 + 2330}{2} \cdot 2{,}00$ . . . = 5 240 „

Profil 6—9.
$F_1 = 765$ qm; $F_2 = 705$ qm; $h = 2{,}50$ m;

$J = \frac{765 + 705}{2} \cdot 2{,}50$ . . . . . = 1 838 „

Profil 9—10.
$F_1 = 440$ qm; $F_2 = 358$ qm; $h = 3{,}50$ m;

$J = \frac{440 + 358}{2} \cdot 3{,}50$ . . . . . = 1 397 „

Profil 10—12.
$F_1 = 8796$ qm; $F_2 = 7183$ qm; $h = 4{,}00$ m;

$J = \frac{8796 + 7183}{2} \cdot 4{,}00$ . . . . . = 31 958 „

Profil 12—13.
$F_1 = 8330$ qm; $F_2 = 6755$ qm; $h = 4{,}00$ m;

$J = \frac{8330 + 6755}{2} \cdot 4{,}00$ . . . . . = 30 170 „

Zu übertragen 73 885 cbm

Übertrag 73 885 cbm

Profil 13—14.

$F_1 = 735$ qm; $F_2 = 630$ qm; $h = 3{,}50$ m;

$$J = \frac{735 + 630}{2} \cdot 3{,}50 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 2\,389 \text{ „}$$

Profil 14—15.

$F_1 = 1005$ qm; $F_2 = 880$ qm; $h = 2{,}50$ m;

$$J = \frac{1005 + 880}{2} \cdot 2{,}50 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 2\,356 \text{ „}$$

Profil 15—21.

$F_1 = 3205$ qm; $F_2 = 2638$; $h = 2{,}00$ m;

$$J = \frac{3205 + 2638}{2} \cdot 2{,}00 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 5\,843 \text{ „}$$

3. Zuführungsgraben zu den Einlaufstollen. (Flächen plan.)

a) links: $F_1 = 1595$ qm; $F_2 = 1380$ qm; $h = 2{,}00$ m;

$$J = \frac{1595 + 1330}{2} \cdot 2{,}00 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 2\,925 \text{ „}$$

b) rechts: $F_1 = 2000$ qm; $F_2 = 1675$ qm; $h = 1{,}50$ m;

$$J = \frac{2000 + 1675}{2} \cdot 1{,}50 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 2\,756 \text{ „}$$

4. Regulierung des Möhne- und Hevebettes.

a) 36,20 cbm Aushub auf den lfd. m; auf 400 lfd. m	14 480 cbm	
b) 41,25 „ „ „ „ „ „ „ 150 „ „	6 180 „	
Abzug für das bereits vorhandene Bett rd. . .	8 660 „	
Summe	12 000 „	
	102 154 cbm	
Aushub für Brückenpfeiler und dergl. und zur Abrundung . . .	846 „	
Summe Position 1	**103 000 cbm**	
Hiervon sind bereits beim ersten Teil der Bauausführung an Erdaushub für die Sperrmauer vergeben	66 000 „	
bleiben	**37 000 cbm**	

Position 2. Felsaushub.

1. Seitliche Überfälle.

a) Überfall am rechten Hang:

$$J = \frac{1}{3} h \cdot (G + \sqrt{G \cdot g} + g); \; h = 50{,}00 \text{ m};$$

$$G = \frac{3{,}50}{2} \cdot 18{,}00 = 31{,}50 \text{ qm};$$

$$g = \frac{3{,}50}{2} \cdot 7{,}50 = 13{,}10 \text{ qm};$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot 50{,}00 \,.\, (31{,}50 + \sqrt{31{,}50 \,.\, 13{,}10} + 13{,}10) \quad \ldots = 1\,080 \text{ cbm}$$

b) Überfall am linken Hang:

$$J = \frac{1}{3} \cdot 54{,}00 \cdot \left(\frac{2{,}50}{2} \cdot 7{,}50 + \sqrt{\frac{2{,}50 \,.\, 4{,}50}{4} \cdot 7{,}50 \,.\, 20{,}00} + \frac{4{,}50}{2} \cdot 20{,}00\right) = 18{,}00 \,.\, (9{,}40 + \sqrt{423{,}00} + 45{,}00) \quad . = 1\,359 \text{ „}$$

2. Aushub für die Sperrmauer. (Flächen plan.)

Profil 0—11.

$F = 3658$ qm; Aushubtiefe $h = 3{,}00$ m;

$$J = 3{,}00 \,.\, 3658 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 10\,974 \text{ „}$$

Profil 11—12.

$F = 4203$ qm; $h = 3{,}00$ m;

$$J = 3{,}00 \,.\, 4203 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 12\,609 \text{ „}$$

Zu übertragen 26 022 cbm

Übertrag 26 022 cbm

Profil 12—14.

F = 5850 qm; h = 3,00 m;

J = 3,00 . 5850 . . . . = 17 550 „

Profil 14—21.

F = 2070 qm; h = 3,00 m;

J = 3,00 . 2070 . . . . = 6 210 „

3. Einlaufſtollen.

J = 4 . 5,40 (4 . 1,00 + 1,40) . 1,00 . . . . = 117 „

4. Sturzbett von Profil 10—13. (Flächen plan.)

F = (1310 + 1193) = 2503 qm;

auf 5,50 qm Bodenfläche kommt 1 cbm Aushub;

$J = \frac{2503}{5{,}50}$ . . . . = 455 „

5. Kaskade am rechten Hang.

F = 1055 qm; Länge 110 m;

mittlere Breite 1055 : 110 = 9,60 m;

Längenquerſchnitt (plan.) 92 qm;

J = 92 . 9,60 . . . . = 883 „

6. Kaskade am linken Hang.

F = 1510 qm; Länge 145 m;

mittlere Breite $\frac{1510}{145}$ = 10,40 m;

Längenquerſchnitt (plan.) 163 qm;

J = 163 . 10,40 . . . . = 1 695 „

52 932 cbm

Zur Abrundung 68 „

Summe Poſition 2 **53 000 cbm**

Hiervon ſind bereits beim erſten Teil der Bauausführung an Felsaushub für die Sperrmauer vergeben . . . . 48 000 „

bleiben **5 000 cbm**

Poſition 3. Erdhinterfüllung (an der Waſſerſeite der Sperrmauer).

Oberhalb der ſeitlichen Überläufe auf eine Geſamtlänge von 73,00 m:

Fläche der Hinterfüllung $\frac{3{,}00 . 1{,}00}{2} + 2{,}00 . 1{,}00 + \frac{2{,}00 . 2{,}00}{2}$

= 5,50 qm; J = 73,00 . 5,50 . . . . . . = 402 cbm

An den Hängen: (60,00 + 90,00) . 4,00 . . . . = 600 „

$(41{,}00 + 31{,}00) \cdot \frac{2{,}00 + 10{,}00}{2}$ . . . . . = 432 „

Im Tal: $305{,}50 \cdot \frac{5{,}00 . 4{,}00}{2}$ . . . . = 3 055 „

$305{,}50 \cdot \frac{13{,}00 . (26{,}00 - 0{,}65)}{2}$ . . . . . = 50 339 „

$165{,}00 . (31{,}00 + 41{,}00) \cdot \frac{1}{3}$ . . . . . = 3 960 „

58 788 cbm

Zur Abrundung 1 212 „

Summe Poſition 3 **60 000 cbm**

Poſition 4. Packlage auf der Erdhinterfüllung an der Waſſerſeite der Sperrmauer.

Lotrechte Fläche $31{,}00 \cdot \frac{1}{2} \cdot 14{,}00 + 305{,}50 . 14{,}00$

$+ \frac{1}{2} \cdot 41{,}00 . 14{,}00 = 4\,781{,}00$ qm

Fläche in der Neigung 1 : 2 = 4 781,00 . 2,236 . . . . . . = 10 690 qm

Zur Abrundung 310 „

Summe Poſition 4 **11 000 qm**

Position 5. Tonhinterfüllung (an der Wasserseite der Sperrmauer).

Im Tal 305,50 m Länge; Querschnitt 2,00 . 19,00 = 38 qm;

Inhalt 305,50 . 38 . . . . . = 11 609 cbm

An den Hängen:

rechts $\frac{19{,}00 + 2{,}00}{2} \cdot 2{,}00 \,.\, 31{,}00$ . . . . . = 651 „

links $\frac{19{,}00 + 2{,}00}{2} \cdot 2{,}00 \,.\, 41{,}00$ . . . . . = 861 „

(60,00 + 90,00) . 3,00 . . . . . = 450 „

13 571 cbm

Zur Abrundung 429 „

Summe Position 5 **14 000 cbm**

Titel II. Mauerarbeiten.

Position 6. Bruchsteinmauerwerk.

(In dieser Position ist Bruchstein-, Beton- und Ziegelmauerwerk zusammengefaßt.)

1. Bruchsteinmauerwerk der Sperrmauer.

Tabelle zur Ermittelung der Querschnittflächen.

Fuge	Breite m	Summe m	Mittlere Fläche qm	Gesamtfläche qm	Höhe von oben m
0	6,00	12,05	6,025	6,03	1
1	6,05	12,15	6,075	12,10	2
2	6,10			18,24	3
2,70	6,14 i. M. 6,14	12,28	6,140		
3	6,24	12,81	6,405	24,64	4
4	6,57	13,48	6,740	31,39	5
5	6,91	14,05	7,025	38,41	6
6	7,14	14,72	7,360	45,77	7
7	7,58	15,49	7,745	53,51	8
8	7,91	16,16	8,080	61,60	9
9	8,25	16,83	8,415	70,01	10
10	8,58	17,79	8,895	78,90	11
11	9,21	19,06	9,530	88,44	12
12	9,85	20,35	10,175	98,61	13
13	10,50	21,66	10,830	109,44	14
14	11,16	22,99	11,495	120,93	15
15	11,83	24,34	12,170	133,10	16
16	12,51	25,71	12,855	145,95	17
17	13,20	27,11	13,550	159,50	18
18	13,91	28,52	14,260	173,76	19
19	14,61	29,96	14,980	188,74	20
20	15,35	31,44	15,720	204,46	21
21	16,09	32,93	16,465	220,92	22
22	16,84	34,44	17,220	238,14	23
23	17,60	35,97	17,985	256,11	24
24	18,37	37,52	18,760	274,87	25
25	19,15	39,09	19,545	294,41	26
26	19,94	40,69	20,345	314,75	27
27	20,75	42,31	21,155	335,90	28
28	21,56	43,95	21,975	357,87	29
29	22,39	45,62	22,810	380,68	30
30	23,23	47,35	23,675	404,35	31
31	24,12	49,14	24,570	428,93	32

Fuge	Breite m	Summe m	Mittlere Fläche qm	Gesamtfläche qm	Höhe von oben m
32	25,02			454,42	33
		51,00	25,500		
33	25,98			480,92	34
		52,98	26,490		
34	27,00			508,45	35
		55,08	27,540		
35	28,08			537,09	36
		57,26	28,630		
36	29,18			566,84	37
		59,52	29,760		
37	30,34			597,80	38
		61,90	30,950		
38	31,56			630,00	39
		64,41	32,205		
39	32,85			663,52	40
		67,05	33,525		
40	34,20				

Tabelle zur Ermittelung der Mauerwerkmasse aus den Querprofilen.

Profil	Fläche qm	Summe qm	Mittel qm	Abstand m	Inhalt cbm
0	18,10				
		48,14	24,07	10,00	241
1	30,04				
		69,44	34,72	10,00	347
2	39,40				
		85,80	42,90	23,50	1 008
3	46,40				
		120,20	60,10	31,50	1 893
4	73,80				
		228,26	114,13	32,00	3 652
5	154,46				
		423,56	211,78	24,00	5 083
6	269,10				
		608,70	304,35	6,00	1 826
7	339,60				
		834,34	417,17	11,50	4 797
8	494,74				
		1071,06	535,53	4,50	2 410
9	576,32				
		1257,11	628,55	9,00	5 657
10	680,79				
		1361,58	680,79	39,50	26 891
11	680,79				
		1337,51	668,75	116,00	77 575
12	656,72				
		1335,84	667,92	150,00	100 188
13	679,12				
		1212,04	606,02	15,00	9 090
14	532,92				
		800,62	400,31	26,00	10 408
15	267,70				
		449,20	224,60	16,00	3 594
16	181,50				
		311,80	155,90	16,00	2 494
17	130,30				
		214,74	107,37	26,00	2 792
18	84,44				
		127,64	63,82	41,00	2 617
19	43,20				
		74,60	37,30	11,50	429
20	31,40				
		49,50	24,75	20,50	507
21	18,10				

Mauerwerk nach dem normalen Querschnitt **263 499 cbm**

2. Erkerartige Vorbauten der Mauerkrone.

(Die Mauerwerkmasse wurde in der vorliegenden Massenberechnung nur bis 214,50 m ü. N. N. berechnet; die architektonischen Teile sind unberücksichtigt geblieben.)

$$\left[\frac{2{,}70 + 10{,}00}{2} \cdot 2{,}08 + \frac{10{,}00 + 12{,}50}{2} \cdot 1{,}47\right] \cdot 24{,}50 \,.\, 2 \quad \ldots \quad = 1455 \text{ cbm}$$

$$\frac{12{,}50 + 15{,}00}{2} \cdot 1{,}55 \,.\, 14{,}00 \,.\, 2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad = 597 \text{ „}$$

$$\frac{2{,}70 + 0{,}50}{2} \cdot 1{,}00 \,.\, 9 \,.\, 2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad = 29 \text{ „}$$

Mauerwerk der erkerartigen Vorbauten **2081 cbm**

3. Schiebertürme.

(Die Schiebertürme sind zunächst voll berechnet, alsdann sind die Hohlräume abgezogen.)

Für 1 Schieberturm:

Fundament $(4{,}60 \,.\, 8{,}90 + \frac{2}{3} \cdot 8{,}90 \,.\, 2{,}40) \,.\, 6{,}80$ . . . . = 375 cbm

Absatz $\frac{1}{2} \cdot (7{,}00 \,.\, 6{,}80 + 3{,}05 \,.\, 5{,}70 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}85^2 \,.\, 3{,}14) \,.\, 1{,}10$ . . = 43 „

Von Ord. 184,50 — 189,70:

$\frac{1}{2} \cdot (3{,}30 \,.\, 5{,}70 + 12{,}70 + 30{,}10) \,.\, 5{,}20$ . . . . . = 160 „

Von Ord. 189,70 — 214,50:

$2{,}85^2 \,.\, 3{,}14 \,.\, 24{,}80$ . . . . . = 632 „

1210 cbm

Hohlräume $5{,}00 \,.\, 3{,}14 \,.\, (2{,}15^2 + 2{,}05^2 + 1{,}95^2 + 1{,}85^2 + 1{,}75^2 + 1{,}65^2)$ . . . . . = 342 cbm

$\frac{3{,}70 \,.\, 3{,}10 + 3{,}10^2 \cdot \frac{3{,}14}{4}}{2} \,.\, 4{,}70$ . . . . . = 45 „

Abzüge 387 „

Mauerwerk für 1 Schieberturm 823 cbm

Für 4 Schiebertürme 4 . 823 = **3292 cbm**

4. Einlaufstollen.

Für 1 Einlaufstollen:

$20{,}40 \,.\, 3{,}30 \,.\, 4{,}50 - (4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3{,}14 \,.\, 1{,}50^2 + \frac{1}{2} 3{,}14 \,.\, 1{,}25^2) \,.\, 4{,}50$
$- (4 \,.\, 3{,}00 + 2{,}50) \,.\, 1{,}20 \,.\, 4{,}50$ . . . . . = 150 cbm

$\left[\frac{1}{2} \cdot 3{,}14 \,.\, (1{,}85^2 - 1{,}25^2) + 2 \,.\, 0{,}60 \,.\, 1{,}35 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}80 \,.\, 0{,}30\right] \,.\, 16{,}70$ . . . . . = 85 „

$\frac{1}{2} \cdot (0{,}50 + 0{,}80) \,.\, 1{,}50 \,.\, 4{,}30 + \left[3{,}10 \,.\, 4{,}30 - \left(\frac{1}{2} \,.\, 1{,}85^2 \,.\, 3{,}14 + 1{,}25 \,.\, 3{,}70 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}80 \,.\, 0{,}30\right)\right] \,.\, 0{,}80$ = 6 „

Mundloch:

$\left[\frac{1}{2} \cdot (4{,}60 + 3{,}40) \,.\, 2{,}50 + 3{,}40 \,.\, 1{,}20\right] \,.\, 0{,}90 \,.\, 2$ . . . . . = 25 „

Mauerwerk für 1 Einlaufstollen 266 cbm

Für 4 Einlaufstollen 4 . 266 = **1064 cbm**

5. Schieberhäuser.

(Von den Schieberhäusern ist nur das Fundament berechnet.)

Fundament für 1 Schieberhaus:

$\frac{8{,}10 + 1{,}70}{2} \cdot 7{,}50 \,.\, 9{,}00 - \frac{8{,}10 + 5{,}10}{2} \cdot 2{,}45 \,.\, 5{,}80 = 237$ cbm

Fundament für 4 Schieberhäuser 4 . 237 . . . . . = 948 cbm

Mauer zwischen den Häusern 0,80 . 5,50 . 6,00 . 2 . . . . . = 52 „

Mauerwerk der Schieberhäuser **1000 cbm**

6. Schlitz an der Wasserseite der Mauer.

Mittlere Stärke 0,65 m;

Inhalt $1{,}50 \,.\, 0{,}65 \,.\, (640 + 8 \,.\, 4{,}50)$ . . . . . = **659 cbm**

7. Notausläſſe.

Absturzsohle $(14{,}00 + 13{,}60) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}00 \,.\, 12{,}00$ . . . . . = 166 cbm

Zu übertragen 166 cbm

Übertrag 166 cbm

Schlitzausfüllung $\frac{1}{3} \cdot 12{,}00 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}70 \,.\, 2{,}50$ . . . . . = 9 „

Wangenmauer $(0{,}60 + 2{,}65) \,.\, \frac{1}{2} \cdot 9{,}00 \,.\, 12{,}00$ . . . . . = 175 „

Aufgehendes Mauerwerk $4 \cdot \Big\{9 \,.\, 11{,}50 - 2\,[(3{,}00 \,.\, 5{,}00$

$+ \frac{2}{3} \,.\, 5{,}00 \,.\, 0{,}60) + (5{,}00 \,.\, 0{,}80 + \frac{2}{3} \cdot 5{,}00 \,.\, 0{,}75)]\Big\} \cdot 1{,}00$ . . . = 224 „

Zwischenpfeiler $4{,}30 \,.\, 1{,}50 \,.\, 3{,}00 \,.\, 2$ . . . . . = 39 „

Zwischendecke $2 \cdot \Big[2 \,.\, (1{,}30 \,.\, 5{,}00 - \frac{2}{3} \,.\, 5{,}00 \,.\, 0{,}60)$

$+ \left(\frac{1{,}50^2}{2} - \frac{2}{3} \,.\, 2{,}10 \,.\, 0{,}40\right)\Big] \cdot 3{,}00$ . . . . . = 58 „

Obere Decke $0{,}32 \,.\, 11{,}50 \,.\, (2 \,.\, 3{,}00 + 2{,}00)$ . . . . . = 29 „

$12{,}00 \,.\, \left(\frac{2{,}70 + 10{,}00}{2} \,.\, 2{,}08 + \frac{10{,}00 + 16{,}00}{2} \,.\, 3{,}63\right)$

$- 10 \,.\, (4{,}91 \,.\, 2{,}33 + \frac{4{,}91 + 3{,}68}{2} \,.\, 4{,}30)$ . . . . . = 426 „

Treppe $1{,}40 \,.\, 1{,}00 \,.\, 2{,}00 + 3{,}00 \,.\, 0{,}20 \,.\, 0{,}60$ . . . . . = 3 „

$2{,}50 \,.\, 2{,}50 \,.\, 1{,}50$ . . . . . = 9 „

Mauerkronenvorsprung (Wasserseite) $12{,}00 \cdot \left(\frac{1{,}50 + 1{,}46}{2} \,.\, 0{,}80\right.$

$\left. + \frac{1{,}46 + 0{,}36}{2} \cdot 2{,}00 + \frac{1}{2} \cdot 0{,}36 \,.\, 7{,}20\right)$ . . . . . = 52 „

Mauerwerk für 1 Notauslaß 1190 cbm

Für beide Notausläſſe $2 \,.\, 1190$ = **2380 cbm**

8. Sturzbett.

Fläche (plan.) $1290 + 1200 = 2490$ qm;

auf 1 qm Fläche kommt an Mauerwerk:

$$\frac{(5{,}50 \,.\, 2{,}70 - 1{,}40 \,.\, 4{,}50 - \frac{2}{3} \,.\, 4{,}50 \,.\, 0{,}50)}{5{,}50} = \frac{7{,}05}{5{,}50} \text{ cbm};$$

auf 2490 qm Fläche $2490 \cdot \frac{7{,}05}{5{,}50}$ . . . . . = 3191 cbm

Anschluß an die Sperrmauer $\frac{238}{5{,}50} \,.\, [4{,}50 \,.\, 1{,}30 \,.\, 3.60$

$- \frac{2}{3} \,.\, 4{,}50 \,.\, 0{,}50 \,.\, 3{,}20 + 2{,}70\,(4{,}10 + 1{,}70) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}00]$. = 1042 „

Schlitz $2 \,.\, 2{,}70 \cdot \frac{1}{2} \cdot 238$ . . . . . = 643 „

Wangenmauerwerk 313 lfd. m; Fläche $\frac{0{,}60 + 1{,}20}{2} \cdot 2{,}10$ qm;

Inhalt $313 \,.\, 0{,}90 \,.\, 2{,}10$ . . . . . = 592 „

2 Wehre $2 \,.\, 0{,}40 \,.\, 25$ . . . . . = 20 „

Mauerwerk des Sturzbetts **5488 cbm**

9. Kaskaden.

Rechter Hang: 1. auf eine Länge von 55,00 m:

Fläche 67,50 qm; mittlere Breite 10,50 m;

Inhalt $67{,}50 \,.\, 10{,}50$ . . . . . = 709 cbm

Schlitzausfüllung $0{,}60 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2{,}00 \,.\, 55{,}00$ . . . . . = 33 „

Wangenmauer $55{,}00 \,.\, (0{,}60 + 1{,}20) \cdot \frac{1}{2} \cdot 2{,}50$. . . . . = 124 „

2. auf eine Länge von 47,00 m:

Fläche 88,70 qm; mittlere Breite 10,60 m;

Inhalt $88{,}70 \,.\, 10{,}60$ . . . . . = 940 „

Schlitzausfüllung $47{,}00 \cdot \frac{1}{2} \cdot (2{,}00 + 1{,}70) \,.\, 2{,}50 \cdot \frac{1}{2}$ . . . . = 109 „

Wangenmauer $(0{,}60 + 1{,}20) \cdot \frac{1}{2} \cdot 2{,}70 \,.\, 47{,}00$ . . . . . = 114 „

Zu übertragen 2029 cbm

Übertrag 2029 cbm

Linker Hang: 1. auf eine Länge von 82,00 m:

Fläche 77,00 qm; mittlere Breite 10,50 m;

Inhalt $77{,}00 \,.\, 10{,}50$ . . . . . = 809 „

Schlitzausfüllung $82{,}00 \,.\, 0{,}60 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2{,}00$ . . . . . = 49 „

Wangenmauer $82{,}00 \,.\, 0{,}90 \,.\, 2{,}50$ . . . . . = 185 „

2. auf eine Länge von 54,00 m:

Fläche 67,50 qm; mittlere Breite 10,60 m;

Inhalt $67{,}50 \,.\, 10{,}60$ . . . . . = 716 „

Schlitzausfüllung $54 \cdot \frac{1}{2} \cdot (2{,}00 + 1{,}70) \,.\, 2{,}50 \cdot \frac{1}{2}$ . . . . . = 125 „

Wangenmauer $54 \,.\, 0{,}90 \,.\, 2{,}70$ . . . . . = 131 „

Mauerwerk der Kaskaden **4044 cbm**

10. Mauerwerk der seitlichen Überfälle.

Sohle des Überlaufs:

Stärke 0,70 m; Länge bis Schnittkante Sperrmauer 48,00 m;

mittlere Breite $\frac{7{,}60 + 19{,}00}{2} = 13{,}30$ m;

Inhalt $0{,}70 \,.\, 13{,}30 \,.\, 48{,}00 + 17{,}40 \,.\, 19{,}00 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0{,}70$ . . . . = 563 „

Hintere Wangenmauer:

Länge 48,00 m;

$$\left.\begin{aligned} F_1 &= \frac{0{,}60 + 1{,}80}{2} \cdot 4{,}20 \\ F_2 &= \frac{0{,}60 + 1{,}80}{2} \cdot 4{,}65 \end{aligned}\right\} \text{ i. M. } 10{,}62 \text{ qm;}$$

Inhalt $48{,}00 \,.\, 10{,}62$ . . . . . = 510 „

Anschlußmauer an das Gelände:

$\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0{,}60 + 1{,}80}{2} \cdot 4{,}20 + \frac{0{,}60 + 1{,}00}{2} \cdot 2{,}50\right) \,.\, 6{,}00$ . . . . = 21 „

Seitliche Abschlußmauer:

$\left(\frac{0{,}80 + 0{,}95}{2} \cdot 1{,}20 + \frac{0{,}95 + 1{,}80}{2} \cdot 3{,}00\right) \,.\, 6{,}70$ . . . . . = 35 „

Überfallgrundmauer vorne:

$\left(\frac{1{,}00 + 1{,}50}{2} \,.\, \frac{1{,}80 + 2{,}25}{2}\right) \cdot (48{,}00 + 17{,}00 - 1{,}80)$ . . . = 160 „

Überfallbekrönung $\frac{0{,}70 + 1{,}00}{2} \cdot 1{,}20 \,.\, 16 \,.\, 2{,}00$ . . . . . = 33 „

Pfeiler 21 Stück $21 \,.\, (1{,}00 \,.\, 1{,}40 \,.\, 0{,}70 + 0{,}50 \,.\, 0{,}80 \,.\, 0{,}80)$ . . . = 27 „

$5{,}00 \,.\, 1{,}00 \,.\, 1{,}40 + 5{,}00 \,.\, 0{,}80 \,.\, 0{,}80$ . . . . = 10 „

Laufbrücke $(48{,}00 + 17{,}00 - 1{,}50) \,.\, (0{,}20 \,.\, 0{,}90 + 0{,}10 \,.\, 0{,}10)$ . . = 12 „

Innenüberfälle:

$$\left[\frac{15{,}10 + 15{,}40}{2} \cdot 2{,}25 - \left(\frac{15{,}10 + 15{,}20}{2} \cdot 1{,}00 - 2 \,.\, 1{,}00 \,.\, 1{,}00\right) - 3 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0{,}85 \,.\, 4{,}40\right] \cdot 4{,}00 \quad = 55 \text{ cbm}$$

$2 \cdot \frac{0{,}50 + 1{,}00}{2} \cdot 1{,}20 \,.\, 15{,}30$ . . . . . = 28 „

Für den untersten Überfall 83 cbm

$$\left[\frac{5{,}30 + 5{,}60}{2} \cdot 1{,}80 - \left(\frac{5{,}30 + 5{,}40}{2} \cdot 1{,}00 - 2 \,.\, 0{,}50 \,.\, 1{,}00\right) - 3 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0{,}40 \,.\, 1{,}40\right] \cdot 4{,}00 \quad = 17 \text{ cbm}$$

$2 \cdot \frac{0{,}50 + 1{,}00}{2} \cdot 1{,}20 \,.\, 5{,}40$ . . . . . = 9 „

Für den obersten Überfall 26 cbm

6 Überfälle mit insgesamt $\frac{83 + 26}{2} \cdot 6$ . . . . . = 327 „

Mauerwerk für 1 seitlichen Überfall 1698 cbm

Für beide seitlichen Überfälle $2 \,.\, 1698$ = **3396 cbm**

11. Möhne- und Heveregulierung.

Länge 400 m; 9 cbm auf den lfd. m; 9 . 400 . . . . . = 3600 cbm
„ 150 „ 10 „ „ „ „ „ 10 . 150 . . . . . = 1500 „

Mauerwerk der Möhne- und Heveregulierung **5100 cbm**

12. Ziegelmauerwerk für den Absperrpfropfen im Entlastungsstollen (vergl. Pos. 9; 4) . . . . . **414 cbm**

13. Abzüge für Öffnungen im Mauerwerk.

Überfallöffnungen. (Fläche plan.)

Für eine Öffnung:

$$11{,}20 \,.\, 3{,}00 + \frac{2}{3} \cdot 0{,}90 \,.\, 0{,}80 \,.\, 3{,}00 + \frac{2}{3} \cdot 0{,}30 \,.\, 3{,}00 \,.\, 0{,}70$$
$$+ (0{,}30 + 0{,}50) \,.\, 4{,}50 = 39{,}06 \text{ cbm};$$

Anzahl der Öffnungen 88; Abzug 88 . 39,06 . . . . . = 3437 cbm

Öffnungen für die seitlichen Überfälle:

$$(3 \,.\, 8{,}30 + 3 \,.\, 6{,}30) \,.\, (4{,}50 \,.\, 1{,}85 + 4{,}50 \,.\, \frac{2}{3} \,.\, 1{,}80) \;.\; . \;.\; . = 601 \text{ „}$$

Rohrstollen $4 \,.\, 23{,}00 \cdot \left(3 \,.\, 1{,}50 + 1{,}50^2 \,.\, 3{,}14 \cdot \frac{1}{2}\right)$ . . . . = 739 „

Stollen der Notausläſſe:

$$16{,}80 \cdot \left(2{,}50 \,.\, 1{,}25 \,.\, + 1{,}25^2 \,.\, 3{,}14 \,.\, \frac{1}{2}\right) \;.\; . \;.\; . \;.\; . \;.\; . = 94 \text{ „}$$

Abzüge **4871 cbm**

Zusammenstellung für Position 6.

1.	Mauerwerk nach dem normalen Querschnitt	263 499 cbm
2.	Vorbauten der Mauerkrone	2·081 „
3.	Schiebertürme	3 292 „
4.	Einlaufstollen	1 064 „
5.	Schieberhäuser	1 000 „
6.	Schlitz an der Wasserseite	659 „
7.	Notausläſſe	2 380 „
8.	Sturzbett	5 488 „
9.	Kaskaden	4 044 „
10.	Seitliche Überfälle	3 396 „
11.	Möhne u. Heveregulierung	5 100 „
12.	Absperrpfropfen im Entlastungsstollen	414 „
		292 417 cbm
	13. Abzüge	4 871 „
		287 546 cbm
	Für Brücken ꝛc. und zur Abrundung	2 454 „
	Summe Position 6	**290 000 cbm**

Position 7. Mauerwerk der Verblendung der Schiebertürme, des Sturzbettes und der Kaskaden.

1. Mauerwerk der Verblendung. (Flächen plan.)

Profil	0—10	F = 2590 qm
„	10—12	F = 6270 „
„	12—13	F = 6018 „
„	13—21	F = 2840 „
		17 718 qm
	Zuschlag	141 „
	Fläche der Verblendung	17 859 qm
	Zu übertragen	17 859 qm

Übertrag 17 859 qm

Abzüge:

Für die Überfallöffnungen 349 . 2,10 . . = 733 qm

„ „ Abdeckplatte 257 . 0,30 . . . . = 77 „

„ „ Durchflußöffnungen der seitlichen Überfälle 33 . 4,65 . . . . . = 153 „

„ „ Notausläße:

$(3{,}70 \,.\, 2{,}05 + \frac{1}{2} \,.\, 1{,}85^2 \,.\, 3{,}14) \,.\, 4$ = 53 „

„ den Einbau der Schiebertürme:

$4 \,.\, (4{,}50 \,.\, 2{,}65 + \frac{1}{2} \,.\, 2{,}25^2 \,.\, 3{,}14)$. = 79 „

Abzüge 1 095 „

16 764 qm

Mittlere Stärke der Verblendung 0,70 m;

Inhalt 16 764 . 0,70 . . . . . = 11 735 cbm

Für Übermauerung an den Überläufen:

$\left(\frac{1{,}50 + 1{,}10}{2} \,.\, 0{,}75 + \frac{1}{3} \,.\, 0{,}15 \,.\, 1{,}50\right)$ 349 . . . . . = 365 „

Mauerwerk der Verblendung **12 100 cbm**

2. Bruchsteinmauerwerk der Schiebertürme.

Gesamtmauerwerk für einen Schieberturm (vergl. Pos. 6; 3) . . 823 cbm

Abzüge.

Für Ziegelmauerwerk bei Ord. 189,70 m ü. N. N.:

$(5{,}70^2 - 5{,}20^2) \cdot \frac{3{,}14}{2} \cdot 23{,}90$ . . . . . = 102 cbm

$0{,}70 \,.\, 0{,}25 \,.\, 5{,}20$ . . . . . = 1 „

Verblendung in Ziegelmauerwerk:

$\frac{2{,}85^2 - 2{,}60^2}{2} \cdot \frac{3{,}14}{2} \cdot 5{,}20 + \frac{3{,}30 + 3{,}05}{2} \,.\, 5{,}20 \,.\, 0{,}25 \,.\, 2$ . . . . . = 19 „

$\left(\frac{0{,}77^2}{2} + \frac{0{,}90 + 0{,}50}{2} \cdot 0{,}25\right) \cdot (2 \,.\, 6{,}50 + 5{,}80)$. = 9 „

$0{,}77 \,.\, (6{,}80 \,.\, 8{,}90 + 2 \,.\, 3{,}80 \,.\, 8{,}90 + 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 8{,}90 \,.\, 2{,}40)$ . . . . . = 121 „

Ringe:

$\left(2{,}30 \,.\, 1{,}35 + 1{,}15^2 \,.\, 3{,}14 \cdot \frac{1}{2}\right) \cdot 0{,}51$

$\left(2{,}80 \,.\, 1{,}60 + 1{,}40^2 \,.\, 3{,}14 \cdot \frac{1}{2}\right) \cdot 0{,}51$ . . . = 5 „

Gewölbe über dem kleinen Ziegelpfropfen:

$\frac{3{,}14}{2} \cdot (1{,}75^2 - 1{,}15^2) \,.\, 0{,}51$

$\frac{3{,}14}{2} \cdot (2{,}00^2 - 1{,}40^2) \,.\, 0{,}51$ . . . . . = 3 „

Stück vom großen Ziegelpfropfen:

$1{,}40 \cdot \left(5{,}00 \,.\, 2{,}90 + \frac{1}{2} \cdot 2.50^2 \,.\, 3{,}14\right) - \left(\frac{1}{2} \,.\, 1{,}00 \,.\, 3{,}00 \,.\, 5{,}00\right)$ . . . . = 27 „

Beton in der Sohle:

$3{,}70 \,.\, 3{,}10 \,.\, 1{,}00$ . . . . . = 11 „

Mauerwerk der Sohle:

$(5{,}40 + 3{,}80) \cdot \frac{1}{2} \,.\, 5{,}30 \,.\, 4{,}30$ . . . . . = 105 „

Abzüge 403 cbm

Mauerwerk für 1 Schieberturm 823 — 403 = 420 cbm

Für 4 Schiebertürme 4 . 420 = **1680 cbm**

3. Mauerwerk der Wandungen für die Gebäude der Notausläſſe (vergl. Poſ. 6;7) 2380 — 232 (Gewölbemauerwerk) . . . . . = 2148 cbm
4. Mauerwerk des Sturzbetts (vergl. Poſ. 6;8) . . . . . 5488 „
5. „ der Kaskaden (vergl. Poſ. 6;9) . . . . . 4044 „

Zuſammenſtellung für Poſition 7.

1. Verblendung an der Waſſerſeite	12100 cbm
2. Schiebertürme	1680 „
3. Notausläſſe	2148 „
4. Sturzbett	5488 „
5. Kaskaden	4044 „
	25460 cbm
Für kleinere Mauerwerkteile und zur Abrundung	540 „
Summe Poſition 7	**26000 cbm**

Poſition 8. Verblendungsmauerwerk aus Ziegelſteinen.

1. Schiebertürme (vergl. Poſ. 7;2):

$$102{,}00 + 1{,}00 + 19{,}00 + 9{,}00 + 121{,}00 - \left(3{,}30 \,.\, 1{,}85 + 1{,}65^2 \,.\, 3{,}14 \cdot \frac{1}{2}\right) \cdot 0{,}77 = 244 \text{ cbm}$$

Für 4 Schiebertürme 4 . 244 . . . . . = 976 cbm
2. Verblendung der ſeitlichen Überfälle (vergl. Poſ. 14;1) 2 . 39,00 = 78 „

	1054 cbm
Zur Abrundung	46 „
Summe Poſition 8	**1100 cbm**

Poſition 9. Ziegelmauerwerk der Stollenabmauerung.

1. Einlaufſtollen.

1. Ring (vergl. Poſ. 8):

$$\left(3{,}30 \,.\, 1{,}85 + 1{,}65^2 \,.\, 3{,}14 \cdot \frac{1}{2}\right) \cdot 0{,}77 \,.\, 4 \quad \ldots\ldots\ldots = 32 \text{ cbm}$$

2. Ring + 3. Ring (vergl. Poſ. 7;2) 4 . 5,00 . . . . . = 20 „

2. Rohrſtollen.

1. Ring $1{,}40 \,.\, (5{,}00 \,.\, 2.90 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}50^2 \,.\, 3{,}14)$ . . . = 34 cbm
2. „ $1{,}05 \,.\, (4{,}50 \,.\, 2{,}65 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}25^2 \,.\, 3{,}14)$ . . . = 21 „
3. „ $1{,}05 \,.\, (4{,}00 \,.\, 2{,}40 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}00^2 \,.\, 3{,}14)$ . . . = 17 „
4. „ $1{,}05 \,.\, (3{,}50 \,.\, 2{,}15 + \frac{1}{2} \cdot 1{,}75^2 \,.\, 3{,}14)$ . . . = 13 „

Für 1 Rohrſtollen = 85 cbm
Für 4 Rohrſtollen 4 . 85 = 340 „

3. Notauslaßſtollen.

1. Ring $1{,}30 \,.\, \left(3{,}70 \,.\, 2{,}05 + 1{,}85^2 \,.\, 3{,}14 \cdot \frac{1}{2}\right)$ . . = 17 cbm
2. „ $1{,}05 \,.\, \left(3{,}30 \,.\, 1{,}85 + 1{,}65^2 \,.\, 3{,}14 \cdot \frac{1}{2}\right)$ . . = 11 „
3. „ $1{,}05 \,.\, \left(2{,}90 \,.\, 1{,}65 + 1{,}45^2 \,.\, 3{,}14 \cdot \frac{1}{2}\right)$ . . = 8 „

Für 1 Stollen 36 cbm
Für 4 Stollen 4 . 36 = 144 „
Zu übertragen 536 cbm

Übertrag 536 cbm

4. Entlastungsstollen.

1. Ring $2 \,.\, 1{,}05 \,.\, (3{,}25 \,.\, 5{,}50 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}75^2 \,.\, 3{,}14)$. = 62 cbm

2. „ $2 \,.\, 1{,}05 \,.\, (3{,}50 \,.\, 6{,}00 + \frac{1}{2} \cdot 3{,}00^2 \,.\, 3{,}14)$. = 74 „

3. „ $2 \,.\, 1{,}05 \,.\, (3{,}75 \,.\, 6{,}50 + \frac{1}{2} \cdot 3{,}25^2 \,.\, 3{,}14)$. = 86 „

4. „ $2 \,.\, 1{,}50 \,.\, (4{,}00 \,.\, 7{,}00 + \frac{1}{2} \cdot 3{,}50^2 \,.\, 3{,}14)$. = 142 „

Vorbau vor dem Pfropfen:

$1{,}75 \,.\, 6{,}30 \,.\, 4{,}60 - 2 \,.\, (1{,}75 \,.\, 3{,}20 \,.\, 1{,}70$

$+ 1{,}75 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1{,}70 \,.\, 0{,}40) + 3{,}65 \,.\, 5{,}40 \,.\, 0{,}70$

$+ 4{,}90 \,.\, 3{,}65 \,.\, 0{,}35$ . . . . . = rd. 50 „

Entlastungsstollen 414 „

Summe Position 9 **950 cbm**

Position 10. Ziegelmauerwerk zur Untermauerung der Rohre.

$1{,}65 \,.\, 0{,}50 \,.\, 0{,}50 \,.\, 2 \,.\, 4$ . . . . . = 3 cbm

$0{,}35 \,.\, 0{,}50 \,.\, 1{,}60 \,.\, 14 \,.\, 4$ . . . . . = 16 „

Summe Position 10 rd. **20 cbm**

Position 11. Gewölbemauerwerk.

Einwölbung des Durchflusses für den seitlichen Überfall:

$F = \frac{2}{3} \cdot (2{,}40 \,.\, 5{,}80 - 1{,}80 \,.\, 4{,}50) = 3{,}88$ qm;

Länge $3 \,.\, 8{,}30 + 3 \,.\, 6{,}30 = 43{,}80$ m;

Inhalt $43{,}80 \,.\, 3{,}88$ . . . . . = 170 cbm

Überfallbögen der Mauerkrone (Wasserseite):

$349{,}00 \,.\, 0{,}70 \,.\, 1{,}10 - 88 \,.\, 3{,}00 \,.\, 0{,}70 \,.\, \left(0{,}45 + \frac{2}{3} \cdot 0{,}30\right)$ . . . = 149 „

Überfallbögen der Mauerkrone (Luftseite):

$\left(\frac{3{,}00 + 4{,}10}{2} \cdot 0{,}35 + \frac{2}{3} \cdot 4{,}10 \,.\, 1{,}15 - \frac{2}{3} \cdot 3{,}00 \,.\, 0{,}90\right) \,.\, 0{,}80 \,.\, 88$ = 182 „

Bögen am Ablauf der Notausläſſe:

$\left(5{,}00 \,.\, 1{,}30 - \frac{2}{3} \cdot 5{,}00 \,.\, 0{,}60\right) \,.\, 20{,}00 \,.\, 2$ . . . . . = 180 „

$5{,}40 \,.\, 1{,}00 \,.\, 0{,}60 \,.\, 2 \,.\, 8$ . . . . . = 52 „

Stollen der Notausläſſe:

$\frac{1}{2} (1{,}85^2 - 1{,}25^2) \,.\, 3{,}14 \,.\, (2 \,.\, 4{,}00 + 2 \,.\, 3{,}60)$ . . . . . = 44 „

Gewölberinge im Notauslaßstollen:

$4 \,.\, 1{,}05 \cdot \frac{1}{2} \cdot (2{,}05^2 - 1{,}45^2) \,.\, 3{,}14$ . . . . . = 13,85 cbm

$4 \,.\, 1{,}05 \cdot \frac{1}{2} \cdot (2{,}25^2 - 1{,}65^2) \,.\, 3{,}14$ . . . . . = 15,43 „

$4 \,.\, 1{,}30 \cdot \frac{1}{2} \cdot (2{,}45^2 - 1{,}85^2) \,.\, 3{,}14$ . . . . . = 21,06 „

Summe rd. 50 „

Zu übertragen 827 cbm

Übertrag 827 cbm

Gewölbemauerwerk der Hauptrohrstollen:

$$4 \,.\, 21{,}00 \cdot \frac{1}{2} \cdot (2{,}10^2 - 1{,}50^2) \,.\, 3{,}14 \quad \ldots\ldots\ldots = 285 \text{ „}$$

Gewölberinge daselbst:

$$4 \,.\, 1{,}05 \,.\, 3{,}14 \,.\, (2{,}35^2 - 1{,}75^2) \cdot \frac{1}{2}$$

$$+ 4 \,.\, 1{,}05 \,.\, 3{,}14 \,.\, (2{,}60^2 - 2{,}00^2) \cdot \frac{1}{2}$$

$$+ 4 \,.\, 1{,}05 \,.\, 3{,}14 \,.\, (2{,}85^2 - 2{,}25^2) \cdot \frac{1}{2}$$

$$+ 4 \,.\, 1{,}40 \,.\, 3{,}14 \,.\, (3{,}10^2 - 2{,}50^2) \cdot \frac{1}{2} \quad \ldots\ldots\ldots = 84 \text{ „}$$

Gewölberinge am Einlauf (vergl. Position 7; 2) 4 . 3,00 . . . . = 12 „

Einwölbung der Einlaufstollen:

$$4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3{,}14 \,.\, (1{,}85^2 - 1{,}25^2) \,.\, 16{,}70 \quad \ldots\ldots\ldots = 195 \text{ „}$$

1403 cbm

Für kleinere Einwölbungen und zur Abrundung . . . . . 47 „

Summe Position 11 **1450 cbm**

Position 12. Beton der Fundamentsohle und des Schlitzes an der Wasserseite.

1. Baugrubensohle (vergl. Pos. 2; 2):

Fläche 3658 + 4203 + 5850 + 2070 = 15 781 qm

abzüglich Fläche für den Schlitz $640 \cdot \frac{1}{2}$ = 320 „

15 461 qm

Stärke des Betons i. M. 0,30 m;

Inhalt 0,30 . 15 461 . . . . . = 4638 cbm

2. Beton für den Schlitz an der Wasserseite:

Länge (640 — 4 . 6,80) = 612 m; Höhe 1,50 m;

Breite i. M. 0,70 m; Inhalt 612 . 1,50 . 0,70 . . . . . = 643 „

Für 4 Schiebertürme 4 . (4,30 . 2 + 6,80) . 0,50 . 1,50 . . . . = 46 „

5327 cbm

Zur Abrundung 173 „

Summe Position 12 **5500 cbm**

Position 13. Beton für die Einlaufstollen, Rohrstollen ꝛc.

1. Einlaufstollen (vergl. Pos. 6; 4) 4 . 150 . . . . . = 600 cbm
2. Beton in den Schiebertürmen (Sohle; vergl. Pos. 7; 2) 4 . 11 = 44 „
3. Sohle der Rohrstollen 24,40 . 0,40 . 3,00 . 4 . . . . . = 116 „
4. Sohle der Schieberhäuser 4 . 4,80 . 5,80 . 0,40 . . . . . = 44 „
5. Rohrabstützung 4 . 5,00 . . . . . = 20 „
6. Sohle der Notauslaßstollen (2 . 4,20 + 2 . 3,80) . 2,50 . 0,20 . = 8 „
7. Beton der Mauerkrone an den Hängen:

Länge 221 m; Inhalt $221 \,.\, 4{,}50 \cdot \frac{0{,}20 + 0{,}05}{2}$ . . . . = 124 „

956 cbm

Für die Verbreiterung auf der Mauerkrone und zur Abrundung 44 „

Summe Position 13 **1000 cbm**

Position 14. Beton für die seitlichen Überfälle und für die Einwölbung der Überfälle auf der Mauerkrone.

1. Beton für die seitlichen Überfälle (vergl. Pos. 6; 10):

Betonmauerwerk eines Überfalls . . . . . 1698 cbm

Abzug für Ziegelverblendung:

$(2{,}25 + 2 \,.\, 1{,}20) \cdot \frac{5{,}60 + 16{,}00}{2} \cdot 6 \,.\, 0{,}12 = 36$ cbm

$6 \,.\, 1{,}00 \,.\, 2{,}00 \,.\, 0{,}12 + 6 \,.\, 1{,}20 \,.\, 2{,}00 \,.\, 0{,}12 = 3$ „

Abzug für Betonkunststeine:

$(6{,}60 \,.\, 0{,}80 + 6{,}00 \,.\, 0.60 + 48 \,.\, 0{,}60) \,.\, 0{,}20 = 8$ „

Abzüge 47 „

1651 cbm

Für beide Überfälle 2 . 1651 . . . . . = 3302 cbm

2. Überfälle auf der Mauerkrone:

Einwölbung $\left[\frac{1}{2} \cdot (0{,}45 + 0{,}85) \,.\, 4{,}50 \,.\, 3{,}00 - \frac{2}{3} \cdot \frac{0{,}50 + 0{,}30}{2} \cdot 4{,}50 \,.\, 3{,}00\right] \cdot 88$ . . . . . = 455 „

Pfeiler $88 \cdot \frac{0{,}15 + 0{,}35}{2} \cdot 4{,}50$ . . . . . = 99 „

3856 cbm

Zur Abrundung 44 „

Summe Position 14 **3900 cbm**

Position 15. Beton zur Eindeckung der Schieberhäuser für die Notausläſſe, Treppen ꝛc.

$(11{,}00 \,.\, 5{,}90 \,.\, 0{,}50 - \frac{2}{3} \cdot 0{,}20 \,.\, 2{,}00 \,.\, 5 \,.\, 5{,}90) \,.\, 2$ . . . . . = 49 cbm

$(12{,}00 \,.\, 11 \,.\, 0{,}45 - \frac{2}{3} \cdot 0{,}20 \,.\, 2{,}20 \,.\, 2{,}30 \,.\, 11{,}00) \,.\, 2$ . . . . . = 104 „

Treppe im Schieberhaus 3,00 . 0,20 . 0,60 . 2 . . . . . = 1 „

Treppe im Schieberhaus unten:

$(2{,}45 \,.\, 0{,}50 + 3{,}80 \,.\, 0{,}35) \,.\, 0{,}90 \,.\, 4$ . . . . . = 9 „

163 cbm

Zur Abrundung 2 „

Summe Position 15 **165 cbm**

Position 16. Beton der Brücken.

Brücken zu den Schieberhäusern:

$(0{,}90 \,.\, 6{,}00 - \frac{2}{3} \cdot 6{,}00 \,.\, 0{,}60) \,.\, 2{,}50 \,.\, 2$ . . . . . = 15 cbm

Möhnebrücke $(10{,}00 \,.\, 1{,}40 - \frac{2}{3} \cdot 1{,}00 \,.\, 10{,}00) \,.\, 3{,}50$ . . . . . = 26 „

Hevebrücke $(10{,}00 \,.\, 1{,}30 - \frac{2}{3} \cdot 1{,}00 \,.\, 10{,}00) \,.\, 2{,}50$ . . . . . = 16 „

57 cbm

Für Auflager ꝛc. und zur Abrundung 13 „

Summe Position 16 **70 cbm**

Position 17. Betonmauerwerk der Möhne- und Heveregulierung.

Vergl. Pos. 6; 11 . . . . . **5100 cbm**

Position 18. Werksteine.

Abdeckplatten aus Werksteinen:

(640 — 349 — 16 — 51) = 224 lfd. m an der Wasserseite;

Inhalt 224 . 0,30 . 0,70 . . . . . = 47 cbm

(640 — 16 — 51) = 573 lfd. m an der Luftseite;

Inhalt 573 . 0,35 . 0,35 . . . . . = 70 „

Wölbsteine der Mauerkrone an der Wasserseite (vergl. Pos. 11) . . 149 „

266 cbm

Zur Abrundung 4 „

Summe Position 18 **270 cbm**

Position 19. Abdeckung aus Betonkunststeinen.

Einläufe 4 . 0,15 . [2 . (1,20 + 2,80) + 4,30] . . . . . = 7 cbm

Sturzbett 0,60 . 0,20 . 313 . . . . . = 38 „

Kaskaden (55,00 + 47,00 + 82,00 + 54,00) . 0,60 . 0,20 . . . . = 29 „

Treppen 48 . 2,00 . 0,20 . 1,20 . . . . . = 23 „

(62 + 60 + 13) . 0,40 . 0,20 . . . . . = 11 „

Seitliche Überfälle (vergl. Pos. 14; 1) . . . . . 16 „

124 cbm

Zur Abrundung 6 „

Summe Position 19 **130 cbm**

Position 20. Putzflächen.

1. Putzfläche an der Wasserseite unter der Verblendung:

(Vergl. Pos. 7; 1) . . . . . 16 764 qm

Zuschlag für den zahnartigen Eingriff:

Für den qm Wandfläche 0,14 qm Putz; 16 764 . 0,14 . . . . = 2 347 „

Putz auf der Verblendung $\frac{421{,}50 + 305{,}50}{2} \cdot 22{,}60$ . . . . = 8 215 „

2. Überlauf:

1,20 . (264 + 85) + 3,80 . 264 . . . . . = 1 422 „

3. Mauerkrone:

4,50 . (640 — 349) . . . . . = 1 310 „

4. Schiebertürme:

23,90 . (5,70 . 3,14 + 5,20 . 3,14) . . . . . = 818 qm

(0,40 + 0,70) . 5,70 . . . . . = 6 „

$5{,}20 \cdot [3{,}14 \cdot (5{,}70 + 5{,}20) \cdot \frac{1}{2}$

$+ 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3{,}30 + 3{,}05)]$ . . . . . = 122 „

$2 \cdot \left[\frac{3{,}05 + 3{,}00}{2} \cdot (1{,}60 + 1{,}50)\right]$

$+ 3{,}14 \cdot (1{,}60 + 1{,}50) \cdot 3{,}40$ . . . . . = 52 „

$8{,}90 \cdot (6{,}80 + 5{,}30) + 2 \cdot 3{,}80 \cdot 8{,}90 \cdot 2$

$+ 0{,}80 \cdot 8{,}90 \cdot 2 + \frac{2}{3} \cdot 8{,}90 \cdot 2{,}40 \cdot 4$ . . = 314 „

Turmsohle innen 3,70 . 3,10 + [3,14 . 3,10

+ (3,10 + 3,70) . 2] . 4,70 . . . . . = 121 „

Für 1 Schieberturm 1433 qm

Für 4 Schiebertürme 4 . 1433 = 5 732 „

Zu übertragen 35 790 qm

Übertrag 35 790 qm

5. Innenwandung der Einlaufstollen:

$(2{,}50 + 2 \,.\, 1{,}25 + 3{,}14 \,.\, 1{,}25) \,.\, 16{,}70 \,.\, 4 = 149 \,.\, 4 \;.\;.\;.\;.\;.\; = 596$ „

6. Sohle der Rohrstollen:

$3{,}00 \,.\, 24{,}20 + 5{,}00 \,.\, 5{,}80 = 102$ qm

Für 4 Rohrstollen $4 \,.\, 102 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = 408$ qm

Rinnen rd. . . . . 42 „

Summe 450 „

7. Ringe im Rohrstollen:

$$2{,}80 \,.\, 1{,}60 + \frac{1}{2} \cdot 3{,}14 \,.\, 1{,}40^2$$
$$+ 0{,}53 \,.\, (2{,}30 + 2 \,.\, 1{,}35 + 3{,}14 \,.\, 1{,}15$$
$$+ 2{,}80 + 2 \,.\, 1{,}60 + 3{,}14 \,.\, 1{,}40)$$
$$+ 0{,}77 \,.\, (3{,}30 + 2 \,.\, 1{,}85 + 1{,}65 \,.\, 3{,}14) \;.\;.\; = 27 \text{ qm}$$

$$4{,}00 \,.\, 2{,}40 + \frac{3{,}14}{2} \cdot 2{,}00^2$$
$$+ 4{,}50 \,.\, 2{,}65 + \frac{3{,}14}{2} \cdot 2{,}25^2$$
$$+ 1{,}05\,(3{,}50 + 2 \,.\, 2{,}15 + 3{,}14 \,.\, 1{,}75$$
$$+ 4{,}00 + 2 \,.\, 2{,}40 + 3{,}14 \,.\, 2{,}00)$$
$$+ 1{,}05\,(4{,}50 + 2 \,.\, 2{,}65 + 3{,}14 \,.\, 2{,}25)$$
$$+ 1{,}40\,(5{,}00 + 2 \,.\, 2{,}90 + 3{,}14 \,.\, 2{,}50) \;.\;.\; = 109 \text{ „}$$

Für 1 Rohrstollen 136 qm

Für 4 Rohrstollen $4 \,.\, 136 = 544$ „

8. Sohle im Notauslaßstollen:

$2 \,.\, 2{,}50 \,.\, 4{,}40 + 2 \,.\, 2{,}50 \,.\, 4{,}80 \;.\;.\;.\;.\;.\; = 46$ qm

$3{,}70 \,.\, 10 \,.\, 2 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = 74$ „

Treppen etc. . . . . 20 „

Summe 140 „

9. Ringe im Notauslaßstollen (zum Teil schon mitgerechnet):

$$4 \cdot \Big[3{,}30 \,.\, 1{,}85 + \frac{3{,}14}{2} \cdot 1{,}65^2 + 1{,}05\,(2{,}90 + 2 \,.\, 1{,}65$$
$$+ 3{,}14 \,.\, 1{,}45) + 1{,}05 \,.\, (3{,}30 + 2 \,.\, 1{,}85 + 3{,}14 \,.\, 1{,}65)$$
$$+ 1{,}30 \,.\, (3{,}70 + 2 \,.\, 2{,}05 + 3{,}14 \,.\, 1{,}85)\Big] = 4 \,.\, 52 \;.\;.\;.\; = 208 \text{ „}$$

10. Schlitz an der Wasserseite:

Länge 640 m; Fläche $640 \,.\, (0{,}50 + 0{,}88) \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = 883$ „

11. Seitliche Überläufe:

$$\frac{4{,}25 + 4{,}70}{2} \cdot 48{,}00 + \frac{4{,}25 + 2{,}50}{2} \cdot 6{,}00 \,.\, 2$$
$$+ 6{,}60 \,.\, 4{,}25 + 2{,}50 \,.\, 65{,}00 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = 446 \text{ qm}$$

$$\frac{4{,}40 + 5{,}00}{2} \cdot 4{,}25 + \frac{4{,}25 + 4{,}70}{2} \,.\, 48{,}30$$
$$- 6 \cdot \frac{1}{2}\left(4 \,.\, 0{,}90 + 2 \cdot \frac{1{,}00 + 0{,}50}{2} \cdot 1{,}20\right.$$
$$\left. + 4{,}00 \,.\, 1{,}25 + 2 \cdot \frac{1{,}00 + 0{,}50}{2} \cdot 1{,}20\right) \;.\;.\;.\; = 200 \text{ „}$$

Zu übertragen 646 qm 38 611 qm

Übertrag 646 qm 38 611 qm

$(2 \,.\, 1{,}35 + 2{,}25) \cdot \frac{5{,}60 + 16{,}00}{2} \cdot 6 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . = 321$ „

$6 \,.\, 1{,}00 \,.\, 2{,}00 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . = 12$ „

$2 \cdot \Big[\frac{5{,}30 + 5{,}60}{2} \cdot 1{,}80 + 1{,}80 \,.\, 5{,}60$

$- \Big(\frac{5{,}30 + 5{,}40}{2} \cdot 1{,}00 - 2 \,.\, 0{,}50 \,.\, 1{,}0\Big)$

$- 3 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1{,}40 \,.\, 0{,}40\Big] \quad = 29$ qm

$2 \cdot \Big[\frac{15{,}10 + 15{,}40}{2} \cdot 2{,}25 + 1{,}80 \,.\, 15{,}40$

$- \Big(\frac{15{,}10 + 15{,}20}{2} \cdot 1{,}00 - 2 \,.\, 1{,}00 \,.\, 1{,}00\Big)$

$- 3 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0{,}85 \,.\, 4{,}40\Big] \quad = 83$ qm

$\frac{29{,}00 + 83{,}00}{2} \cdot 6 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . = 336$ „

Bogenlaibung $\frac{14{,}60 + 33{,}20}{2} \cdot 6 \,.\, 4{,}00 \quad . \; . \; . \; . = 574$ „

Sohle $\frac{4{,}40 + 15{,}80}{2} \cdot 46{,}90 + \frac{1}{2} \cdot 15{,}80 \,.\, 15{,}50 \quad . = 596$ „

Seitenwand-Überfall:

$\frac{1{,}85 + 2{,}35}{2} \cdot (5 \,.\, 4{,}10 + 1{,}70 + 12{,}50) \quad . \; . \; . \; . = 73$ „

$3{,}00 \,.\, 32 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . = 96$ „

Pfeiler:

$32 \,.\, (1{,}00 \,.\, 0{,}20 + \frac{0{,}70 + 0{,}90}{2} \cdot 0{,}80 + \frac{1}{2} \cdot 1{,}20 \,.\, 0{,}40) = 35$ „

$12 \,.\, [1{,}20 \,.\, 1{,}00 + (0{,}70 + 0{,}90) \cdot \frac{1}{2} \,.\, 0{,}80] \quad . \; . \; . = 22$ „

$21 \,.\, [(0{,}70 \,.\, 0{,}20 + 0{,}50 \,.\, 0{,}80) \,.\, 2 + 0{,}20 \,.\, 0{,}70] \quad . = 26$ „

$2{,}20 \,.\, 5{,}00 + 4{,}60 \,.\, 5{,}00 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . = 34$ „

Für 1 Überlauf 2771 qm

Für beide Überläufe 2 . 2771 = 5542 „

12. Ringe im Entlastungsstollen:

$5{,}50 \,.\, 3{,}25 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}75^2 \,.\, 3{,}14 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . = 30$ qm

$(6{,}00 \,.\, 3{,}50 + \frac{1}{2} \cdot 3{,}00^2 \,.\, 3{,}14) \,.\, 2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . = 70$ „

$(6{,}50 \,.\, 3{,}75 + \frac{1}{2} \cdot 3{,}25^2 \,.\, 3{,}14) \,.\, 2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . = 82$ „

$(7{,}00 \,.\, 4{,}00 + \frac{1}{2} \cdot 3{,}50^2 \,.\, 3{,}14) \,.\, 2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . = 95$ „

$1{,}05 \; (5{,}50 + 3{,}25 \,.\, 2 + 2{,}75 \,.\, 3{,}14) \quad . \; . \; . \; . \; . = 22$ „

$1{,}05 \; (6{,}00 + 3{,}50 \,.\, 2 + 3{,}00 \,.\, 3{,}14) \quad . \; . \; . \; . \; . = 24$ „

$1{,}05 \; (6{,}50 + 3{,}75 \,.\, 2 + 3{,}25 \,.\, 3{,}14) \quad . \; . \; . \; . \; . = 25$ „

$1{,}50 \; (7{,}00 + 4{,}00 \,.\, 2 + 3{,}50 \,.\, 3{,}14) \quad . \; . \; . \; . \; . = 39$ „

387 qm

Auf beiden Seiten 2 . 387 . . . . . = 774 „

44 927 qm

Zur Abrundung 73 „

Summe Position 20 **45 000 qm**

Poſition 21. Auszufugende Flächen des Mauerwerks.

1. Luftſeite der Sperrmauer:

Profil	Länge m	Summe m	Mittel m	Abſtand m	Fläche qm
0	1,5	5,1	2,55	10,0	25,5
1	3,6	8,8	4,40	10,0	44,0
2	5,2	11,9	5,95	23,5	139,8
3	6,7	14,4	7,20	31,5	226,8
4	7,7	23,6	11,80	32,0	377,6
5	15,9	39,3	19,65	24,0	471,6
6	23,4	50,9	25,45	6,0	152,7
7	27,5	62,3	31,15	11,5	358,2
8	34,8	75,3	37,65	4,5	169,4
9	40,5	82,2	41,10	9,0	369,9
10	41,7	83,4	41,70	39,5	1647,2
11	41,7	83,1	41,55	116,0	4819,8
12	41,4	83,1	41,55	150,0	6232,5
13	41,7	81,3	40,65	15,0	609,8
14	39,6	67,4	33,70	26,0	876,2
15	27,8	49,2	24,60	16,0	393,6
16	21,4	35,4	17,70	16,0	283,2
17	14,0	22,8	11,40	26,0	296,4
18	8,8	12,3	6,15	41,0	252,2
19	3,5	7,0	3,50	11,5	40,3
20	3,5	5,0	2,50	20,5	51,3
21	1,5				
					17 838 qm

2. Innenwände der Überfallöffnungen:

Fläche planimetriert: für 1 Wand 11,20 qm;

88 . 11,20 . 2 . . . . = 1971 „

3. Erkervorbauten:

$$\left(\frac{2{,}70+10{,}00}{2}\cdot 2{,}08+\frac{10{,}00+12{,}50}{2}\cdot 1{,}47\right)\cdot 4 = 119 \text{ qm}$$

$$\frac{12{,}50+15{,}0}{2}\cdot 1{,}55\,.\,4 \ldots\ldots = 85 \text{ „}$$

$$\frac{2{,}70+0{,}50}{2}\cdot 1{,}00\,.\,4 \ldots\ldots = 6 \text{ „}$$

Summe 210 „

4. Durchfluß der ſeitlichen Überfälle:

(8,30 + 6,30) . 1,85 . 6 . . . . = 162 „

5. Einlaufſtollen — Mundloch:

$$4\,.\,4\cdot\left(\frac{3{,}40+4{,}60}{2}\cdot 2{,}50+3{,}40\,.\,1{,}20\right)$$

$$+\,3{,}40\,.\,0{,}90\,.\,2\,.\,4+2{,}50\,.\,1{,}50\,.\,4 \ldots\ldots = 265 \text{ „}$$

6. Rohrſtollen:

1,50 . 2 . 21,10 . 4 . . . . = 253 „

7. Notauslaßſtollen:

(4,80 + 4,40) . 1,25 . 2 . 2 . . . . = 46 „

8. Waſſerſeite der Sperrmauer (vergl. Poſ. 20; 1):

16 764 — 8 215 . . . . = 8 549 „

29 294 qm

Zur Abrundung 706 „

Summe Poſition 21 **30 000 qm**

Position 22. Pflaster auf der Mauerkrone.

Länge (640 — 16 — 51) = 573 lfd. m;
Breite 4,50 m; Fläche 4,50 . 573 . . . . . = 2579 qm
Zur Abrundung 21 „
Summe Position 22 **2600 qm**

Position 23. Pflaster zwischen und vor den Schieberhäusern.

$6{,}00 . 8{,}00 . 2 + 4{,}40 . (24{,}00 - 2 . 5{,}00) . 2 + 4{,}40^2 . 3{,}14 \cdot \frac{1}{4} . 2 . 2$
$= 96 + 123 + 61$ . . . . . = **280 qm**

Position 24. Pflaster an den Einläufen.

Fläche rd. 2 . 600 . . . . . = **1200 qm**

Position 25. Asphalt.

Turmvorbau 4,75 . 2 . 2 . 3,40 + 2 . 12,00 . 4,50 . . . . . = 173 qm
Notausläſſe 2 . 11,00 . 5,60 + 1,30 . 11,00 . 2 = 123 + 29 . . . = 152 „
Summe Position 25 **325 qm**

Position 26. Sammelrohre zur Entwäſſerung der Rohrſtollen.

75,00 + 80,00 + 80,00 + 85,00 . . . . . = **320 lfd. m**

Position 27a. Sammelrohre der Drainage.

Rohre von 100 mm l. W. in der Mauermitte . . . . . **1300 lfd. m**

Position 27b. Sammelrohre der Drainage.

Rohre von 150 mm l. W. an der Sohle der Sperrmauer . . . **1300 lfd. m**

Position 28. Drainagerohre.

Sohlendrainage $\frac{350 . 6{,}35}{2{,}60}$ . . . . . = 855 lfd. m
Zwischendrainage $\frac{350 . 2{,}60}{2{,}60}$ . . . . . = 350 „ „
Hauptdrainage, Höhe i. M. = 28,50 m;
im Tal $\frac{350 . 28{,}50}{1{,}30}$ . . . . . = 7673 „ „
an den Hängen $\frac{28{,}50 + 7{,}50}{2} \cdot \frac{75}{1{,}30}$ . . . . . = 1038 „ „
$\frac{28{,}50 + 4{,}50}{2} \cdot \frac{115}{1{,}30}$ . . . . . = 1460 „ „
11376 lfd. m
Zur Abrundung 124 „ „
Summe Position 28 **11500 lfd. m**

Titel III. Eisenarbeiten.

Position 29. Verzinkte Eisenkonstruktion.

a) Verzinkte Eisenkonstruktion in den Schiebertürmen:
2 . (3,60 + 3,40 + 3,20 + 3,00 + 2,80 + 2,60) . = 37,20 lfd. m
[Eisen N. P. 20 = 37,20 . 25,20 . . . . . = 937 kg
2 . 2 . 6 . 2,00 . . . . . = 48,00 „ „
[Eisen N. P. 16 = 48,00 . 18,80 . . . . . = 902 „
Zu übertragen 1839 kg

Übertrag 1 839 kg

2 . 3,80 . . . . . = 7,60 lfd. m

[Eisen N. P. 24 = 7,60 . 33,70 . . . . . = 256 „

5 . 2,0 . . . . . = 10,00 „ „

[Eisen N. P. 20 = 10,00 . 25,20 . . . . . = 252 „

2 347 kg

Träger zur Unterstützung der Einsteigklappe, Laschen, Winkel etc. . 253 „

Für 1 Schieberturm 2 600 kg

Für 4 Schiebertürme 4 . 2600 = 10 400 kg

Riffelblech 8 mm stark; Gewicht pro qm ca. 52 kg:

Podest im Schieberturm:

$\frac{5{,}70^2}{4}$ 3,14 — 2 . 0,40 . 0,40 . . . . . = rd. 25,20 qm

$\frac{2}{3}$ · (1,10 . 3,60 + 1,00 . 3,40 + 0,90 . 3,20

+ 0,80 . 3,00 + 0,70 . 2,80 + 0,60 . 2,60) . . = 10,80 „

36,00 qm

36,00 qm zu 52 kg . . . . . = 1 872 kg

Nieten und Kleineisenzeug 28 „

Für 1 Schieberturm 1 900 kg

Für 4 Schiebertürme 4 . 1900 = 7 600 kg

Steigeleitern aus ⌊ Eisen 100/65/11 und ○ Eisen 25 mm Durchmesser:

5 . 6,50 + 7 . 5,50 + 1 . 6,00 + 1 . 5,00 . . . = 82,00 lfd. m

⌊ Eisen 100/65/11 = 82 . 13,20 . . . . . = 1 082 kg

6 . 21 . 0,55 + 20 . 0,55 . . . . . = 80,30 „ „

○ Eisen 25 mm Durchmesser = 80,30 . 3,83 . . . . . = 308 „

1 390 kg

Winkel, Schrauben etc. 110 „

Für 1 Schieberturm 1 500 kg

Für 4 Schiebertürme 4 . 1500 = 6 000 kg

Für Geländer auf den Podesten rd. . . . . 200 kg

Verzinkte Eisenkonstruktion der Schiebertürme:

10 400 + 7 600 + 6 000 + 200 . . . . . = **24 200 kg**

b) Verzinkte Eisenkonstruktion der Schieberhäuser:

1 Träger (unterstützt) 7,50 m lang:

[Eisen N. P. 24 = 7,50 . 33,70 . . . . . = 253 kg

5 . 1,80 + 1 . 2,60 + 2 . 1,40 + 2 . 2,30 + 1 . 4,20 = 23,20 lfd. m

[Eisen N. P. 20 = 23,20 . 25,20 . . . . . = 585 „

838 kg

Winkel, Laschen etc. 112 „

Für 1 Schieberhaus 950 kg

Für 4 Schieberhäuser 4 . 950 = 3 800 kg

Riffelblech 8 mm stark; Gewicht pro qm ca. 52 kg:

Für 4 Schieberhäuser 4 . (6,00 . 7,30 — 2 . 1,40²

— 0,90 . 2,70 — 2,20 . 1,20) . . . . = 139,20 qm

Gewicht 139,20 . 52 . . . . . = 7 238 kg

Nieten, Verschnitt etc. 162 „

7 400 kg

Verzinkte Eisenkonstruktion der Schieberhäuser 3800 + 7400 . . = **11 200 kg**

c) Riffelblechabdeckung der Rinne im Rohrstollen:

Riffelblech 8 mm stark; Gewicht pro qm ca. 52 kg:

52 [(17,80 + 0,70) . 0,50 + 2 . 0,70 . 1,00] = 52 . 10,65 = 554 kg

Für 4 Rohrstollen 4 . 554 = rd. **2250 kg**

d) Verzinkte Eisenkonstruktion der Einlaufrechen, bestehend aus ⌊ Eisen 80/120/12 und ◇ Eisen 20:

3 . 3,00 = 9 lfd. m ⌊ 80/120/12 = 9 . 17,60 . . . = 158 kg
40 . 3,80 = 152 lfd. m ◇ Eisen 20 = 152 . 3,12 . . = 474 „
2 . 3 [Eisen N. P. 15 = 6 . 15,90 . . . . . = 95 „
Verbindungsteile etc. 23 „
Für 1 Rechen 750 kg
Für 4 Rechen 4 . 750 = **3000 kg**

e) Verzinkte Eisenkonstruktion im Schieberschacht des Entlastungsstollens:

Podest 1. 5,20 . 2 + 2,00 . 2 . . . . . = 14,40 lfd. m
[Eisen N. P. 24 = 14,40 . 33,70 . . . . . = 485 kg
„ 1. 3 . 1,40 + 1,40 + 4 . 1,55 + 4 . 1,75 . . = 18,80 „ „
[Eisen N. P. 20 = 18,80 . 25,20 . . . . . = 474 „
„ 2. 2 . 5,00 + 2,00 . . . . . = 12,00 „ „
[Eisen N. P. 20 = 12,00 . 25,20 . . . . . = 302 „
„ 2. 4 . 1,30 + 4 . 1,45 + 4 . 1,65 + 1,45 . = 19,05 „ „
[Eisen N. P. 16 = 19,05 . 18,80 . . . . . = 358 „
„ 3. 4,80 . 2 + 2,00 . . . . . = 11,60 „ „
[Eisen N. P. 20 = 11,60 . 25,20 . . . . . = 292 „
„ 3. 4 . 1,15 + 4 . 1,30 + 4 . 1,55 + 1,35 . = 17,35 „ „
[Eisen N. P. 16 = 17,35 . 18,80 . . . . . = 326 „
„ 4—6. 3 . (2 . 4,60 + 2,00) . . . . . = 33,60 „ „
[Eisen N. P. 20 + 33,60 . 25,20 . . . . . = 847 „
„ 4—6. 3 . (4 . 1,00 + 4 . 1,20 + 4 . 1,40 + 1,25) = 46,95 „ „
[Eisen N. P. 16 = 46,95 . 18,80 . . . . . = 883 „
„ 7. 2 . 4,60 + 2,00 . . . . . = 11,20 „ „
[Eisen N. P. 20 = 11,20 . 25,20 . . . . . = 282 „
„ 7. 1,25 + 4 . 1,00 + 4 . 1,20 + 4 . 1,40 . = 15,65 „ „
[Eisen N. P. 16 = 15,65 . 18,80 . . . . . = 294 „
„ 7. 3,30 m [Eisen N. P. 20 + 1,70 lfd. m [Eisen N. P. 16 . . . . . = 115 „
4658 kg
Winkel, Laschen etc. 142 „
4800 kg

Riffelblech 8 mm stark; Gewicht pro qm ca. 52 kg:

$$2{,}80^2 \,.\, 3{,}14 - 6 \,.\, 0{,}40 \,.\, 0{,}40 + 2{,}70^2 \,.\, 3{,}14 - \frac{3{,}90 + 3{,}70}{2} \cdot 1{,}00 \,.\, 2$$
$$- 6 \,.\, 0{,}40 \,.\, 0{,}40 + 2{,}60^2 \,.\, 3{,}14 - 6 \,.\, 0{,}40 \,.\, 0{,}40$$
$$- \frac{3{,}80 + 3{,}60}{2} \cdot 1{,}00 \,.\, 2 + (2{,}50^2 \,.\, 3{,}14 - 6 \,.\, 0{,}40 \,.\, 0{,}40$$
$$- \frac{3{,}70 + 3{,}50}{2} \cdot 1{,}00 \,.\, 2) \,.\, 4 + 1{,}70 \,.\, 0{,}80 = 97{,}80 \text{ qm}$$

Gewicht 97,80 . 52 . . . . . = 5086 kg
Nieten, Schrauben etc. 114 „
5200 kg

Steigeleitern:
5,00 + 5 . 6,00 + 3,00 + 4,70 = 42,70 lfd. m
(42,70 + 37,70) ⌊ Eisen 65/100/11 = 80,40 . 13,30 . . . . . = 1069 kg
37,70 . 4 = rd. 150 Sprossen zu 3,83 : 0,55 kg . . . . . = 316 „
Einfaches Geländer ca. 40 lfd. m zu 18 kg . . . . . = 720 „
2105 kg
Verbindungsteile 95 „
2200 kg

Verzinkte Eisenkonstruktion im Schieberschacht des Entlastungsstollens:
4800 + 5200 + 2200 . . . . . = **12200 kg**

Zusammenstellung für Position 29.

Verzinkte Eisenkonstruktion.

a. Schiebertürme	24 200	kg
b. Schieberhäuser	11 200	„
c. Rohrstollen	2 250	„
d. Einlaufrechen	3 000	„
e. Schieberschacht des Entlastungsstollens	12 200	„
	52 850	kg
Anker etc. und zur Abrundung	150	„
Summe Position 29	**53 000**	**kg**

Position 30. Unverzinkte Eisenkonstruktion.

Träger im Gebäude für den Notauslaß.

Überwölbung der Kaskade:

4 . (3,50 + 2,50 + 3,50) = 4 . 9,50 = 38,00 lfd. m

I Eisen N. P. 22 = 31,00 . 38,00 . . . . . = 1178 kg

Decke des Schieberhauses:

4 . 5,40 = 21,60 lfd. m I Eisen N. P. 30 = 21,60 . 54,10 = 1169 „

Absteifungen, Unterlagsplatten etc. . . . . 153 „

2 500 kg

Für 2 Gebäude des Notauslasses 2 . 2500 = 5 000 kg

ca. 60 lfd. m einfaches Geländer in den Schieberhäusern einschl. Verbindungsteile; 60 . 18 . . . . . = rd. 1 000 „

Summe Position 30 **6000 kg**

Position 31. Schmiedeeiserne, asphaltierte Einlaufstücke von 35 cm Baulänge, von 1400 mm auf 1600 mm l. W. sich erweiternd, 3 im Entlastungsstollen, 4 in den Einlaufstollen, insgesamt . . . **7 Stück**

Position 32. Schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenrohre von 4,55 m Baulänge und 1400 mm l. W. . . . . **3 Stück**

Position 33. Desgl. von 5,10 m Baulänge . . . . . **2 Stück**

Position 34. Schmiedeeisernes, asphaltiertes Flanschenbogenstück von 1400 mm l. W. und 4,90 m Baulänge (Radius 50 m) . . . **1 Stück**

Position 35. Gußeiserne Normalrohrschieber von 1400 mm Durchgangsweite, einschl. Windwerk und 31,50 m Gestänge im Schieberschacht des Entlastungsstollens . . . . . **2 Stück**

Position 36. Gußeiserne Normalrohrschieber daselbst von 1400 mm Durchgangsweite, einschl. Windwerk und 28 m Gestänge . . . **1 Stück**

Position 37. Flachschieber aus Gußeisen daselbst; 1600/1400 mm; einschl. Windwerk und 34,00 m Gestänge . . . . . **2 Stück**

Position 38. Flachschieber aus Gußeisen daselbst; 1600/1400 mm; einschl. Windwerk und 30,50 m Gestänge . . . . . **1 Stück**

Position 39. Schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenpaßstücke von 1400 mm l. W. und 2,20 m Baulänge . . . . . **4 Stück**

Position 40. Gußeiserne Normalrohrschieber in den Schiebertürmen von 1400 mm l. W., einschl. Windwerk und 29,00 m Gestänge . **4 Stück**

Position 41. Gußeiserne Flachschieber daselbst; 1600/1400 mm; einschl. Windwerk und 29,00 m Gestänge . . . . . **4 Stück**

Position 42. Schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenrohre von 4,90 m Baulänge und 1400 mm l. W., mit Dichtungsringen . . . . . **4 Stück**

Position 43. Desgl. von 4,00 m Baulänge und 1400 mm l. W., ohne Dichtungsringe, 4 . 4,00 . 6 . . . . . = **96 lfd. m**

Position 44. Schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschen ⊥-Stücke, 1400 mm l. W. . . . . **4 Stück**

Position 45. Gußeiserne Normalrohrschieber, 1400 mm Durchgangsweite; einschl. Windwerk . . . . . **8 Stück**

Position 46. Dükerartige Formstücke aus Schmiedeeisen, 1400 mm l. W., 7,70 m Baulänge . . . . . **4 Stück**

Position 47. Schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenpaßstücke, 1400 mm l. W., 2,50 m Baulänge . . . . . **4 Stück**

Position 48. Gußeiserne Flachschieber 1400/1600 mm l. W., einschl. Einlaufstücke, Windwerk und Gestänge von 2×6,50 bezw. 2×5,00 m Länge . . . . . **4 Stück**

Position 49. Schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenrohre von 1400 mm l. W. und 3,45 m Baulänge, mit aufgeschweißten Dichtungsringen **4 Stück**

Position 50. Schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenpaßstücke von 1400 mm l. W. und 3,50 m Baulänge . . . . . **2 Stück**

Position 51. Desgl. von 3,90 m Baulänge . . . . . **2 Stück**

Position 52. Rohrschieber von kurzer Baulänge, 1400 mm Durchgangsweite; einschl. Windwerk . . . . . **4 Stück**

Position 53. Dükerartige Formstücke aus Schmiedeeisen, 7,05 m Baulänge **2 Stück**

Position 54. Desgl. von 8,80 m Baulänge . . . . . **2 Stück**

Position 55. Gußeiserne Rohrstücke, 150 mm l. W.:

$4 \,.\, 23 \,.\, (1{,}25 + 0{,}75) \cdot \frac{1}{2}$ . . . . . = **92 lfd. m**

Position 56. Gußeiserne Rohrstücke von 150 mm l. W.; 35 . 1,40 = **50 lfd. m**

Titel IV. Architektonische Ausbildung der Mauer.

Position 57. Hallenbauten auf der Mauerkrone, Brüstung daselbst, Aufbauten und Überdachung der Schieberhäuser und Schiebertürme.

Titel V. Wege- und Planierungsarbeiten an der Sperrmauer.

Position 58. Wege vor der Sperrmauer . . . . . ca. **750 lfd. m**

Position 59. Planierung vor der Sperrmauer . . . . . ca. **8000 qm**

Essen, im Juli 1908.

Link,
Regierungsbaumeister a. D.

Kjörholt,
Ingenieur.

Kostenanschag zum zweiten Teil der Bauausführung.

Herstellung der Sperrmauer.

Pos.	Anzahl	Gegenstand	Einzelpreis M	Betrag M
		Titel I.		
		Erd- und Felsarbeiten.*)		
1	37 000	cbm Erdaushub	2,20	81 400
2	5 000	cbm Felsaushub	4,00	20 000
3	60 000	cbm Erdhinterfüllung der Mauer an der Wasserseite .	1,30	78 000
4	11 000	qm Packlage der Anschüttung	0,75	8 250
5	14 000	cbm Tonhinterfüllung an der Wasserseite der Sperrmauer	2,00	28 000
		Summe Titel I: Erd- und Felsarbeiten		**215 650**
		*) Der größte Teil des Erd- und Felsaushubs ist mit dem ersten Teil der Bauarbeiten vergeben worden und hier nicht mit aufgeführt.		
		Titel II.		
		Mauerarbeiten.		
6	290 000	cbm Bruchsteinmauerwerk in Zementtraßmörtel 1/2 Z., 1 1/2 K., 2 1/2 Tr., 6 S.	17,50	5 075 000
7	26 000	cbm Verblendungsmauerwerk aus Bruchsteinen in Zementtraßmörtel 1 Z., 1 K., 2 Tr., 6 S. (Zulage)	3,80	98 800
8	1 100	cbm Verblendungsmauerwerk aus Ziegelsteinen in Zementtraßmörtel 1 Z., 1 K., 2 Tr., 6 S. (Zulage)	14,00	15 400
9	950	cbm Stollenabmauerung aus Ziegelsteinen in Zementtraßmörtel 1 Z., 1 K., 2 Tr., 6 S. (Zulage)	13,00	12 350
10	20	cbm Untermauerung der Rohre aus Ziegelsteinen in Zementtraßmörtel 1 Z., 1 K., 2 Tr, 6 S. (Zulage) .	10,00	200
11	1 450	cbm Gewölbemauerwerk in Zementtraßmörtel 1 Z., 1/2 K., 1 1/4 Tr., 4 S. (Zulage)	7,50	10 875
12	5 500	cbm Beton der Fundamentsohle rc. von der Zusammensetzung 1 Z., 1 K., 2 Tr., 6 S., 9 Kleinschlag (Zulage)	7,00	38 500
13	1 000	cbm Beton der Sohle der Einlaufstollen rc. von der Zusammensetzung 1 Z., 1 K., 2 Tr., 6 S., 10 Kleinschlag (Zulage)	7,00	7 000
14	3 900	cbm Beton der seitlichen Überfälle von der Zusammensetzung 1 Z., 1 K., 2 Tr., 6 S., 10 Kleinschlag (Zulage)	11,00	42 900
15	165	cbm Beton für die Decken der Notausläſſe von der Zusammensetzung 1 Z., 1/2 Tr., 4 S., 6 Kleinschlag (Zulage)	13,00	2 145
16	70	cbm Beton mit Eiseneinlage für die Brücken über die Möhne und Heve und zu den Schieberhäusern; Zusammensetzung wie vor (Zulage)	75,00	5 250
17	5 100	cbm Beton der Möhne- und Heveregulierung von der Zusammensetzung 1 Z., 1 K., 2 Tr., 6 S., 12 Kleinschlag (Zulage)	7,00	35 700
18	270	cbm Werksteine in Zementtraßmörtel 1 Z., 1/2 Tr., 3 S. (Zulage)	120	32 400
		Zu übertragen		5 376 520

Pos.	Anzahl	Gegenstand	Einzelpreis M.	Betrag M.
		Übertrag		5 376 520
19	130	cbm Abdeckung aus Betonkunststeinen in Zementtraßmörtel 1 Z., 1/2 Tr, 4 S. (Zulage)	10,00	1 300
20	45 000	qm Putzfläche in 25 mm Stärke aus Zementtraßmörtel 2 Z., 1 K., 2 1/2 Tr., 6 S.	3,50	157 500
21	30 000	qm auszufugende Fläche in Zementtraßmörtel 1 Z., 1 K., 2 Tr., 6 S.	1,50	45 000
22	2 600	qm Pflaster auf der Mauerkrone aus Platinen in Zementtraßmörtel 1 Z., 1/2 Tr., 4 S. (Zulage zum Bruchsteinmauerwerk)	6,00	15 600
23	280	qm Pflaster vor den Schieberhäusern aus Kopfsteinen in Zementtraßmörtel 1 Z., 1/2 Tr., 4 1/2 S. (Zulage) .	5,00	1 400
24	1 200	qm Pflaster an den Einläufen aus Bruchsteinen in Zementtraßmörtel 1 Z., 1/2 Tr., 4 1/2 S. (keine Zulage)	8,00	9 600
25	325	qm Asphalt auf der Mauerkrone	7,00	2 275
26	320	lfd. m Sammelrohre zur Entwässerung des Stollens .	3,50	1 120
27a	1 300	lfd. m Sammelrohre der Drainage von 100 mm l. W.	2,50	3 250
27b	1 300	lfd. m Sammelrohre der Drainage von 150 mm l. W.	3,50	4 550
28	11 500	lfd. m Drainrohre von 60 mm l. W.	1,00	11 500
		Summe Titel II: Mauerarbeiten		**5 629 615**
		Titel III.		
		Eisenarbeiten.		
29	53 000	kg verzinkte Eisenkonstruktion	0,45	23 850
30	6 000	kg unverzinkte Eisenkonstruktion	0,35	2 100
31	7	Stück schmiedeeiserne, asphaltierte Einlaufstücke, 1400/1600 mm l. W., 0,35 m lang	180	1 260
32	3	Stück schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenrohre mit aufgeschweißten Dichtungsringen, 1400 mm l. W., 20 mm Blechstärke und 4,55 m Baulänge	2400	7 200
33	2	Stück wie vor von 5,10 m Baulänge	2700	5 400
34	1	Bogenstück aus Schmiedeeisen, wie vor, von 4,90 m Baulänge, Radius 50 m	2600	2 600
35	2	Stück gußeiserne Normalrohrschieber, 1400 mm Durchgangsweite, 31,5 m Gestänge, einschl. Windwerk . .	5500	11 000
36	1	Stück wie vor mit 28 m Gestänge	5400	5 400
37	2	Stück gußeiserne Flachschieber 1400/1600 mm, 34,0 m Gestänge, einschl. Windwerk	3600	7 200
38	1	Stück wie vor mit 30,5 m Gestänge	3500	3 500
39	4	Stück schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenpaßstücke, 1400 mm l. W., 2,20 m Baulänge und 20 mm Blechstärke	1150	4 600
40	4	Stück gußeiserne Normalrohrschieber, 1400 mm Durchgangsweite, 29 m Gestänge, einschl. Windwerk . . .	5400	21 600
41	4	Stück gußeiserne Flachschieber 1400/1600 mm, 29,0 m Gestänge, einschl. Windwerk	3500	14 000
42	4	Stück schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenrohre mit aufgeschweißten Dichtungsringen, 1400 mm l. W., 20 mm Blechstärke und 4,90 m Baulänge	2550	10 200
43	96	lfd. m schmiedeiserne, asphaltierte Flanschenrohre in Stücken von 4,0 m Baulänge und 10 mm Blechstärke . . .	200	19 200
44	4	Stück schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschen ⊥ Stücke von 1400 mm l. W., 3,0 m Baulänge und 10 mm Blechstärke. Das Abzweigstück ist 40 cm lang.	800	3 200
		Zu übertragen		142 310

Pos.	Anzahl	Gegenstand	Einzelpreis M.	Betrag M.
		Übertrag		142 310
45	8	Stück gußeiserne Normalrohrschieber, 1400 mm Durchgangsweite, einschl. Windwerk	4800	38 400
46	4	Stück dükerartige, schmiedeeiserne, asphaltierte Formstücke von 1400 mm l. W., 10 mm Blechstärke und 7,70 m Baulänge	1800	7 200
47	4	Stück schmiedeeiserne, asphaltierte Paßstücke mit einseitigem Flansch von 1400 mm l. W., 10 mm Blechstärke und 2,50 m Baulänge	500	2 000
48	4	Stück gußeiserne Flachschieber für die Notausläſſe . .	2500	10 000
49	4	Stück schmiedeeiserne, asphaltierte Flanschenrohre von 1400 mm l. W., 20 mm Blechstärke und 3,45 m Baulänge mit aufgeschweißten Dichtungsringen . . .	1800	7 200
50	2	Stück schmiedeeiserne Flanschenpaßstücke von 1400 mm l. W., 10 mm Blechstärke und 3,50 m Baulänge	800	1 600
51	2	Stück desgl. von 3,90 m Baulänge	850	1 700
52	4	Stück gußeiserne Rohrschieber von verkürzter Baulänge, 1400 mm Durchgangsweite	3500	14 000
53	2	Stück dükerartige, schmiedeeiserne, asphaltierte Formstücke von 7,05 m Baulänge, 1400 mm l. W. und 10 mm Blechstärke	1900	3 800
54	2	Stück desgl. von 8,80 m Baulänge	2300	4 600
55	92	lfd. m gußeiserne Rohrstücke von 150 mm l. W. . . .	10,00	920
56	50	lfd. m gußeiserne Rohrstücke von 150 mm l. W. . . .	10,00	500
		Summe Titel III: Eisenarbeiten		**234 230**
		Titel IV.		
		Architektonische Ausbildung der Mauer.		
57		Hallenbauten auf der Mauerkrone, Brüstungen, Aufbauten und Ueberdachung der Schiebertürme und Schieberhäuser, zum Nachweis		100 000
		Summe Titel IV: Architektonische Ausbildung		**100 000**
		Titel V.		
		Wege- und Ausgleichungsarbeiten vor der Sperrmauer.		
58	ca. 750 lfd. m	Fußwege vor der Mauer		rd. 10 000
59	ca. 8000 qm	Ausgleichung des Geländes vor der Mauer und zur Abrundung		10 505
		Summe Titel V: Wege- und Ausgleichungsarbeiten		**20 505**

Zusammenstellung.

Titel I.	Erd- und Felsarbeiten	215 650	M.
Titel II.	Mauerarbeiten	5 629 615	„
Titel III.	Eisenarbeiten	234 230	„
Titel IV.	Architektonische Ausbildung der Mauer . .	100 000	„
Titel V.	Wege- und Ausgleichungsarbeiten vor der Sperrmauer	20 505	„
	Summe Herstellung der Sperrmauer	**6 200 000**	M.

Essen, im Juli 1908.

Link,
Regierungsbaumeister a. D.

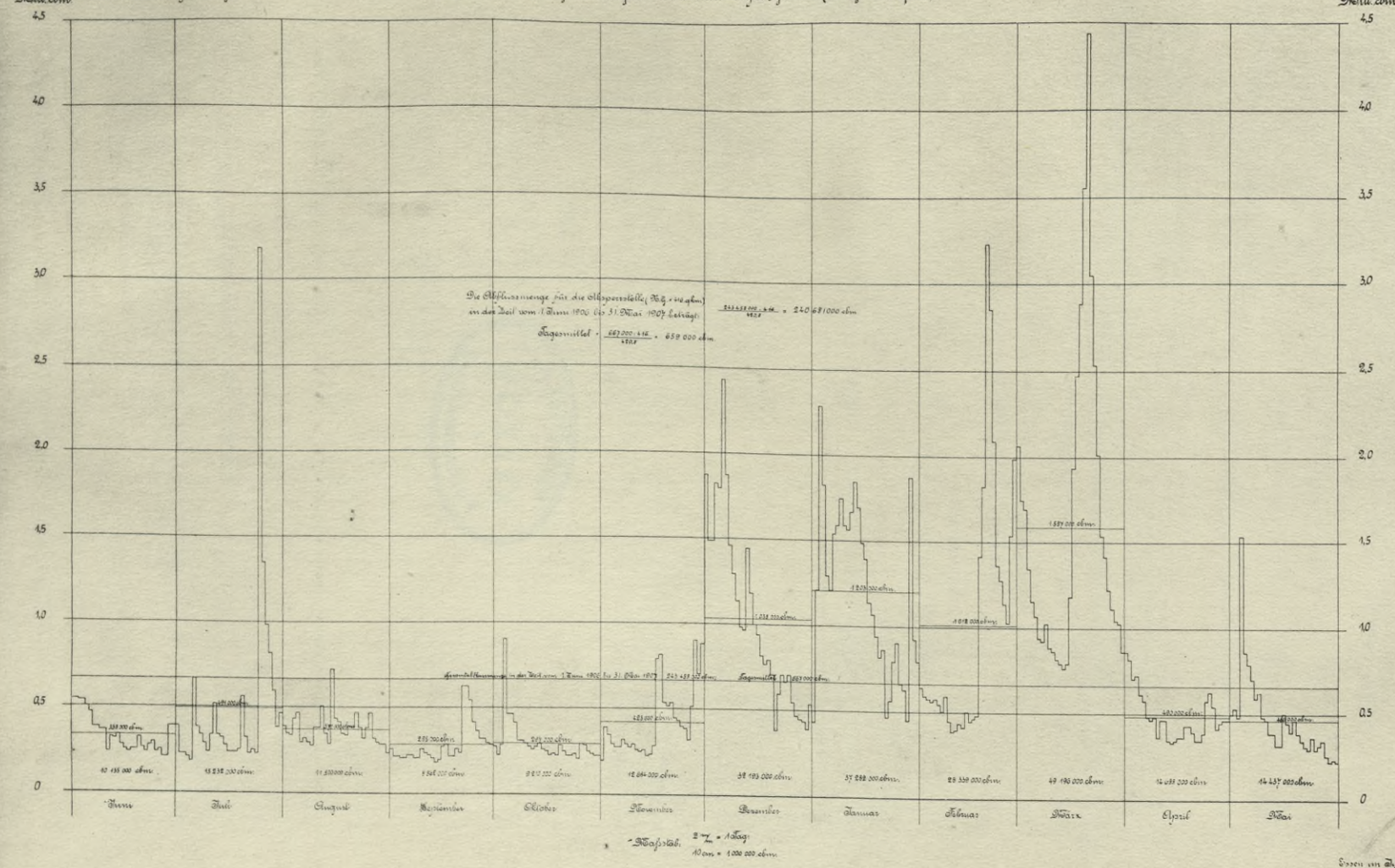
Kjörholt,
Ingenieur.

Blatt 1.

Möhnetalsperre.

Tägliche Wasserführung der Möhne in der Zeit vom 1. Juni 1906 bis zum 31. Mai 1907.

Nach Beobachtungen am Pegel unterhalb des Dorfes Hünne (N.Z. 420,8 qkm).



Essen im Mai 1908

Kirn

Regierungsbaumeister a. D.

Möhnetalsperre.

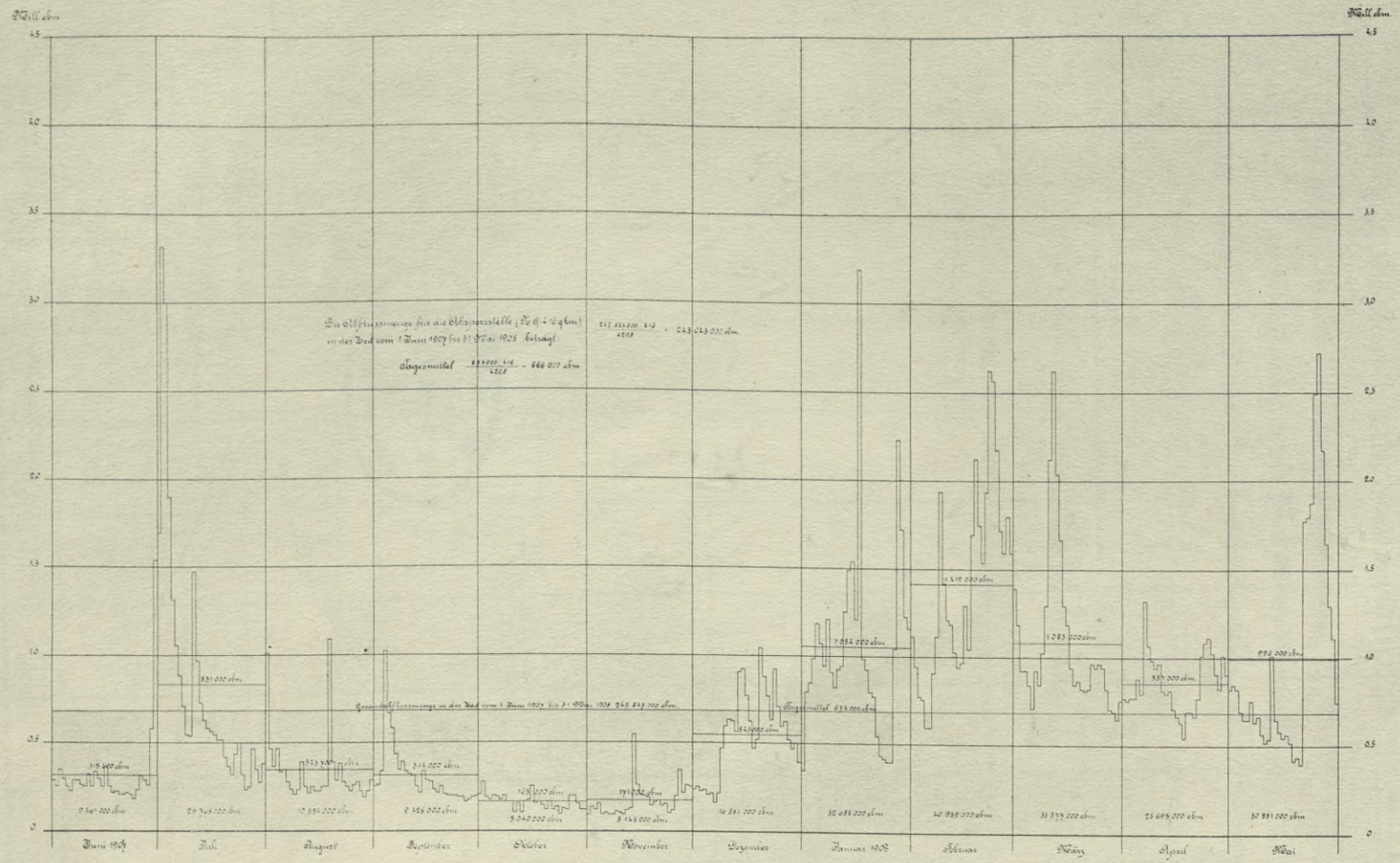
II. Teil der Bauausführung.

Tägliche Wasserführung der Möhne in der Zeit vom 1. Juni 1907 bis 31. Mai 1908.

Nach Beobachtungen am Pegel unterhalb des Dorfes Günne.

(N.G. 420,8 qkm.)

Blatt 2.



Maßstab: 1 cm = 1 Tag
1 cm = 1 Mill. cbm.

Essen, im Juli 1908.

Link

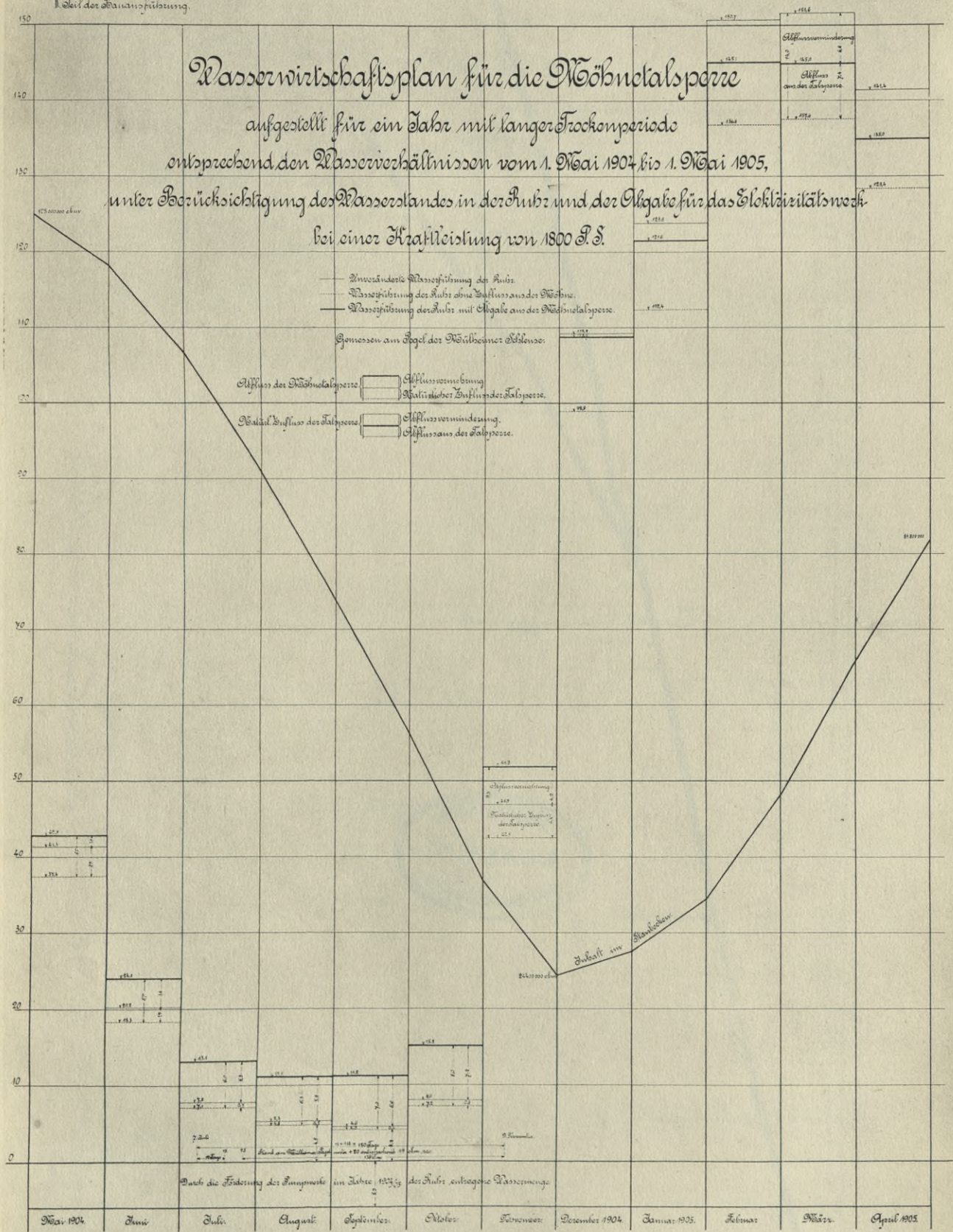
Regierungsbaumeister a. D.

Möhnetalsperre.
I. Teil der Bauausführung.

Blatt 3.

Wasserwirtschaftsplan für die Möhnetalsperre

aufgestellt für ein Jahr mit langer Trockenperiode
entsprechend den Wasserverhältnissen vom 1. Mai 1904 bis 1. Mai 1905,
unter Berücksichtigung des Wasserstandes in der Ruhr und der Abgabe für das Elektrizitätswerk
bei einer Kraftleistung von 1800 P.S.



Maßstab: für die Wasserstände beim Abflussmengen: 5 cm = 10 cbm/sec.
für den Inhalt im Stauteiche: 5 cm = 10 Mill. cbm.

Essen, im Juli 1908.

Kina
Regierungsbaumeister a. D.

Möhnetalsperre.

I. Teil der Bauausführung.

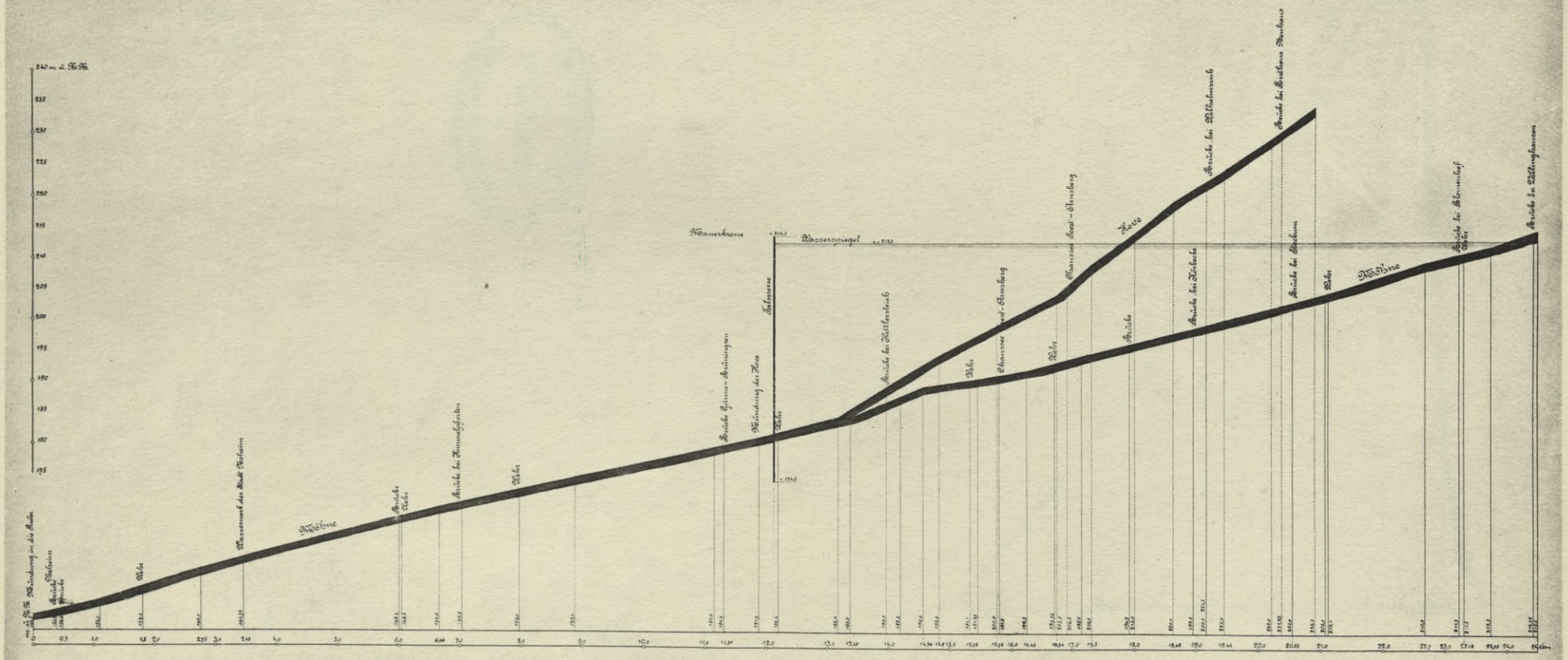
Blatt 4.

Längenprofil des Möhnetales von Völlinghausen

bis zur Einmündung der Möhne in die Ruhr bei Neheim.

Längen: 1/25000.

Höhen : 1/250.



Arnsberg, im Juli 1908

Kirne
Regierungsbaumeister a. D.

Hypotheß
Ingenieur.

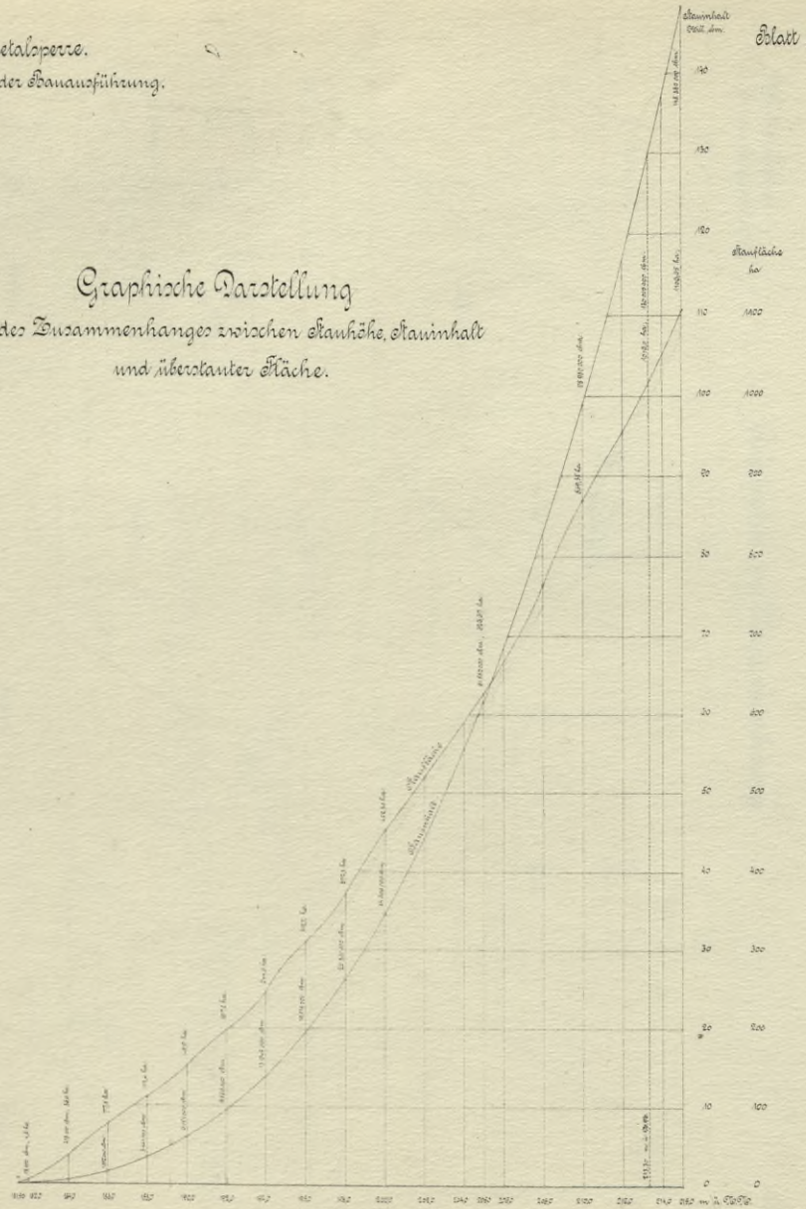
Möhnetalsperre.

II. Teil der Bauausführung.

Blatt 5.

Graphische Darstellung

des Zusammenhanges zwischen Stauhöhe, Stauinhalt und überstauter Fläche.



Essen, im Juli 1908.

Linke
Regierungsbaumeister a. D.

Kirchoff
Ingenieur

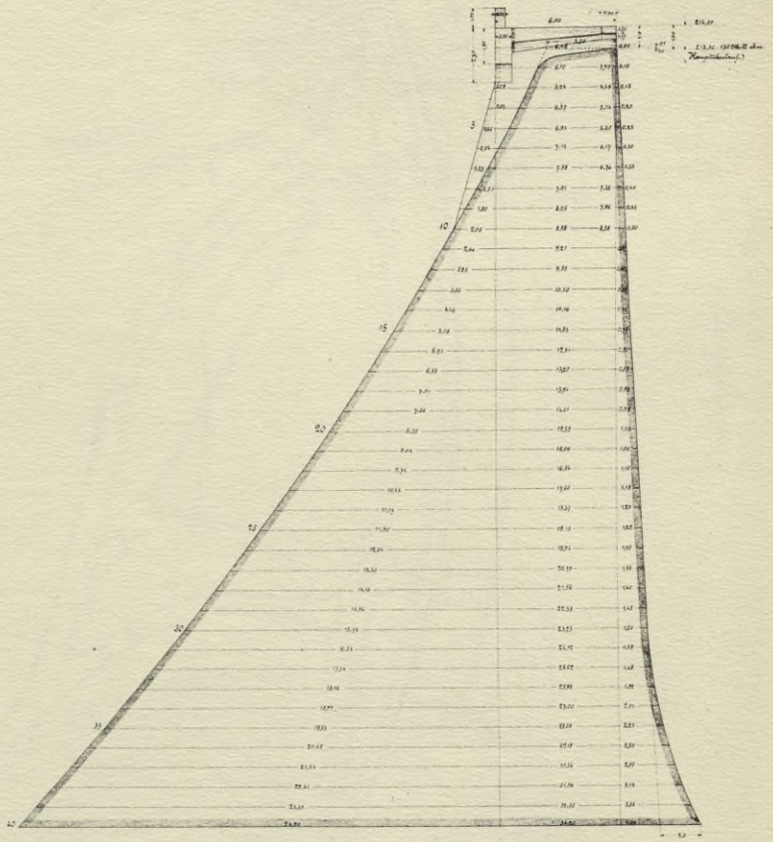
Möhnetalsperre.

II. Teil der Bauausführung.

Blatt 6.

Abmessungen des Mauerprofils.

M. 1:100.



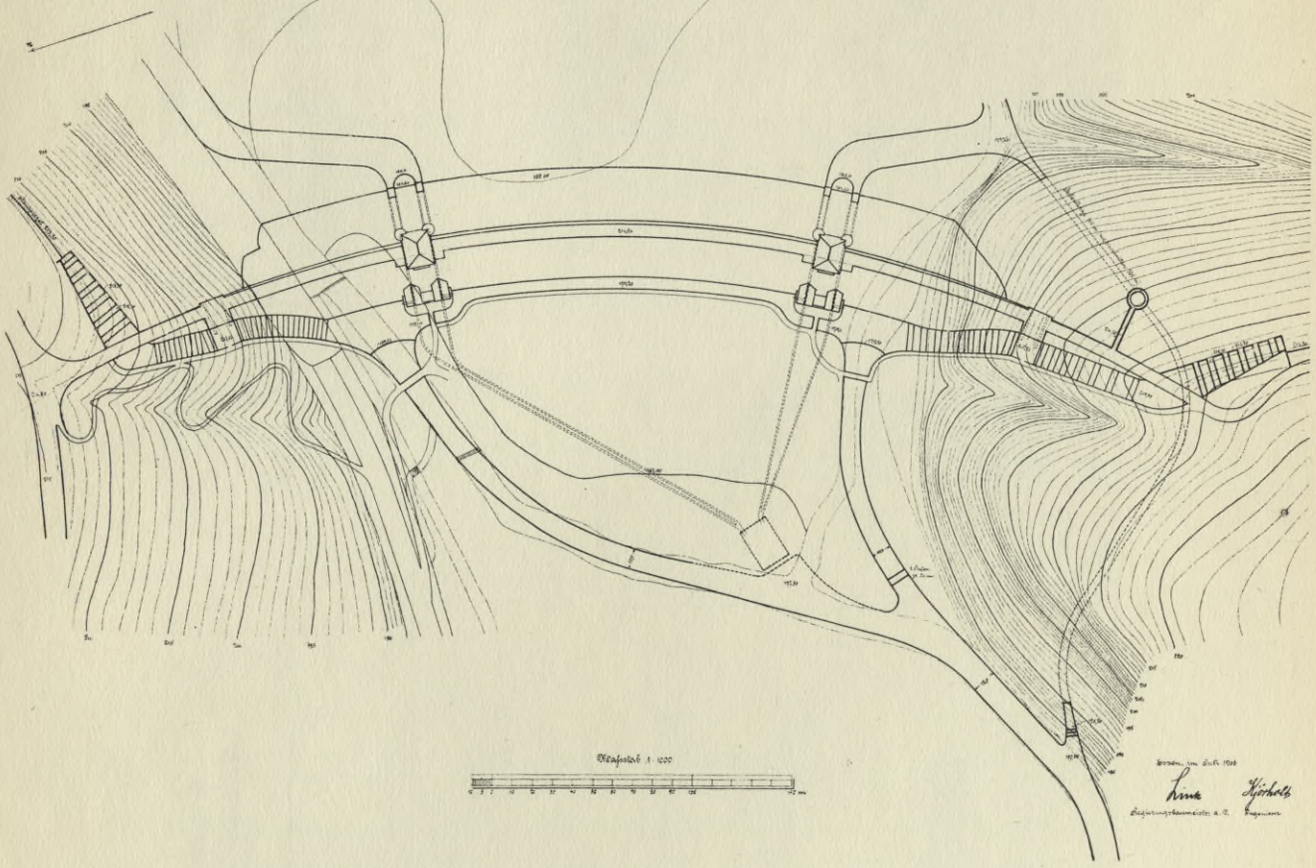
Essen, im Juli 1908.

Linke
Regierungsbaumeister a. D.

Möhnetalsperre
I. Teil der Bauausführung.

Blatt 7.

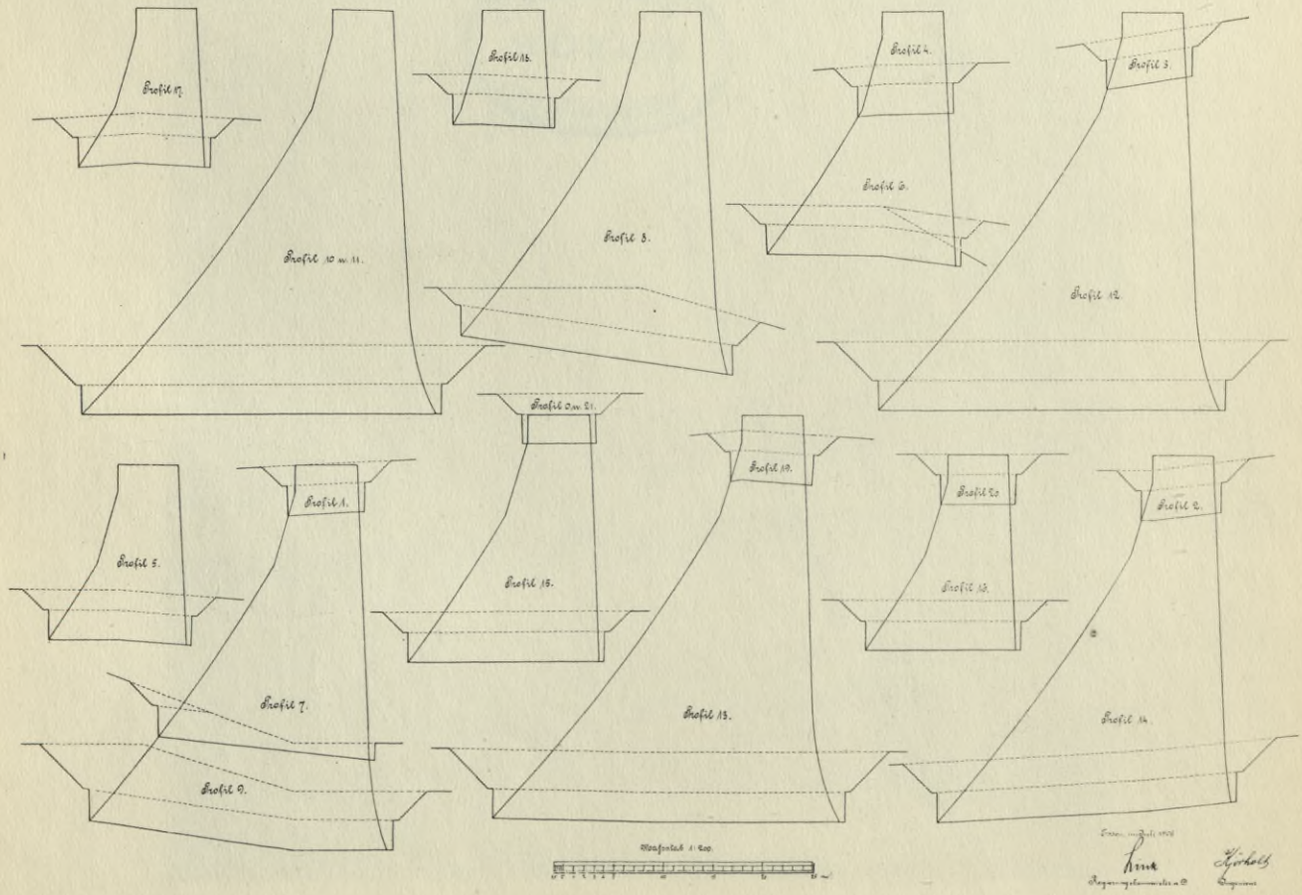
Lageplan.



Möhnetalsperre.
I. Teil der Bauausführung.

Blatt 9.

Querprofile zur Massenberechnung.



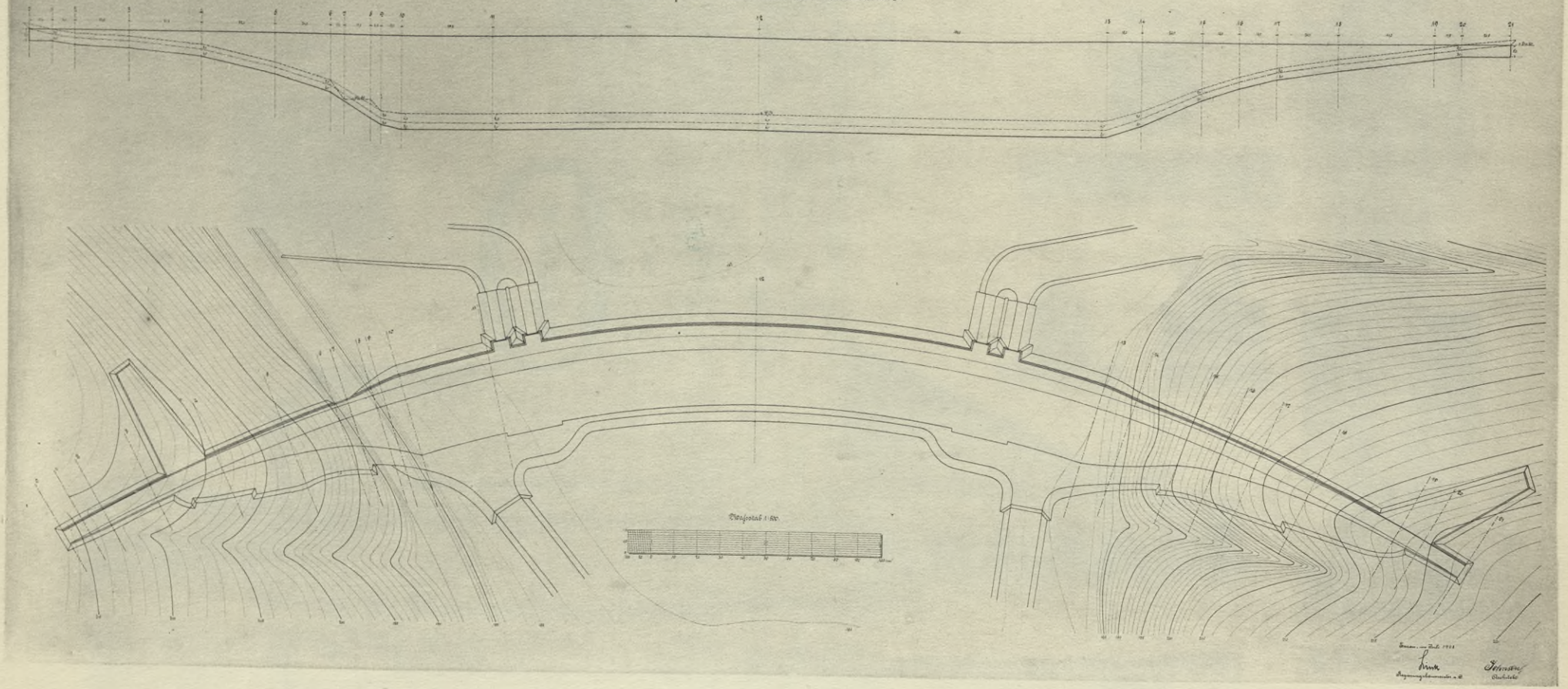
Möhnetalsperre.

I. Teil der Kanalausführung.

Zur Massenberechnung.

Abwickelung der Mauer nach der Vorderkante.

Blatt 8.



Bonn, im Juli 1911

Bonk
Regierungsbaumeister a. D.

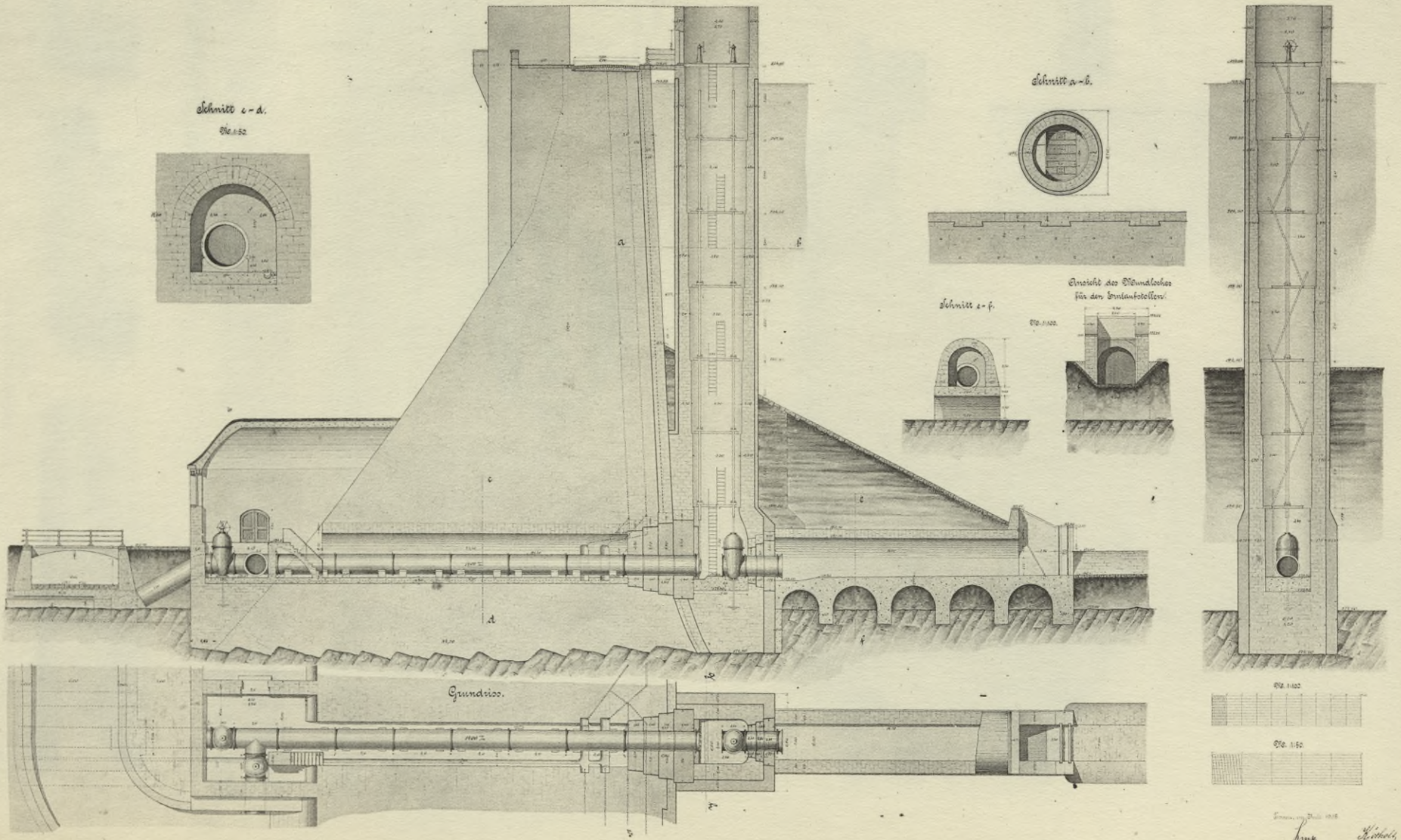
Johnson
Oberbauleiter

Möhnetalsperre.
1. Teil der Bauausführung.

Blatt 10.

Schnitt durch Mauer, Schieberturm, Rohr- und Einlaufstollen.

Mst. 1:100.



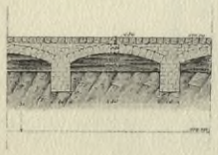
Röhnetalsperre.
II. Teil der Bauausführung.

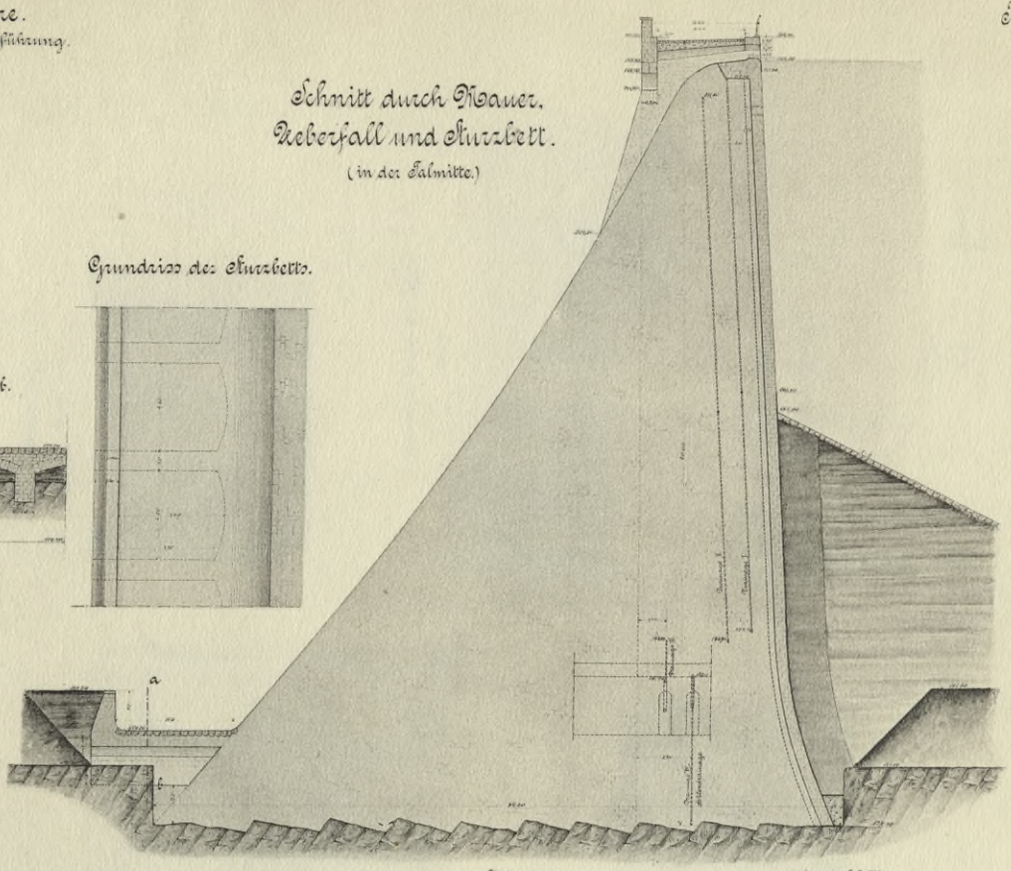
Blatt 11.

Schnitt durch Mauer,
Ueberfall und Sturzbett.
(in der Talmitte.)

Grundriss des Sturzbetts.

Schnitt a-b.





Bonn, im Juli 1908.

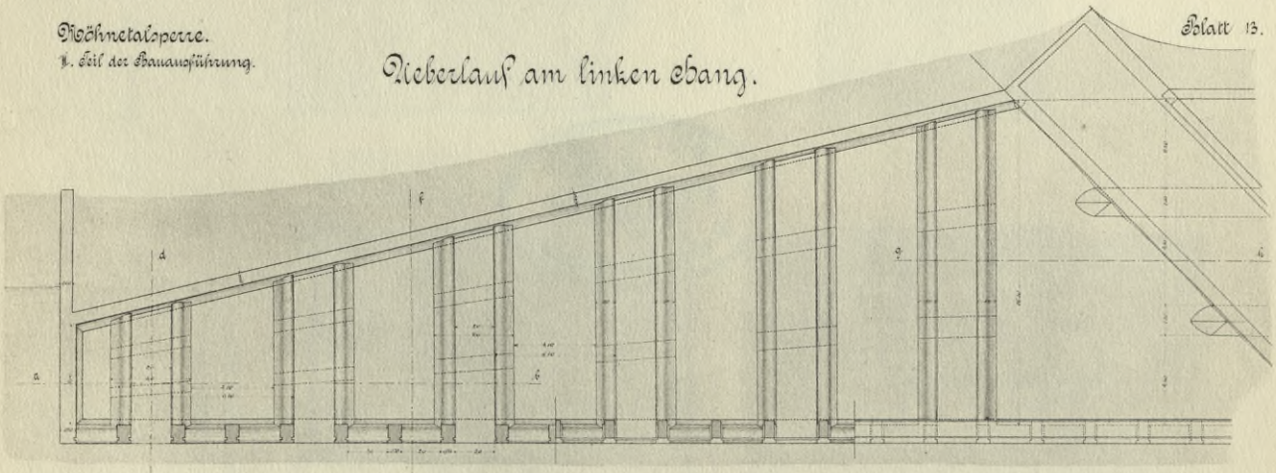
Linz
Regierungsbaumeister a. D.

Hirtsiefer
Ingenieur.

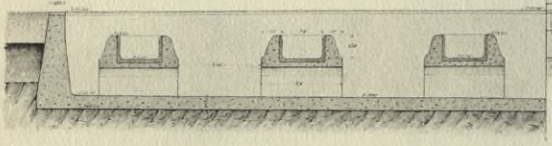
Röhnetalsperre.
II. Teil der Bauausführung.

Blatt 13.

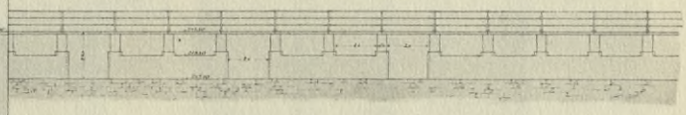
Ueberlauf am linken Hang.



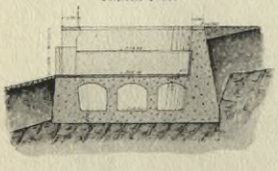
Schnitt a-b



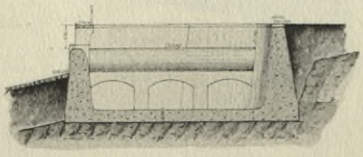
Bilanzicht des Ueberlaufs.



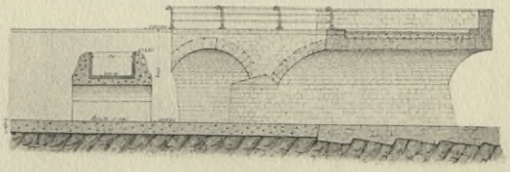
Schnitt c-d.



Schnitt e-f.



Schnitt g-h.



Bonn, im Juli 1908.

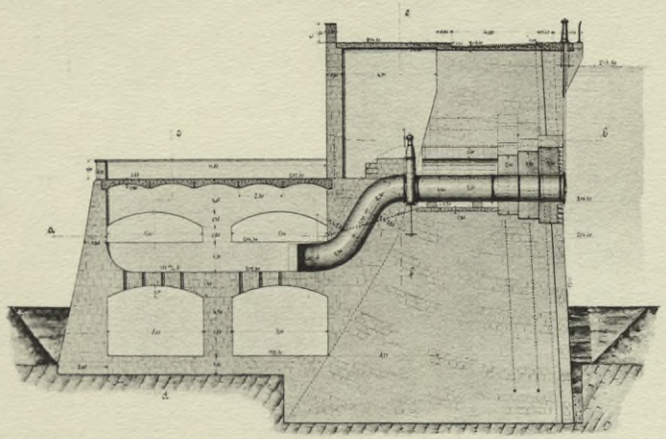
Linz
Regierungsbaumeister a. D.

Hirtsiefer
Ingenieur.

Anordnung der Notauslässe.

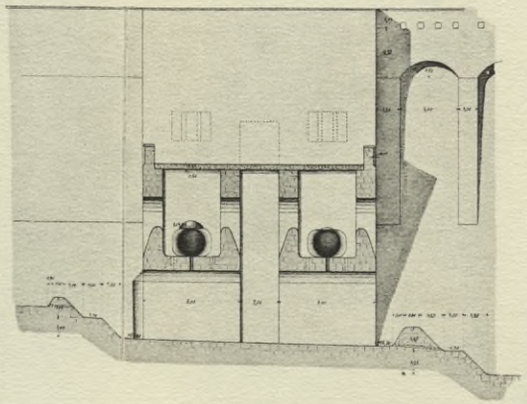
Querschnitt durch die Mauer und den tieferliegenden Entlastungsstollen.

Mst. 1:100.



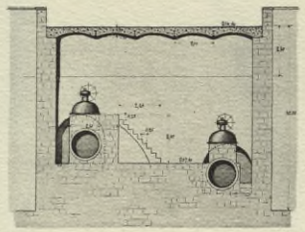
Schnitt c-d.

Mst. 1:100



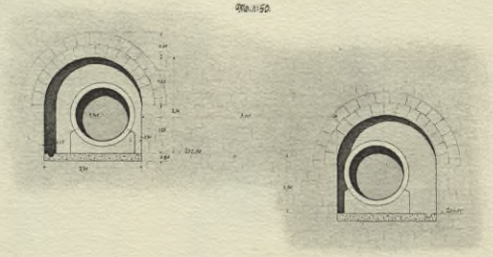
Schnitt e-f.

Mst. 1:100.



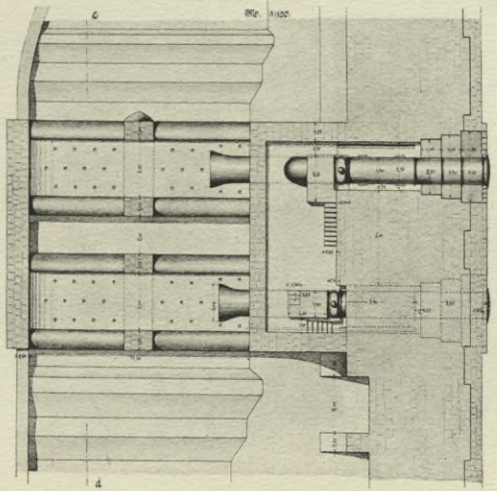
Querschnitt durch die Stollen.

Mst. 1:50.



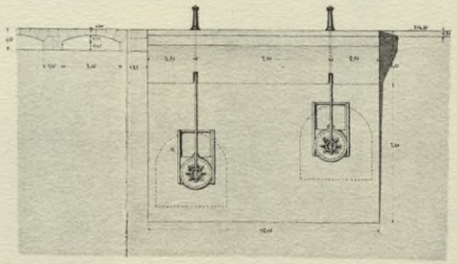
Horizontalschnitt a-b.

Mst. 1:100.



Ansicht von der Wasserseite.

Mst. 1:100.



Mst. 1:100.

Mst. 1:50.

Bonn, im Juli 1908.

Linke
Regierungsbaumeister a. D.

Hüttebräuker
Ingenieur.

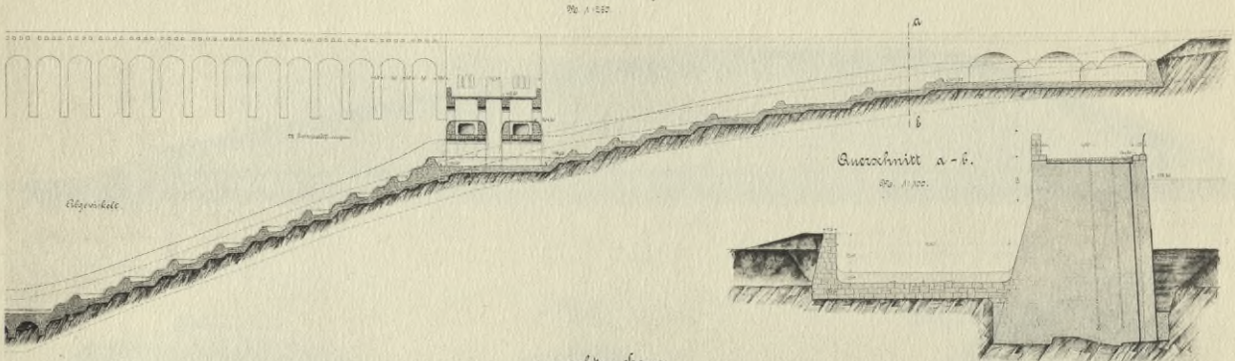
Möhnetalsperre.
I. Teil der Bauausführung.

Blatt 14.

Anordnung der Kaskaden

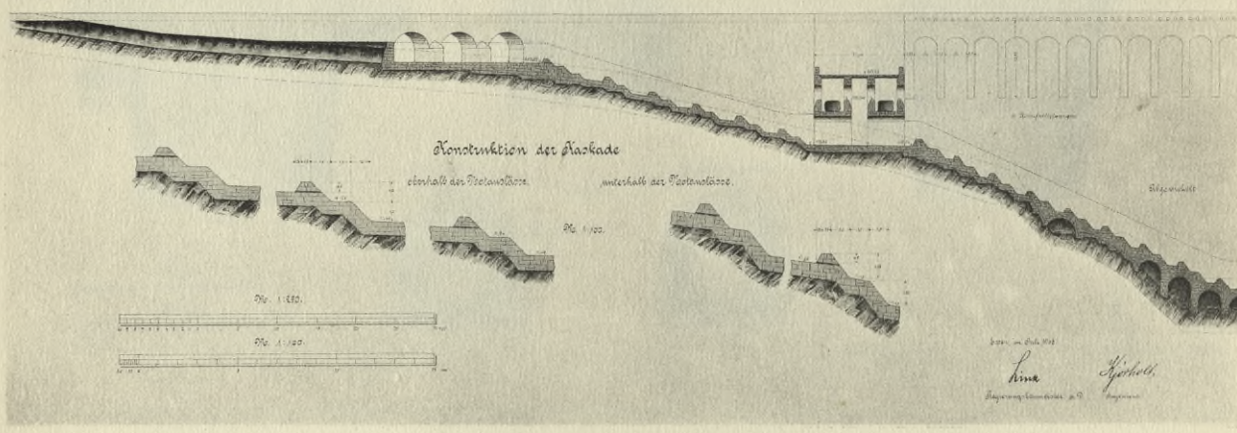
am linken Hang.

Maßstab 1:250



am rechten Hang.

Maßstab 1:250



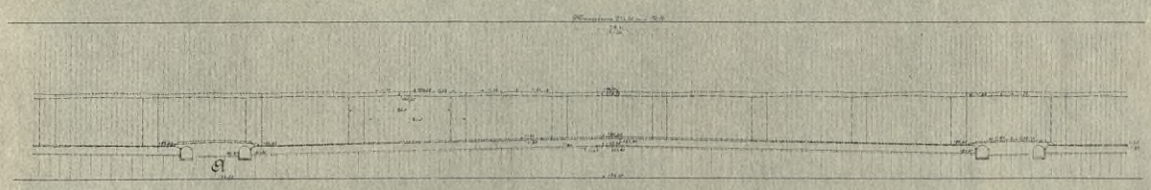
Möhnetalsperre.
II. Teil der Bauausführung.

Blatt 15.

Anordnung der Drainageleitung.

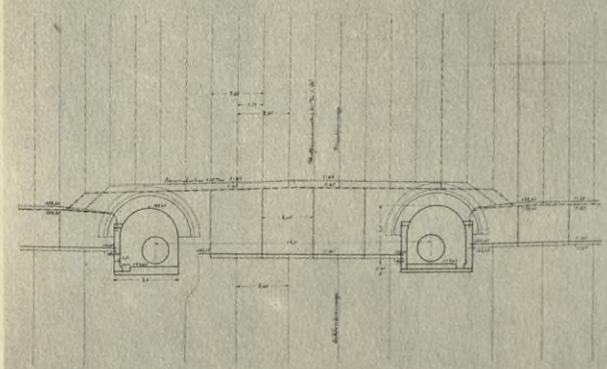
Abwicklung der Mauermitte nach der Wasserseite.

Maßstab 1:500



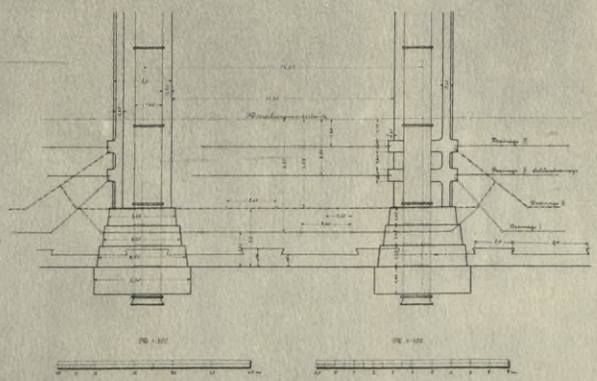
Einführung der Drainage in den Rohrstollen.
Darstellung bei A.

Maßstab 1:100



Horizontalschnitt durch die Rohrstollen
und Einführung der Drainagen.

Maßstab 1:100

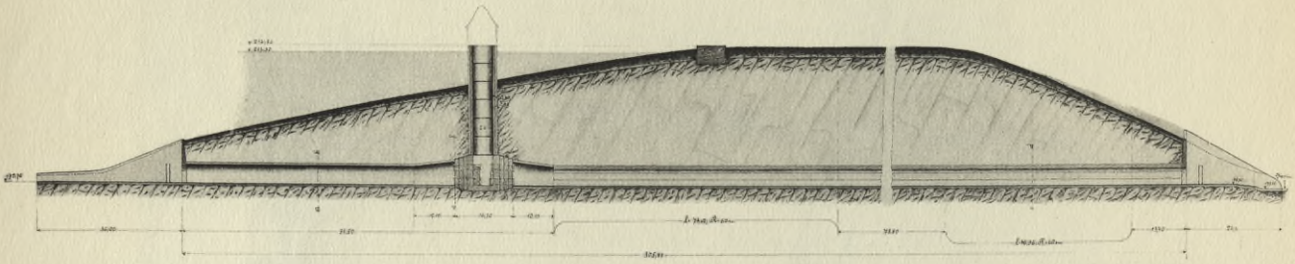


Möhnetalsperre.
I. Teil der Bauausführung.

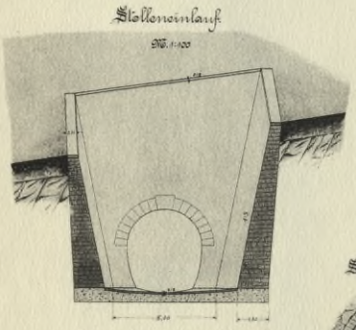
Blatt 16.

Längenschnitt durch Auslaufstollen und Schieberschacht:

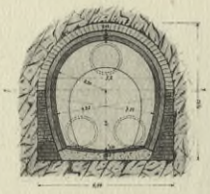
Nr. 1:500



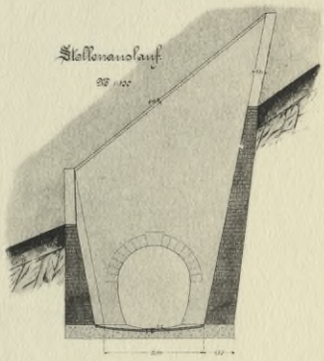
Stollenauslauf.
Nr. 1:100



Schnitt e–f.
Nr. 1:100



Stollenauslauf.
Nr. 1:100



Schnitt a–b.
Nr. 1:100.

Schnitt c–d.

Nr. 1:100.

Nr. 1:500.

Essen, im Juli 1908.

Kme

Regierungsbaumeister a. D.

Kirchhoff

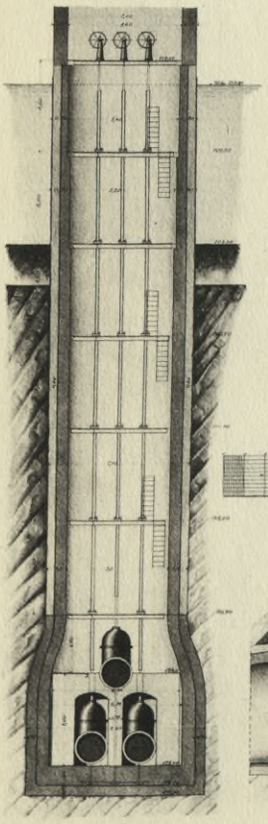
Regierungsbaumeister.

Möhnetalsperre.
I. Teil der Bauausführung.

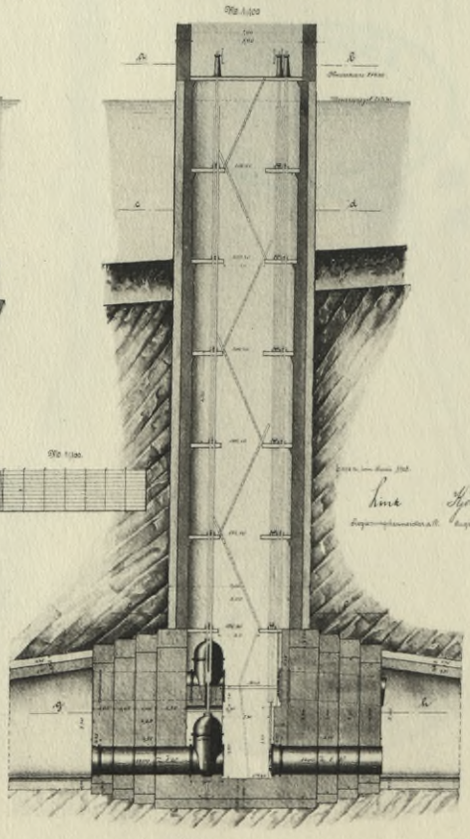
Absperrvorrichtungen im Entlastungsstollen.

Blatt 17.

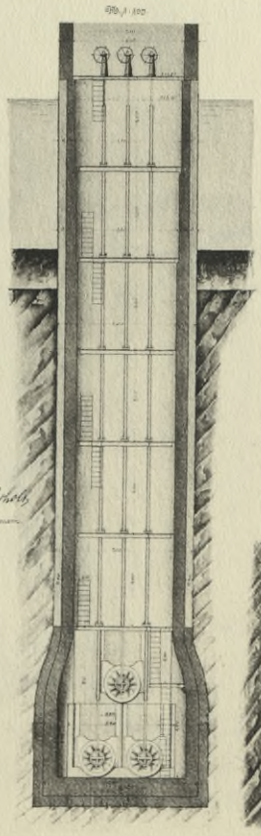
Anordnung der Rohrschieber nebst Gestänge.



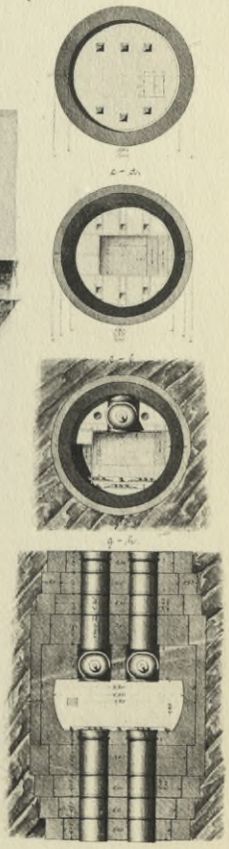
Vertikalschnitt durch Schacht.
Absperrschieber und Entlastungsrohre.



Anordnung der Flachschieber nebst Gestänge.



Horizontalschnitte



Nr. 1:100.

Essen, im Juni 1908.

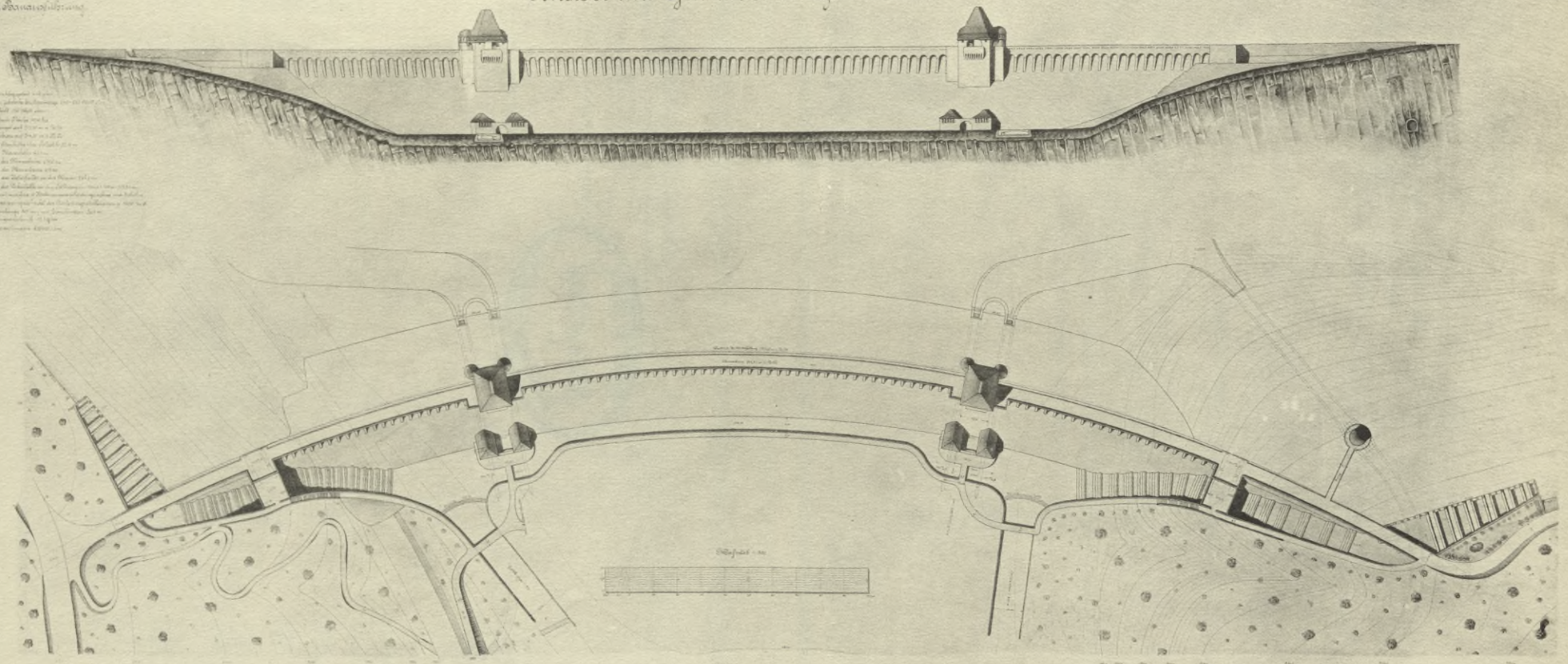
Kme

Regierungsbaumeister a. D.

Kirchhoff

Regierungsbaumeister.

Ansicht und Grundriss der Sperrmauer.



Möhnetalsperre.

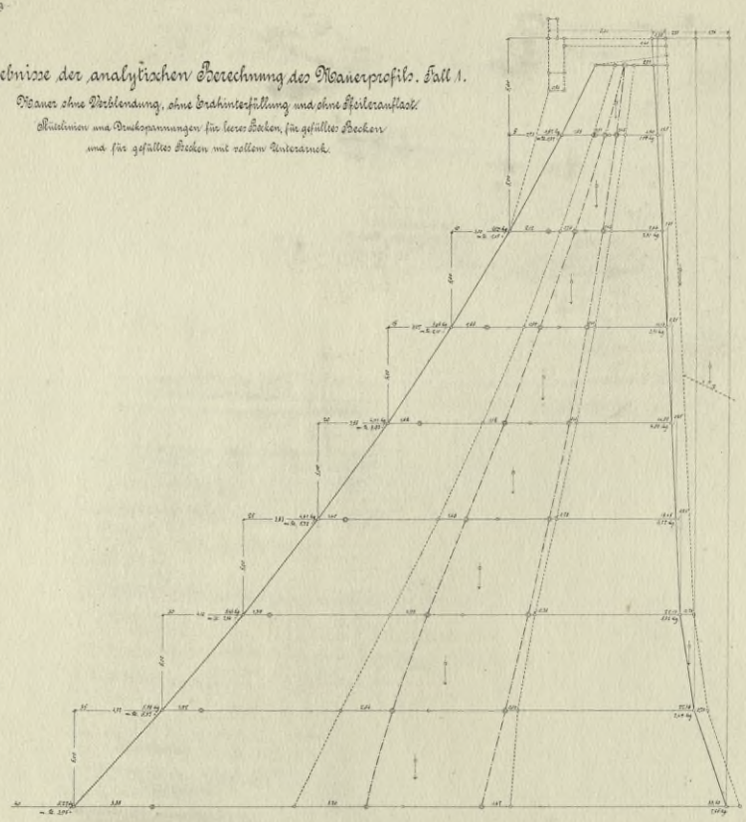
I. Teil der Bauausführung.

Blatt 19

der Bauausführung Heft 1916
vom I. Teil der Bauausführung.

Ergebnisse der analytischen Berechnung des Mauerprofils. Fall 1.

Mauer ohne Verblendung, ohne Krahnteilung und ohne Pfeileranflast.
Mittellinien und Druckspannungen für leeres Becken, für gefülltes Becken
und für gefülltes Becken mit vollem Unterarmk.



Essen, im Februar 1917.

Link.

Regierungsbaumeister a. D.

Möhnetalsperre.

I. Teil der Bauausführung.

Blatt 20

der Bauausführung Heft 1916
vom I. Teil der Bauausführung.

Zeichnerische Berechnung des Mauerprofils zu Fall 2.

Wasserstand entsprechend 130 Millionen cbm, dann 23 m Ueberlauf-Schwellenhöhe.

Gewicht des Mauerwerks 2400 kg/cbm.

I. Mittellinie für leeres Becken ohne Krahnteilung.
II. - - voller - mit - - und ohne Unterarmk.
III. - - - - - - - - - mit vollem Unterarmk.

Die Zeiger (R_{III} u. s. w.) beziehen sich auf die angegriffene Fuge.

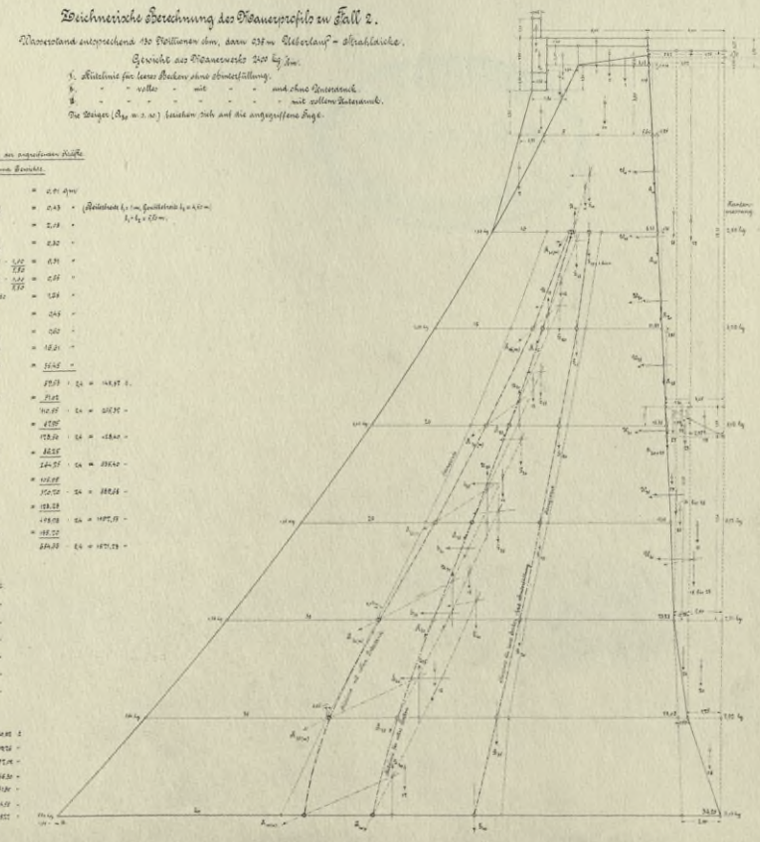


Tabelle der Gewichte und der angreifenden Kräfte

Mauerflächen- und Gewichte.

1 = 3,23 · 0,62	= 2,01 qm	
2 = 1,62 · 3,02 · 1,00 / 2,00	= 2,43 "	(Reibbrock b_1 = im Grundbruch b_2 = 4,0 m; $b_1 + b_2$ = 7,0 m)
3 = 2,01 · 2,40	= 2,18 "	
4 = 1,24 · 1,30 · 1,00 / 2,00	= 0,80 "	
5 = 1,24 · 1,02 · 1,30 · 1,00 / 2,00	= 0,91 "	
6 = 1,60 · 1,31 · 1,30 · 1,00 / 2,00	= 2,55 "	
7 = (1,20 + 1,5 · 0,20) · 2,32	= 1,86 "	
8 = 2,48 · 1,00	= 2,48 "	
9 = 1,31 · 1,00 · 1,00 / 2,00	= 0,65 "	
10 = 3,93 · 2,32 · 1,00	= 18,21 "	
11 = 2,24 · 3,31 / 2 · 1,00	= 3,70 "	
	73,19 · 2,4 = 146,87 t.	
12 = 1,23 · 1,31 / 2 · 1,00	= 0,81 "	
	74,0 · 2,4 = 177,59 "	
13 = 11,83 · 12,34 / 2 · 1,00	= 73,00 "	
	147,00 · 2,4 = 352,80 "	
14 = 12,34 · 19,15 / 2 · 1,00	= 118,55 "	
	265,55 · 2,4 = 637,32 "	
15 = 19,15 · 22,12 / 2 · 1,00	= 212,00 "	
	477,55 · 2,4 = 1146,12 "	
16 = 22,12 · 18,18 / 2 · 1,00	= 201,00 "	
	678,55 · 2,4 = 1627,32 "	
17 = 18,18 · 24,32 / 2 · 1,00	= 221,00 "	
	899,55 · 2,4 = 2157,72 "	

Wasserdruck.

$S_{II} = \frac{7,62^2}{2} = 29,01$ t.
$S'_{II} = \frac{12,32^2}{2} = 75,82$ "
$S'_{III} = \frac{19,32^2}{2} = 187,31$ "
$S''_{II} = \frac{7,62^2}{2} = 29,01$ "
$S''_{III} = \frac{12,32^2}{2} = 75,82$ "
$S''_{III} = \frac{19,32^2}{2} = 187,31$ "
$S'''_{III} = \frac{24,32^2}{2} = 295,50$ "

Grundbruch.

$S_{II} = 2,92 \cdot 2,31 = 6,75$ t.
$S_{III} = 7,00 \cdot 12,34 = 86,38$ "
$S_{III} = 16,32 \cdot 19,34 = 315,46$ "
$S_{III} = 18,46 \cdot 24,34 = 449,30$ "
$S_{III} = 22,00 \cdot 22,12 = 486,64$ "
$S_{III} = 22,00 \cdot 24,34 = 535,50$ "
$S_{III} = 24,34 \cdot 24,34 = 592,52$ "

Mauer- und Bodenfläche.

18 = 2,00 · 1,56 · 1,0	= 3,11 t.	
19 = 3,01 · 1,52 · 1,0	= 4,58 "	
20 = 4,52 · 0,50 · 2,0 · 1,0	= 22,10 "	
21 = 5,20 · 0,97 · 8,46 · 1,0	= 42,82 "	
22 = 3,97 · 0,98 · 13,38 · 1,0	= 52,31 "	
23 = 4,97 · 1,92 · 1,0 / 2	= 4,77 "	
		129,73 t.
24 = 0,79 · 2,00 · 1,0	= 1,58 "	
25 = 4,30 · 0,25 · 1,0	= 1,07 "	
26 = 0,77 · 0,57 · 12,36 · 1,0	= 19,80 "	
27 = 4,97 · 0,88 / 2 · 1,0	= 2,19 "	
28 = 1,30 · 0,47 · 18,52 · 1,0	= 31,30 "	
		56,94 t.
$G_{III} = \frac{19,34^2}{2} \cdot 1,0$	= 187,00 "	
29 = 19,34 · 0,97 · 1,0	= 2,72 "	
		189,72 t.
$G_{III} = \frac{24,34^2}{2} \cdot 1,0$	= 296,50 "	
30 = 24,34 · 0,36 · 1,0	= 0,91 "	
		297,41 t.
$G_{II} = \frac{12,34^2}{2}$	= 76,00 "	
$G_{II} = \frac{12,32^2}{2}$	= 75,82 "	
$G_{II} = \frac{7,62^2}{2}$	= 29,01 "	

Grundbruch.

$b_{II} = \frac{2,44}{12} \cdot \frac{12,00 + 7,00}{2} \cdot 1,0 = 17,18$ t.
$b_{III} = \frac{2,44}{12} \cdot \frac{16,00 + 12,00}{2} \cdot 1,0 = 43,94$ "
$b_{III} = \frac{2,44}{12} \cdot \frac{21,00 + 19,00}{2} \cdot 1,0 = 50,93$ "
$b_{III} = \frac{2,44}{12} \cdot \frac{22,00 + 22,00}{2} \cdot 1,0 = 53,70$ "
$b_{III} = \frac{2,44}{12} \cdot \frac{24,00 + 24,00}{2} \cdot 1,0 = 58,56$ "

Essen, im Januar 1917.

Link.

Regierungsbaumeister a. D.