

EIGNUNGSVERSUCHE FÜR DIE ZILLIERBACH-TALSPERRE.

Von Prof. Dr.-Ing. K. Kammüller, Karlsruhe.

Als nach dem nationalen Umschwung durch das große Arbeitsbeschaffungsprogramm die Ausführung der Zillierbach-Talsperre ermöglicht wurde, lag ein gut durchgearbeiteter Entwurf von Bau-
rat M o m b e r für eine Bogensperre vor.

Das mir unterstellte Institut für Beton und Eisenbeton der Techn. Hochschule Karlsruhe wurde mit umfassenden Versuchen über die Auswahl der Bindemittel und des Zuschlagmaterials beauftragt¹.

Da die Sperre zunächst als Bogensperre ausgeführt werden sollte unter Vermeidung aller Eiseneinlagen, war bei den Materialversuchen größtes Gewicht darauf zu legen, die Reißgefahr nach Möglichkeit herabzudrücken. Geringe Abbinde Temperaturen, geringes Schwinden, gute Wasserdichtigkeit und große Zugfestigkeit waren die Gesichtspunkte, die entscheidend waren für die Auswahl der Bindemittel sowie für die Auswahl und Körnung der Zuschlagstoffe.

Da durch diese Versuche manche allgemein wichtigen Erkenntnisse zutage gefördert wurden, sei hier über die wichtigsten Ergebnisse kurz berichtet. Die Versuche gliedern sich in 3 Gruppen und zwar:

- A. Versuche über die Wahl des Bindemittels,
- B. Versuche über die Körnung des Zuschlagmaterials,
- C. Versuche an aus einem größeren Baublock herausgearbeiteten Körpern.

Diese letzteren Versuche sollten vor allem darüber Aufschluß geben, wie der Betonierungsvorgang durchzuführen ist, um eine Schwächung durch die Arbeitsfugen zu vermeiden.

A. Versuche über die Wahl des Bindemittels.

Zur Untersuchung standen zunächst 2 reine Portlandzemente „H“ und „W“, sodann die Mischungen dieser Portlandzemente mit einem hydraulischen Zuschlagstoff „Z“, ferner ein Traßportlandzement „TP“, bei dem in bekannter Weise der Traß mit dem Zementklinker fein vermahlen war. Auf Grund von anderorts gemachten Erfahrungen und Vorausberechnungen nach der Methode der zielsicheren Betonbildung war mit einer Dosierung von 230 kg Bindemittel auf 1 m³ fertigen Betons zu rechnen.

In Zahlentafel 1 sind die Bindemittel sowie die normgemäß bestimmten Druck- und Zugfestigkeiten (bei kombinierter Lagerung nach 28 Tagen) wiedergegeben.

Die Feststellung der Abbindezeiten ergab bei sämtlichen Bindemitteln nichts Bemerkenswertes. Von größerer Wichtigkeit sind die Abbinde Temperaturen. Diese wurden je an 1000 g des reinen Bindemittels mit dem der Normensteife entsprechenden Wasserzusatz bestimmt. Die Ergebnisse sind in Abb. 1 wiedergegeben. Das Schwinden, das ebenfalls von ausschlaggebender Bedeutung ist, wurde an Mörtelmischungen 1:3 in G.T. festgestellt, aus denen Prismen von 12/12/50 cm Größe hergestellt wurden.

Die Konsistenz sämtlicher Mörtel war die gleiche, plastisch, gut verarbeitbar. Die Schwindprismen wurden in eisernen Schalen hergestellt, in die Stirnflächen der Körper Messingbolzen eingelassen. Die Prüfung erfolgte in dem Schwindmeßapparat des

Instituts, der von H u m m e l beschrieben ist². Die Lagerung erfolgte in einem temperaturkonstanten Raume bei einer Luftfeuchtigkeit zwischen 60 und 65%. Die Ergebnisse sind in Abb. 2 bei einer Beobachtungsdauer bis zu 90 Tagen wiedergegeben.

Zahlentafel 1.

Bindemittel	Druckfestigkeit kg/cm ² (Mittel aus 5 Körpern)	Zugfestigkeit kg/cm ² (Mittel aus 10 Körpern)
Portlandzement W	622	46,5
Mischung 80% W+20% Z	563	44,4
Bezeichnung: W ₈		
Mischung 60% W+30% Z	524	43,4
Bezeichnung: WT		
Mischung 40% W+60% Z	431	35,1
Bezeichnung: W ₄		
Hochwertiger Portlandzement H	655	43,8
Mischung 80% H+20% Z	609	44,8
Bezeichnung: H ₈		
Mischung 60% H+40% Z	563	42,1
Bezeichnung: HT		
Mischung 40% H+60% Z	492	35,9
Bezeichnung: H ₄		
Traßportlandzement 30/70 TP.	581	46,2

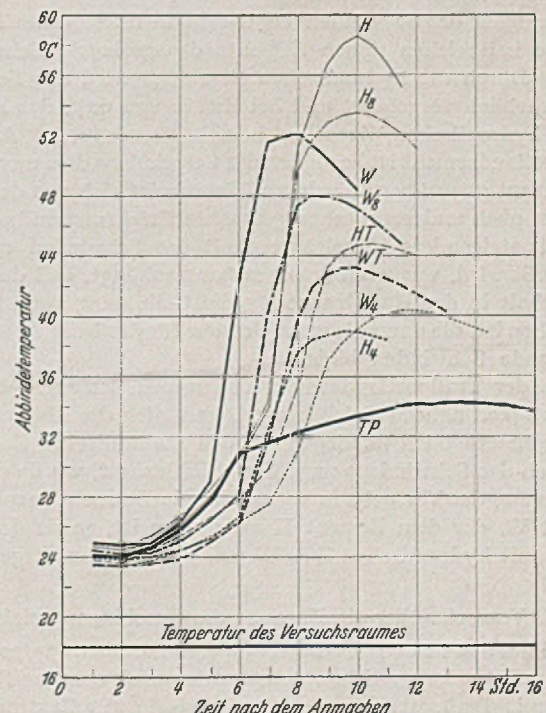


Abb. 1.

¹ Um die Durchführung und Bearbeitung der Versuche hat sich der seinerzeitige Betriebsleiter des Instituts, Herr Dipl.-Ing. S c h u b e r t besonders verdient gemacht; es sei ihm auch an dieser Stelle wärmstens dafür gedankt.

² H u m m e l, A.: Über Volumenänderungen, die Festigkeit und die Wasserdichtigkeit von Beton bei Verwendung von Portland-Zement und dem hochwertigen Tonerde-Zement. Bauing. 5 (1924) S. 110.

Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Die Festigkeiten der beiden Portlandzemente und des Traßportlandzementes liegen zunächst erheblich über den von hochwertigen Zementen verlangten Mindestfestigkeiten. Durch den Zusatz des hydraulischen Zuschlages sinken die Festigkeiten, jedoch erheblich weniger, als der prozentualen Verdünnung der Zemente durch den Zuschlag entspricht. Im Mittel gingen die Druckfestigkeiten bei Ersatz von 10% des Zementes durch hydraulischen Zuschlag nur um etwa 7% herunter, die Zugfestigkeiten, und das ist besonders bemerkenswert, jedoch um erheblich weniger, nur um etwa 1—2%. Beim Zement H hat sich sogar bei Ersatz von 20% des Zementes durch hydraulischen Zuschlag zunächst eine kleine Steigerung der Zugfestigkeiten feststellen lassen.

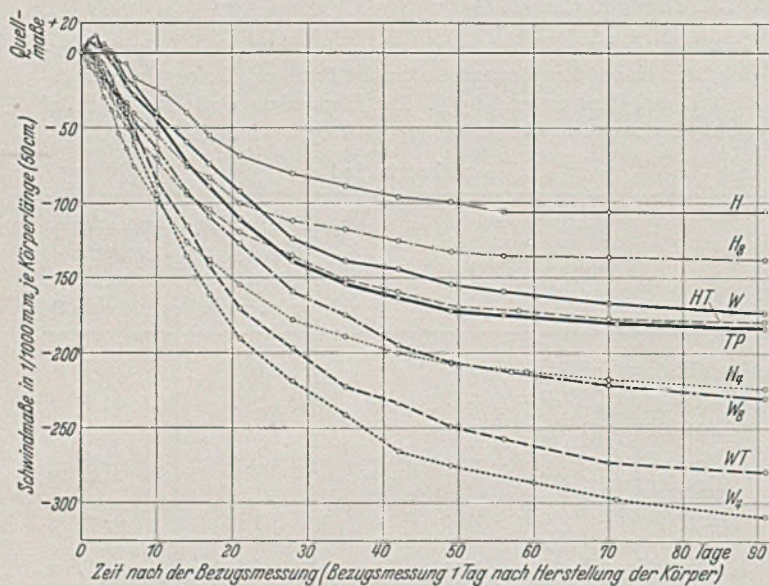


Abb. 2.

Der Traßportlandzement ist bezüglich der Zugfestigkeit den reinen Zementen gleichwertig. Die Abbinde Temperaturen sind bei den reinen Zementen am höchsten und werden durch die hydraulischen Zuschläge sehr stark vermindert. Am günstigsten steht der Traßportlandzement da.

Bezüglich des Schwindens ergab sich die interessante Tatsache, daß die kalkreichen reinen Zemente das geringste Schwindmaß zeigen. Durch die hydraulischen Zuschläge wird das Schwinden ganz erheblich vergrößert und bei Ersatz von 60% des Zementes durch hydraulischen Zuschlag beinahe verdoppelt. Auch der Traßportlandzement ist bezüglich des Schwindens dem unvermischten Zement gegenüber unterlegen. Es scheint sich aus den Versuchen die auch anderorts schon gemachte Erfahrung zu bestätigen, daß mit steigendem Kieselsäuregehalt das Schwinden ungünstig beeinflusst wird, was wohl damit zusammenhängt, daß der Kieselsäuregehalt in der Hauptsache für die Gelbildung verantwortlich zu machen ist, die dann die erste Ursache für das beim Austrocknen eintretende Schwinden bildet.

Da der Traßportlandzement den reinen Zementen bezüglich der Festigkeit nahezu gleich kommt, bezüglich der Abbinde Temperatur ganz erheblich überlegen ist, den hydraulischen Zuschlägen bezüglich des Schwindens ungefähr gleichkommt, wurde er für die Fortsetzung der Versuche in erster Linie in Betracht gezogen; der Zement W, der dem Zement H unterlegen ist, sowie dessen Mischung mit hydraulischen Zuschlägen, jedoch ganz ausgeschaltet.

B. Versuche über die Körnung des Zuschlagmaterials.

Bindemittel: Außer Traßportlandzement 30/70, der vor allem in Betracht zu ziehen war, wurden noch einzelne Prüfungsreihen mit Traßportlandzement 50/50 sowie mit Zement H und den Mischungen H₃, HT und H₄ durchgeführt.

Zuschlagmaterial und Körnungskurven: An der Baustelle selbst steht ein Porphyran, der sich für die Grob-

zuschläge eignet. Für die feinen Zuschläge sollte Ströbecker Grubensand verwendet werden, der in 2 Körnungen in vorzüglicher Gleichmäßigkeit zur Verfügung stand. Da für die Sperre keine Eiseneinlagen zur Verwendung kommen sollten, hatte man mit dem Größtkorn freie Hand. Bisher war man in Deutschland damit über 80 mm nicht hinausgegangen. Theoretische Überlegungen an Hand des Feinheitensmoduls lassen jedoch erkennen, daß eine Vergrößerung des Größtkorns sich zumindestens auf die Druckfestigkeit günstig auswirken muß, und zwar konnte erwartet werden, daß bei einer Steigerung des Größtkorns von 80 auf 120 mm mit einer Zunahme der Druckfestigkeit bei demselben Bindemittelaufwand von etwa 25—30% gerechnet werden konnte. Bei einer noch darüber hinausgehenden Steigerung des Größtkorns waren dagegen nur noch geringe Festigkeitszunahmen zu erwarten, so daß es für zweckmäßig gehalten wurde, den Korndurchmesser mit Rücksicht auf die Baustelleneinrichtung mit 120 mm zu begrenzen. Es wurden nun nach den in Abb. 3 wiedergegebenen Körnungskurven 4 Mischungen miteinander verglichen.

Die mit dem Beton vorzunehmenden Prüfungen erstrecken sich zunächst auf die Druckfestigkeit, die an 30 cm-Würfeln festgestellt wurde. Ausschlaggebend ist jedoch in erster Linie die Biegezugfestigkeit. Sie wurde zunächst bei demselben Mischungsverhältnis, jedoch unter Weglassung des Kornes über 70 mm Maschenweite an Balken von 100 cm Länge, 20 cm Höhe und 15 cm Breite geprüft, um Vergleiche zwischen den einzelnen Körnungskurven, Konsistenzen und Bindemitteln zu haben.

Von besonderer Bedeutung ist dann die Frage, ob sich die Vergrößerung des Korndurchmessers bis auf 120 mm in derselben günstigen Weise auf die Zugfestigkeit auswirkt, wie auf die Druckfestigkeit. Zur Prüfung dieser Frage wurden von einigen Mischungen unter Beibehaltung des Größtkorns Balken mit den Abmessungen 200/30/25 hergestellt. Die Prüfung sämtlicher Biegezugbalken erfolgte in bekannter Weise durch Belastung in den Drittelpunkten. Außer diesen Prüfungen wurde dann noch die Wasser-



Abb. 3.

dichtigkeit an zylindrischen Körpern mit 40 cm \varnothing und 20 cm Höhe in der Apparatur des Instituts³ gemessen. Hierbei standen die Körper 24 Stunden unter einem Druck von 5 at und weitere 24 Stunden unter dem Druck von 10 at. Die Ergebnisse dieser Prüfungen sind in Zahlentafel 2 zusammengestellt. Es ist jeweils das Mittel aus Messungen an 3 verschiedenen Körpern angegeben.

Zusammenfassung der Versuche unter B.

Die Druckfestigkeit sämtlicher Mischungen genügt für die Bogenstaumauer trotz des mageren Mischungsverhältnisses von 1:9 in G.T., das einem Bindemittelgehalt von rd 230 kg/m³ Beton entspricht. Sie schwankt bei dem 1 Monat alten Beton zwischen 200 und 300 kg/cm², hinzu kommt Nacherhärtung im Laufe der folgenden Monate, die insbesondere bei den Mischungen mit größeren hydraulischen Zuschlägen infolge ihres langsamen Erhärtungsvorganges bedeutsam sein wird. Durch Häufung grober Zuschlagstücke ist es möglich, die Druckfestigkeit beträchtlich zu steigern.

Von großer praktischer Bedeutung ist die Erzielung einer guten Biegezugfestigkeit. Die Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Kornzusammensetzung ist bis jetzt wissenschaftlich noch

³ Probst, E.: Die Prüfung der Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton. Bauing. 2 (1921) S. 609.

Zahlentafel 2.

Bezeichnung	Bindemittel	Kornzusammensetzung	Konsistenz (Fließtisch)	Verarbeitbarkeit	W _b 28 kg/cm ²	Biegezugfestigkeit kg/cm ²		Wasserdurchlässigkeit	
						an kl. Körnern ohne Grobkorn	an gr. Körnern mit Größtkorn	Durchge- tretene Wasser- menge nach 48 Std. cm ³	Aufge- saugte Wasser- menge nach 48 Std. cm ³
TP	Trapo-Zement 30/70	sandarm nach Kurve 1	schwach plastisch (135)	sehr schwer	257	31,1	—	312	307
TP	Trapo-Zement 30/70	mittlerer Sandgehalt nach Kurve 2	schwach plastisch (232)	sehr schwer	250	35,6	—	42	429
TP	Trapo-Zement 30/70	mittlerer Sandgehalt nach Kurve 2	plastisch (136)	schwierig	—	—	26,1	—	—
TP	Trapo-Zement 30/70	mittlerer Sandgehalt nach Kurve 2	stark plastisch (176)	ziemlich leicht	214	26,0	—	124	182
TP	Trapo-Zement 30/70	sandreich nach Kurve 3	schwach plastisch (133)	schwer	246	31,9	—	2	266
TP	Trapo-Zement 30/70	sandreich nach Kurve 3	stark plastisch (196)	leicht	185	32,0	—	—	150
TP	Trapo-Zement 30/70	bes. sandreich nach Kurve 4	plastisch (138, 142)	sehr leicht	222	35,6	27,6	—	173
TZ	Trapo-Zement 50/50	sandreich nach Kurve 3	plastisch (140)	leicht	192	33,1	26,4	9	212
H	Portland- zement H	mittlerer Sandgehalt nach Kurve 2	plastisch (146)	schwierig	334	41,2	—	457	312
H ₈	Portland- zement H + 20% Z	mittlerer Sandgehalt nach Kurve 2	plastisch (153)	schwierig	310	38,2	—	1739	397
HT	Portland- zement H + 40% Z	mittlerer Sandgehalt nach Kurve 2	plastisch (150)	schwierig	242	28,9	—	311	419
H ₄	Portland- zement H + 60% Z	mittlerer Sandgehalt nach Kurve 2	plastisch (147)	schwierig	227	24,7	—	872	507

verhältnismäßig wenig geklärt. Zunächst war festzustellen, ob die Biegezugfestigkeit vom Sandgehalt und Größtkorn in ähnlicher Weise abhängt wie die Druckfestigkeit. Biegezugfestigkeitsproben wurden an kleinen Balken mit einer Korngröße bis zu 70 mm und an großen Balken mit einer Korngröße bis zu 120 mm angestellt. Die Biegezugfestigkeiten an Balken mit Korngrößen bis zu 70 mm haben ergeben, daß die sandreicheren Mischungen biegezugfester sind als die sandärmeren, im Gegensatz zu den für die Druckfestigkeit gültigen Regeln. Die bei der Mischung nach Kornzusammensetzung Kurve 4 mit Traßportlandzement erreichte Biegezugfestigkeit von 35,6 kg/cm² nach 4 Wochen ist recht gut.

Während die Grobzuschläge von 70—120 mm die Druckfestigkeit nach unseren Ergebnissen und allen bisher bekannten Veröffentlichungen wesentlich (hier um etwa 30%) erhöhen, wird die Biegezugfestigkeit durch diese Grobzuschläge herabgesetzt. Das Resultat ist etwas auffallend, weil ja durch die Grobzuschläge eine Zementanreicherung, bezogen auf die Körnungsoberfläche, bewirkt wird. Bei den Biegezugbalken mit einer max. Korngröße von 120 mm ging der Bruch durch auffallend viele grobe Zuschlagsteile. Es ist möglich, daß diese Schwächung durch den Brechvorgang bedingt ist, etwa dadurch, daß die groben Porphyrstücke durch das Brechen Spaltrisse bekommen haben. Denkbar wäre auch, daß diese Schwächung ihre Ursache in inneren, von ungleichmäßiger Erhärtung herrührenden Spannungen hat, die gerade nach etwa 4 Wochen eine kritische Größe erreichen. Es wurde beispielsweise auch bei der Prüfung der Zugfestigkeit der Bindemittel unter A beobachtet, daß bei einem Bindemittel die Zugfestigkeit nach 7 Tagen kleiner war als nach 3 Tagen, was nur seinen

Grund in vom Quellen herrührenden inneren Spannungen des Probestückes haben kann. Die Versuche unter C sollen u. a. auch über diesen Punkt noch weitere Klarheit schaffen.

Zur Erzielung einer guten Wasserundurchlässigkeit des Betons darf der Sandanfall der Mischung nicht zu gering bemessen werden. Der feingemahlene Zement, der infolge der mageren Mischung nur 10 Gew.% ausmacht, muß teilweise ersetzt werden. Am besten ist er durch Feinstsand mit $\varnothing < 0,3$ mm oder Steinmehl zu ersetzen, deren dichtende Wirkung der des Zementes gleichkommt. Der Nachteil dabei ist nur, daß die feinsten Körnungen mit ihrem ungewöhnlich hohen Wasseranspruch die Festigkeiten stark herabmindern. Deshalb wurde versucht, den Anteil des Feinstsandes niedrig zu halten und eine gute Wasserdichtigkeit durch Steigerung der gröbereren Sandanteile zu bewirken. Wie die Prüfungen der sandreichen Mischungen bewiesen, ist dies gelungen. Die Zusätze von hydraulischen Zuschlägen erhöhen gleichfalls die Dichtigkeit des Betons, abgesehen von ihrer Wirkung, die Auslaugung des Betons durch das Wasser zu verhindern. Der feingemahlene Traß im Trapo-Zement zeigte sich dem gröber gemahlene hydraulischen Zuschlag Z überlegen.

Von Bedeutung ist die Frage, wie sich der Beton verarbeiten läßt. Bei schwerer Verarbeitbarkeit besteht immer die Gefahr, daß einmal eine Schicht schlecht ausfällt, und die Homogenität der gesamten Betonmasse erheblich beeinträchtigt. Daher ist ein leicht verarbeitbarer Beton mit etwas geringeren Eigenschaften zu bevorzugen, weil bei ihm ein gleichmäßig guter Ausfall sämtlicher Mischungen zu gewährleisten ist. Als Konsistenz kommt nur die normal plastische (weiche) in Betracht. Alle schwach plastisch her-

gestellten Mischungen waren mehr oder minder schwer verarbeitbar. Die gebrochenen groben Porphyruzuschläge erschweren die Verarbeitbarkeit ebenfalls. Dies kann in gewisser Weise ausgeglichen werden, indem man den Sandzusatz reichlich bemißt. Der reichliche Sandzusatz ist unbedenklich, zumal er die Biegezugfestigkeit und Dichtigkeit, die für das vorliegende Bauwerk wohl wichtigsten Eigenschaften, günstig beeinflußt. Auch wirkt sich bei den sandreicheren Mischungen ein kleiner Wasserüberschuß weniger nachteilig als bei den sandarmen aus, sie sind also gegenüber kleinen Schwankungen im Wassergehalt nicht so empfindlich. Natürlich darf die Konsistenz keinesfalls eine gießfähige sein. Bei normal plastischer Konsistenz kann eine Verdichtungsarbeit unter keinen Umständen entbehrt werden.

C. Versuche an einem großen Betonblock.

Um die Eignung des für den Bau der Zillierbach-Talsperre vorgesehenen Betonierungsvorganges zu überprüfen, insbesondere um dem Einfluß der beim Betonieren entstehenden Arbeitsfugen auf die Festigkeitseigenschaften und die Wasserdurchlässigkeit des Betons nachzugehen, wurde ein unbewehrter Betonblock von 250×150 cm Grundfläche und rd. 90 cm Höhe hergestellt. Die Grundfläche war durch eine leichte Zwischenschalung, die beim fortschreitenden Betonieren mit hochgezogen wurde, in zwei gleichgroße Hälften von 125×150 cm zerlegt. Bei der einen Hälfte (Bezeichnung V) wurde der Beton beim Einbringen durch Stochern und Stampfen gründlich verdichtet, bei der anderen Hälfte (Bezeichnung U) wurde der Beton ohne jegliches Verdichten eingeschüttet, um den Einfluß einer guten Verdichtungsarbeit deutlich erkennen zu können. Jede Blockhälfte war in 6 Schichten von je 15 cm Stärke aufzubetonieren (Bezeichnung der Schichten: $V_1 - V_6$ und $U_1 - U_6$). Zwischen dem Einbringen zweier Betonschichten lag eine Arbeitspause von wenigstens 4 Stunden, damit sich die einzelnen Betonschichten gut abkühlen konnten. In einem Falle wurde eine größere Arbeitspause (wenigstens 12 Stunden) gewählt, um eine Arbeitsfuge zu erhalten, wie sie sich bei einem während der Nacht unterbrochenen Arbeitsbetrieb ergeben würde. Zum Einfüllen des Betons diente ein von der Fa. Grün u. Bilfinger A. G. Mannheim zur Verfügung gestellter, $0,5 \text{ m}^3$ fassender Betonkübel.

Als Mischung wurde die in voriger Zusammenstellung unter TP 2 bezeichnete Traßportlandzementmischung gewählt, die Konsistenz war plastisch. Bei der unverdichteten Blockhälfte ist der Wassergehalt etwas reichlicher als bei der verdichteten bemessen worden. Die Arbeitsfugen wurden durch Aufrauen, Anfeuchten und Bestreuen mit Zement in verschiedener Art behandelt. Leider ging die Bezeichnung der Fugen bei der späteren Bearbeitung des Blockes verloren, so daß die unmittelbaren Einflüsse der Bearbeitung der Arbeitsfugen im einzelnen nicht mehr voneinander getrennt werden konnten. Der Beton war nicht leicht verarbeitbar. Daran sind die groben Schotterstücke, der ziemlich geringe Sandgehalt und der mit Rücksicht auf die Festigkeit knapp bemessene Wasserzusatz schuld.

Um die Prüfungsergebnisse der aus dem großen Betonblock gewonnenen Probekörper mit den übrigen Prüfungsergebnissen vergleichen zu können, wurden gleichzeitig mit dem großen Betonblock am 9. Mai 1934 3 weitere 30 er Würfel und 3 weitere kleine Balken $100/20/15$ cm hergestellt. Diese Probekörper (Bezeichnung B1) wurden aus einem Beton von gleicher Abstufung der Zuschlagstoffe, gleichem Bindemittelgehalt und gleichem Wasserzusatz gefertigt (vgl. Mischung TP—2). Nur bei den Balken wurde mit Rücksicht auf die geringen Abmessungen der Schotter auf eine maximale Korngröße von 70 mm Maschenweite abgeseibt.

Gewinnung der Probekörper aus dem Betonblock.

2 Tage nach seiner Herstellung wurde der Betonblock entschalt. Bei dem unverdichteten Teil waren die Arbeitsfugen, wie nicht anders zu erwarten, deutlich erkennbar. Überhaupt hatte hier die Sperrigkeit der verwendeten Mischung zu starken Hohl-

raumbildungen geführt. Dagegen waren die 4-Std.-Arbeitsfugen an den Seitenflächen des verdichteten Teils nicht mehr festzustellen. Nur die Fuge zwischen der 3. und 4. Schicht, der eine 17stündige Arbeitspause entsprach, prägte sich noch undeutlich aus; immerhin schien auch hier eine gute Verbindung zwischen Unter- und Oberschicht stattgefunden zu haben. Unmittelbar nach dem Entschalen wurde der Betonblock mit Tüchern abgedeckt, die 14 Tage lang feucht gehalten wurden.

Nach reichlich 14-tägiger Erhärtung konnte der über 8 t schwere Betonblock mit Hilfe von Preßlufthämmern zerteilt werden. Zunächst waren die beiden Blockhälften, die mit und die ohne Verdichtung hergestellt, voneinander zu trennen. Die restlichen Stücke wurden nochmals in der Mitte durchschnitten, so daß 4 ungefähr gleichgroße rechteckige Betonblöcke übrig blieben. Der poröse Beton setzte den Preßlufthämmern verhältnismäßig wenig Widerstand entgegen; es ließ sich nicht vermeiden, daß beim Zerteilen dieses Betons größere Stücke ausbrachen. Ungleich schwerer war das Zerschneiden des verdichteten Betons. Dieser zeigte ein gleichmäßig dichtes Gefüge; auch die größten Zuschlagstücke waren im Mörtel gut eingebettet; ein Ausbrechen derselben aus dem Mörtelbett konnte nicht beobachtet werden.

Die 4 Reststücke wurden mit stählernen Bandsägen zersägt. Aus jeder der beiden Blockhälften, der verdichteten und der unverdichteten, waren je 3 quadratische Säulen von rd. 28 cm Seitenlänge und 90 cm Höhe zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit, 2 Würfel von rd. 28 cm Kantenlänge zur Ermittlung der Druckfestigkeit und 2 Wasserdurchlässigkeitskörper zur Feststellung der Wasserdichtigkeit zu gewinnen. Die Sägeschnitte am verdichteten Beton konnten einwandfrei ausgeführt werden. Um die Frage der Biegezugfestigkeit der Arbeitsfugen möglichst gut zu klären, wurden aus diesem Beton insgesamt 4 Säulen herausgesägt und die Druckfestigkeitswürfel später aus den Bruchstücken der auf Biegung beanspruchten Säulen gewonnen. Ein Zersägen des porösen Betons in Säulen der oben angegebenen Größen war nicht möglich. Beim Sägen brach dieser Beton in der Nachtfuge zwischen der 4. und 5. Schicht. Deshalb konnten aus dem porösen Beton nur Druckfestigkeitswürfel und Wasserdurchlässigkeitskörper hergestellt werden.

Bei der Untersuchung der Biegezugfestigkeit kam es in erster Linie darauf an, die Biegezugfestigkeit der Arbeitsfugen zu ermitteln, sowohl die der 17-Std.-Fuge, bei der also auf eine fertig abgebundene Unterschicht weiterbetoniert wurde, als auch die der 4-Std.-Fugen, bei denen der Beton auf eine Unterschicht geschüttet wurde, die zwar bereits leicht angezogen hatte, aber doch noch weich und bildsam war. Auch die Festigkeit des Betons zwischen den Fugen sollte bestimmt werden. Sie gab vor allem über die Nacherhärtung des Betons Aufschluß und auch darüber, ob die Festigkeiten der aus dem Block gewonnenen Körper mit denen der laboratoriumsmäßig in Stahlschalungen hergestellten Balken ungefähr übereinstimmten, oder ob größere Abweichungen auftraten. Die Säulen mußten, da sie nur 90 cm hoch waren, für den Biegeversuch beiderseitig verlängert werden. Die getroffene Einrichtung zeigt Abb. 4 in Ansicht, Schnitt und Grundriß. Die Verlängerung wird auf jeder Seite durch 2 [35 gebildet, die die Säule auf eine gewisse Länge oben und unten umklammern und außerdem durch Bolzen und Rohre gegeneinander abgestützt sind. Die Befestigung der Verlängerungsseisen erfolgte in der Weise, daß die Betonsäulen zunächst auf die gewünschte Länge in die beiden unteren [-Eisen in hochwertigem Zementmörtel 1: 2 eingebettet wurden. Nach Erhärten des Zementmörtels konnten die oberen [-Eisen gleichfalls unter Zwischenschaltung einer Zementmörtelschicht befestigt werden. Um eine Verschiebung der Betonsäulen in den [-Eisen zu verhüten, waren die Hohlräume zwischen den Probekörpern und den seitlichen Teilen der [-Eisen ebenfalls mit Zementmörtel ausgefüllt.

Die getroffene Vorrichtung bietet den Vorteil, daß das Größtmoment in der Mitte allein vom Beton aufgenommen werden muß, daß also die Biegezugfestigkeit des Betons bestimmt werden kann. Einen weiteren Vorteil ergab die Möglichkeit, nachdem die mittlere

17-Std.-Fuge bis zum Bruch belastet worden war, die Reststücke der Säule erneut in die Verlängerungseisen einzubauen, so daß auch die Biegezugfestigkeit der übrigen Fugen wie auch des Betons zwischen den Fugen zu ermitteln war. Sogar das nach dem Bruch einer Fuge des Versuchs verbleibende, nur 30 cm lange Reststück konnte nochmals geprüft werden.

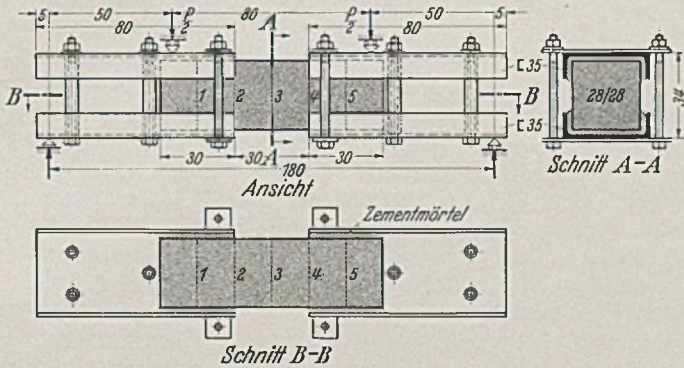


Abb. 4.

Ein Mangel der Versuchsanordnung ist darin zu erkennen, daß nicht klar ersichtlich ist, inwieweit die teilweise Einspannung der Betonkörper in den [-Eisen den Spannungsverlauf im Beton beeinflusst.

Es ist nicht ganz ausgeschlossen, daß durch die Zusammenrückung des Balkens zusätzliche Zugspannungen in die Randlinien kamen, durch die die Biegezugfestigkeit herabgedrückt wird. Die Versuchsergebnisse deuten jedoch darauf hin, daß der Einfluß nur ganz unbedeutend ist, worauf auch theoretische Erörterungen hinweisen.

Versuchsergebnisse.

Die 17-Std.-Fuge wurde bei sämtlichen 4 Säulen des unverdichteten Betons geprüft und ergab im Mittel eine Biegezugfestigkeit von 8,6 kg/cm² mit Schwankungen zwischen 7,5—9,4. Abb. 5 zeigt einen Probekörper nach Durchführung des Versuchs.

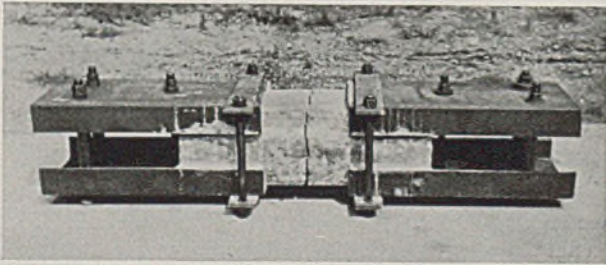


Abb. 5.

Die Biegezugfestigkeit der 4-Std.-Fugen wurde an 5 Probekörpern festgestellt. Sie gab im Mittel 31,3 kg/cm², schwankend zwischen 25,6—36,8. Bei einzelnen Fugen ließ sich eine eigenartige Verzahnung des Bruches feststellen, die darauf hindeutete, daß der Bruch teilweise außerhalb der Fuge verlief.

Die Biegezugfestigkeit des Betons außerhalb der Fugen wurde an 4 Probekörpern festgestellt. Sie betrug im Mittel 35,0 kg/cm² schwankend zwischen 32,2—37,7.

Es ergibt sich also das Gesamtergebnis, daß in der 17-Std.-Fuge die Festigkeit nur rd. 25% der Materialfestigkeit beträgt, während durch die 4 stündige Arbeitsunterbrechung die Festigkeit durchschnittlich nur um 10% absinkt.

Die Biegezugfestigkeit der kleinen 1 m langen Vergleichsbalken, die ohne den Grobzuschlag über 70 mm hergestellt waren, ergab sich im Mittel aus 3 Probekörpern zu 32,1 kg/cm². Entgegen den Versuchen unter B, bei denen die Biegezugfestigkeit mit den großen Biegekörpern (unter Einschluß des Grobmaterials) nur etwa 75—85% der Biegezugfestigkeit unter Weglassung des groben Kornes betrug, ist bei den aus dem Block herausgearbeiteten

Körpern also die Biegezugfestigkeit durch das grobe Korn um etwa 10% vergrößert. Die Vergrößerung im Betrage von 10% beträgt allerdings nicht soviel wie bei der Druckfestigkeit (25—30%), sie ist aber deutlich vorhanden. Das Ergebnis der Versuche unter B kann nur dadurch zu erklären sein, daß die kleinen Körper bereits gleichmäßig geschwunden waren, währenddem bei den großen Körpern das Schwinden sich noch mehr auf die Randpartien erstreckte und bei diesen die Zugfestigkeit so stark herabsetzte, daß das ungünstige Ergebnis zustande kam. Es ergibt sich also das bemerkenswerte Ergebnis, daß die Zug- und Biegezugfestigkeiten durch den Einfluß des Schwindens stark verfälscht werden können. Wie schon erwähnt, hatte sich auch bei den Versuchen unter A gezeigt, daß bei einem der Portlandzemente die Zugfestigkeit nach 7 Tagen Wasserlagerung geringer war als nach 3 Tagen, ein Ergebnis, das sich nur aus den vom Schwinden hervorgerufenen Zusatzspannungen erklären läßt. Die Bestimmung von Biegezugfestigkeiten ist also mit größter Vorsicht auszuführen und zu beurteilen. Die durch das Schwinden erzeugten Zusatzspannungen wachsen zunächst bis zu einem kritischen Höhepunkt an und klingen dann, wenn die Austrocknung durch das Schwinden gleichmäßig über den Körper fortgeschritten ist, wieder ab. Es empfiehlt sich, um Fehlmessungen zu vermeiden, Zug- und Biegezugfestigkeiten nicht nur an einem Termin, sondern zumindestens an 2 oder 3 möglichst weit auseinander liegenden Terminen zu bestimmen.

Zunächst lagen nur die Ergebnisse aus der Versuchsreihe B vor, die ein starkes Absinken der Biegezugfestigkeit bei Verwendung des Größtkornes erkennen lassen. Auf Grund dieser Ergebnisse faßte dann die Bauleitung den Entschluß, die Korngröße mit 80 mm zu begrenzen. Die Ergebnisse der Versuche unter C, die die Berechtigung der Verwendung von Größtkorn bis 120 mm erwiesen, lagen leider erst ein Vierteljahr später vor, und konnten in diesem Falle die getroffene Wahl des Größtkorndurchmessers nicht mehr beeinflussen. Sie geben aber für zukünftige Bauten den Hinweis, daß man auch mit Rücksicht auf die Zugfestigkeit (bei der Druckfestigkeit ist der Vorteil ganz augenscheinlich) mit dem Größtkorn soweit nach oben gehen kann, als es die Rücksicht auf die Verarbeitbarkeit irgend zuläßt.

Eine Herabsetzung der Biegezugfestigkeit kann auch durch den auf S. 2 erwähnten Einfluß des Brechvorganges auf die Struktur der Porphyrstücke zurückzuführen sein.

Druckfestigkeit.

Wie bereits oben erwähnt, sind 2 der bei den Biegeversuchen angefallenen Bruchstücke auf die Würfelform gebracht worden, um an ihnen die Druckfestigkeit zu bestimmen. Um gleichzeitig festzustellen, ob sich die 4-Std.-Fugen auf die Druckfestigkeit nachteilig auswirkten, wurde der Druck auf die Würfel \perp zur Richtung der Arbeitsfugen aufgebracht. Da die Würfel von rd. 28 cm Kantenlänge genau in der Mitte durch eine Fuge unterteilt werden mußte sich, falls die Fuge eine Schwächung bedeutete, dies beim Druckversuch deutlich auswirken. Vor der Prüfung wurden die Würfel zur Erzielung ebener Druckflächen mit hochwertigem Zementmörtel ausgeglichen.

Zum Vergleich diente eine Würfelreihe B1, die gleichzeitig mit dem großen Betonblock mit gleicher Kornzusammensetzung (mittlerer Sandgehalt), gleicher Konsistenz (plastisch) und gleichem Bindemittel (Trapo-Zement 30/70) hergestellt worden war.

Die aus dem Block gewonnenen Würfel haben i. M. 388, die Würfel B1 i. M. 395 kg/cm² Druckfestigkeit nach einem reichlichen Vierteljahr ergeben. Die Druckfestigkeiten sind also gleichwertig und in Anbetracht eines Bindemittelgehaltes von nur 230 kg/m³ Beton als hervorragend zu bezeichnen. Eine Beeinträchtigung der Druckfestigkeit durch die 4-Std.-Fugen ist nicht zu erkennen.

Die Zunahme der Druckfestigkeit zwischen dem 1. und 4. Monat ist sehr hoch. Die trockene Betonmischung ist die gleiche wie die der früheren Mischungen TP—3 und TP—4; in der Konsistenz liegt sie zwischen diesen.

Von den aus dem unverdichteten Block herausgeschnittenen Probekörpern wurde lediglich die Druckfestigkeit geprüft, die unter 25% unterhalb der des verdichteten Betons lag.

BAU DER ZILLIERBACHTALSPERRE BEI WERNIGERODE (HARZ).

Von Reg.-Baurat **Forner**, Wernigerode.

Inhaltsübersicht: Anlässlich des Abschlusses der Bauarbeiten für die Zillierbachtalsperre wird ein kurzer Überblick über die Vorgeschichte des Baues, die Entwicklung des Entwurfes und die Bauausführung gegeben. Auf die Anlagen der Baustelleneinrichtung und den Arbeitsvorgang wird näher eingegangen.

Der Bau der Zillierbachtalsperre ist beendet, das Staubecken beginnt sich zu füllen, so daß die Gesamtanlage bald ihrem Zweck zugeführt werden kann. Rückblickend auf die geleistete Arbeit soll daher der Bau der Talsperre in nachstehendem Aufsatz zusammenfassend beschrieben werden, um damit das Bild abzurunden, daß sich auf Grund der in den verschiedenen technischen Zeitschriften zerstreut erschienenen Abhandlungen ergeben hat.

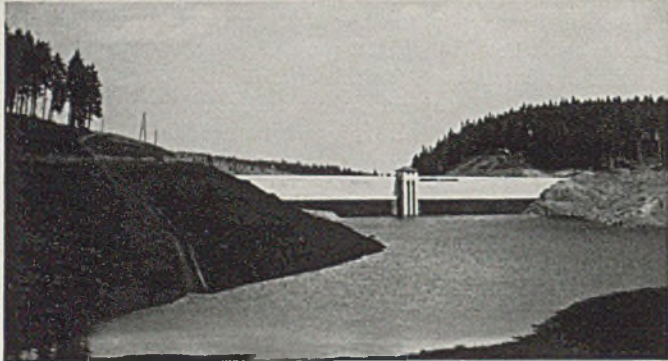


Abb. 1. Blick auf die Wasserseite der Sperrmauer. Der See beginnt sich zu füllen.

Die Vorgeschichte des Talsperrenbaues reicht bis in das Jahr 1926 zurück, in dem die Stadt Wernigerode sich entschloß, wasserwirtschaftliche Untersuchungen im Holtemmegebiet anzustellen, um für die Stadt Wernigerode einwandfreies Trinkwasser zu beschaffen. Hierbei ergab sich, daß sich das Tal des Zillierbaches für diesen Zweck am besten eignete. Auf diesen Untersuchungen bauten sich die ersten Entwürfe für den Bau der Talsperre auf.

Allein die Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse, die Schwierigkeit der Finanzierung ließen die ersten Pläne nicht zur Verwirklichung gelangen, obwohl man mehrfach die Ausmaße der Anlage verkleinerte, um die Gesamtkosten zu verringern. Es schien, als ob der Plan gänzlich zurückgestellt werden mußte.

Da kam der politische Umschwung im Jahre 1933. Auch der Bau der Zillierbachtalsperre wurde in das neue Arbeitsbeschaffungsprogramm miteinbezogen. Damit war die Ausführung der Talsperre gesichert. Im November 1933 wurde der Arbeitsgemeinschaft C. Baresel A.-G. Stuttgart-Halberstadt, Grün & Bilfinger A.-G. Mannheim-Halle die Ausführung der Bauarbeiten übertragen.

Die Talsperre liegt im Zillierbachtal 9 km oberhalb der Stadt Wernigerode. Die Staumauer hat eine größte Höhe von 47 m über der Gründungssohle. Der Stauinhalt beträgt 2,65 Millionen m³, das Einzugsgebiet 10,7 km². Die mittlere Zuflußwassermenge ist zu 185 l/s festgestellt worden. Eine Hochwassermenge von 5 m³/s wird nur selten überschritten. Für die Berechnung der Entlastungsanlagen war mit einem Katastrophen-Hochwasser von 33 m³/s zu rechnen.

Für die Trinkwasserversorgung steht naturgemäß nicht der gesamte Stauraum zur Verfügung, da einerseits stets ein eiserner Bestand vorhanden sein muß, der zu 300 000 m³ festgesetzt worden ist, andererseits soll aber auch während 10 Monaten ein Stauraum von 650 000 m³ zur Aufnahme der Hochwässer frei gehalten werden. Der zur Trinkwasserversorgung zur Verfügung stehende Staubeckenraum bewegt sich also im allgemeinen zwischen den Grenzen von 300 000 und 2 000 000 m³.

Den Ausschreibungsunterlagen war das Projekt einer Bogenstaumauer zugrunde gelegt, da diese Mauer die geringste Beton-

menge erfordern sollte und die Talform für die Ausführung günstig erschien. Das Projekt reizte um so mehr zur Ausführung, als die Zillierbachtalsperre die erste Bogenmauer in Deutschland werden sollte.

Es ist klar, daß seitens des Bauherrn (der Provinz Sachsen) und der staatlichen Aufsichtsbehörde ein genauer Spannungsnachweis für die Bogenmauer gefordert wurde. Die Untersuchung wurde Herrn Professor Kammüller, Karlsruhe übertragen. Unabhängig hiervon führten auch die bauausführenden Firmen eine eingehende Berechnung der Bogenmauer durch. Auf der Baustelle wurden bereits während dieser Untersuchungen die Erd- und Felsarbeiten in Angriff genommen, um so einen genauen Einblick in die Untergrundverhältnisse zu gewinnen und den Bedingungen der Geldgeber hinsichtlich der Ausführungsfrist zu entsprechen.

Es zeigte sich jedoch bald, daß die geologischen Verhältnisse an der Baustelle nicht so günstig vorgefunden wurden, wie erwartet werden konnte. Insbesondere war die Beschaffenheit des Petersteines, gegen den sich die Bogensperre als rechtes Widerlager stützen sollte, für diesen Zweck nicht geeignet. Auch die statischen Untersuchungen ergaben Spannungen in der Bogenmauer, die nicht zulässig waren. Infolgedessen mußte die ursprüngliche Querschnittsform der Bogenmauer verlassen und ein Profil gefunden werden, das sich dem Verlauf der Spannungen mehr anschloß. Auch die Lage der Mauer mußte auf Grund des geologischen Befundes verschoben werden.

Als Ergebnis der schwierigen und zeitraubenden Untersuchungen mußte festgestellt werden, daß auch bei größter Anpassung der Bogenform an die Spannungen doch noch unzulässig hohe Zugbeanspruchungen auftraten. Die Ursache für dieses unerwartete Ergebnis war in erster Linie in der für eine Bogenmauer ungünstigen Talform zu suchen. Bevor man jedoch daran dachte, den Bogenentwurf fallen zu lassen — denn man war sich bald darüber klar, daß als Folge eine wesentliche Erhöhung der Betonmassen und damit der Kosten zu erwarten war — wurde der Talsperrensachverständige Herr Dr. H. E. Gruner, Basel, zu Rate gezogen, dessen Gutachten jedoch ebenfalls zu dem Ergebnis kam, daß die Ausführung einer Bogenmauer an der Sperrstelle außerordentlich kühn sei und alle bestehenden Bogenmauern bezüglich der Spannungen überträfe.

Mit Rücksicht auf das dicht besiedelte Gebiet unterhalb der Sperre konnte dieses Risiko nicht übernommen werden. Die Bauleitung beauftragte daher die bauausführenden Firmen mit der Nachrechnung eines Bogenmauerprofils, in dem die Zugspannungen auf ein zulässiges Maß herabgemindert waren. Gleichzeitig sollte aber auch das Projekt einer Schwergewichtsstaumauer so ausgearbeitet werden, daß es der Aufsichtsbehörde vorgelegt werden konnte. Infolge der Durchführung des weiteren Felsaushubes mußte diese umfangreiche Arbeit in kaum 3 Wochen erledigt werden¹.

Nach eingehendem Vergleich der statischen und preislichen Verhältnisse gab man der Gewichtsstaumauer den Vorzug, weil sie nur unbedeutend höhere Kosten erforderte als die Rundkopfmauer und dabei die höchste Sicherheit verbürgte. Der neue Entwurf wurde mit äußerster Beschleunigung endgültig durchgearbeitet und die Genehmigung zur Ausführung bald darauf erteilt.

Die Mauer erhielt einen Anzug auf der Wasserseite von 1 : 0,05 und an der Luftseite von 1 : 0,63. Das Verhältnis von Breite zur Höhe beträgt also 1 : 0,68 und ist als sehr günstig zu betrachten. Die schlanke Form der Mauer erschien vertretbar, weil eingehende Untersuchungen ein hohes Raumgewicht des fertigen Betons er-

¹ Tatsächlich legte die Arbeitsgemeinschaft innerhalb dieser Zeit die nachstehenden vier im Konstruktionsbüro der Grün & Bilfinger A.G. bearbeiteten Entwürfe vor:

1. Bogenmauer mit dem vom Bauamt vorgeschlagenen Querschnitt; 2. Bogenmauer mit horizontaler Fuge; 3. Rundkopfmauer; 4. Gewichtsstaumauer.

warten ließen. Von einer Krümmung der Mauer im Grundriß wurde abgesehen. (Abb. 2.) Im Abstand von 12,00 m wurden Dehnungsfugen angeordnet. Nur der Grundablaßblock ist aus konstruktiven Gründen schmaler gehalten worden. Desgleichen wichen die Endblöcke, die den Anschluß der Mauer an das Gelände herstellen, von der Normalbreite ab. Bei einer maximalen Höhe der Mauer von 47,00 m beträgt die Basisbreite 32,00 m und die Kronenlänge 173,00 m. Über die Krone führt zwischen 30 cm starken Brüstungen ein Fußweg von 1,50 m lichter Breite. Insgesamt mußten für die Errichtung der Sperre rd. 33 000 m³ Erd- und Felsmassen ausgehoben und rd. 60 000 m³ Beton eingebracht werden.

Die technischen Einrichtungen der Sperre sind verhältnismäßig einfach und im wesentlichen im Entnahmeturm untergebracht. Dieser ist mit Block VIII ver-

dem Hochziehen der Tafeln geöffnet werden und so eine Druckentlastung der Schützen bewirken.

Das anschließende Rohr hat trompetenförmige Form und verjüngt sich von 1000 mm auf 600 mm. Diese Einlauftrumpete liegt

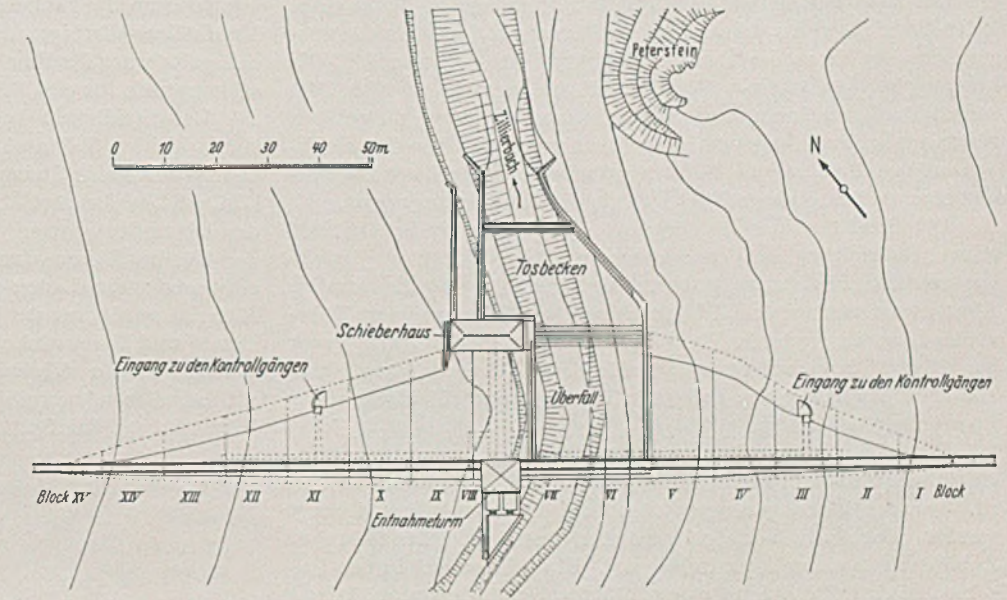


Abb. 2. Grundriß der Sperrmauer.

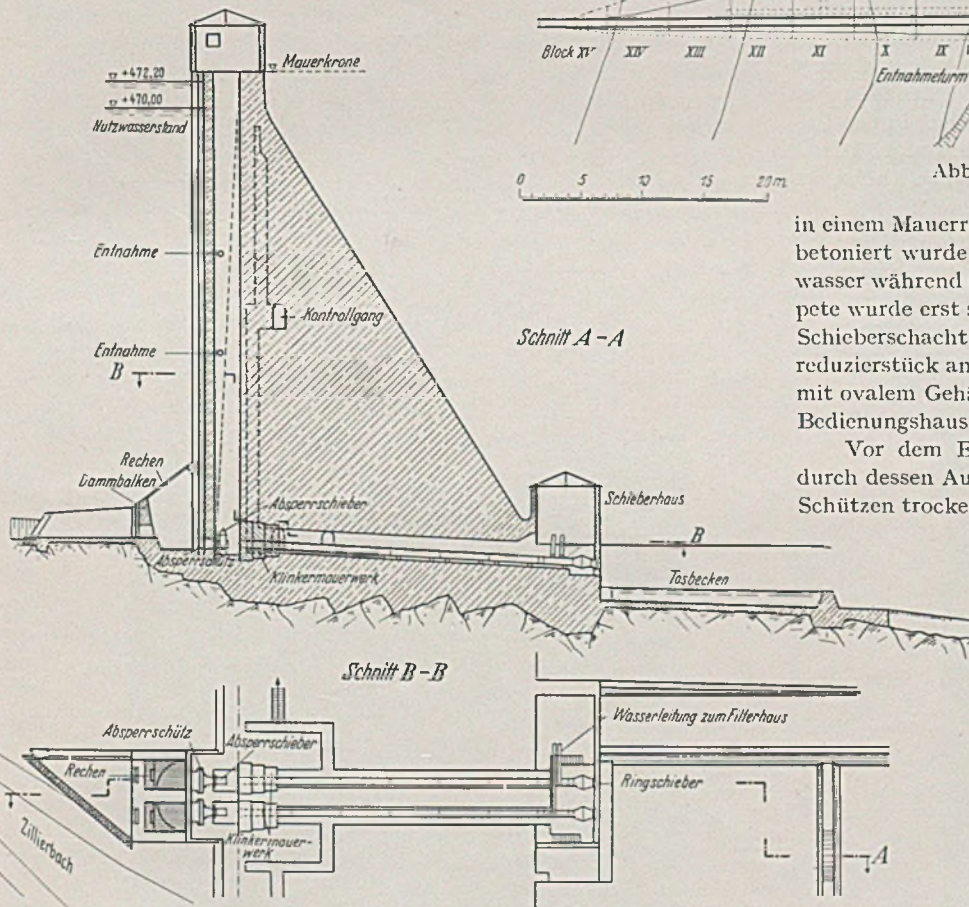


Abb. 3. Schnitt durch den Hauptblock VIII mit den Grundablaß- und Entnahmeverrichtungen.

bunden, also neben den alten Bachlauf gegen den linken Hang gerückt.

Der Entnahmeturm besitzt zwei vollständig getrennte Kammern. (Abb. 3.) Von jeder dieser Kammern aus führt ein Rohr von 60 cm \varnothing durch die Mauer, das gleichzeitig Grundablaß- und Entnahmerohr sein kann. Diesem doppelten Zweck entsprechend mußte einmal eine Zuleitung zu diesen Rohren etwa auf Höhe der Staubeckensohle zur Entleerung des Beckens und einmal in größerer Höhe zur Entnahme des Trinkwassers vorhanden sein. An der Stirnwand am Fuß des Entnahmeturms liegen die Grundablässe. Diese sind mit doppelten Verschlüssen ausgestattet. An der Außenseite sind Dammtafeln, die als Gleit tafeln mit gehobelten Dichtungsleisten ausgebildet sind, angeordnet. An den Tafeln sind kleine Füllvorrichtungen in Form von Kegellventilen vorgesehen, die vor

in einem Mauerrohr von 1000 mm Durchmesser, das sofort mit einbetoniert wurde und so bemessen war, daß es auch kleine Hochwasser während des Baues abführen konnte. Die eigentliche Trumpete wurde erst später zur besseren Wasserführung eingesetzt. Im Schieberschacht schließt sich an die Einlauftrumpete ein Flanschenreduzierstück an und hieran ein geschlossener Grundablaßschieber mit ovalem Gehäuse. Die Bedienung aller Verschlüsse erfolgt vom Bedienungshaus auf der Sperrkronen aus.

Vor dem Entnahmeturm liegt ein kleines Einlaufbauwerk, durch dessen Ausbildung es ermöglicht wurde, den Einlauf zu den Schützen trocken zu legen. Ein fester Rechen verhindert das Eindringen von Grundschwemmnel.

Die Trinkwasserentnahme findet entsprechend den veränderlichen Wasserständen in zwei verschiedenen Höhen statt, nämlich 10—15 m unter dem jeweiligen Wasserspiegel, so daß stets mit der Abgabe reinen Brauchwassers von gleichbleibender Temperatur gerechnet werden kann. Die Entnahmen selbst sind an den Seitenwänden des Turmes angeordnet. Die Einrichtungen bestehen aus einem offenen Schieber von 500 mm l. W. am Eintritt, dem anschließenden Mauerrohr von 400 mm l. W. mit drei Mauerflanschen und dem geschlossenen Absperschieber. Vordem offenen Schieber ist ein Sieb angeordnet. Im Schutze dieses Siebes kann die Einlauföffnung durch den Schieber frei gegeben werden. Beim weiteren Hochziehen des Schiebers nimmt dieser das Sieb mit nach der Plattform des Bedienungshäuschens, wo es gereinigt werden kann.

Die Schächte sind durch eiserne Leitern zugänglich. Am Fußboden des oberen Schiebershauses in Höhe + 473,0 sind sie durch Riffelbleche abgedeckt. Im Bedienungshaus sind die Winden für die Schützen und die Antriebsständer für die Schieber untergebracht.

Vom Schieberschacht führen zwei Stahlrohre \varnothing 600 mm zum Schiebershaus am Sperrfuß. Hier zweigen die Entnahmeleitungen \varnothing 300 mm für die Trinkwasserversorgung ab. Die Grundablaßleitungen endigen mit Ringschiebern, die das Wasser möglichst stoßfrei in das Tosbecken abführen. Vor den Schiebern sind Expansionsrohre eingebaut. Die Grundablaßrohre sind wasserseitig durch einen 3,0 m starken Klinkerpfropfen in das Betonmauerwerk eingebunden. Die Rohre liegen in Stollen von 1,40 m Breite und 2,00 m

Höhe auf kleinen Betonfundamenten. Das Material ist Siemens-Martin-Flußstahl, elektrisch geschweißt. Zu erwähnen ist noch, daß jeder Grundablaß bei höchstem Stand rd. $5 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasser abführen kann, die normalen Hochwässer also leicht bewältigt werden. Trotzdem ist noch eine selbsttätige Entlastungsanlage in Form eines freien Überfalls von zweimal 10 m Breite auf der Sperrkronen vorgesehen. Die Krone des Überfalls liegt auf Höhe $+ 472,20 \text{ NN}$. Die Leistung beträgt bei einer Strahlstärke von 80 cm rd. $38 \text{ m}^3/\text{s}$. Mit den vorhandenen Entlastungsanlagen können somit auch die größten Katastrophenhochwässer gut abgeführt werden. Über den Hochwasserüberfall führt eine Bedienungsbrücke, die in ihrer Breitenabmessung ebenso ausgebildet ist, wie die Mauerkrone selbst.

Der Betrieb wird so durchgeführt, daß immer ein Schacht mit seiner Rohrleitung bei geschlossenem Ringschieber als Trinkwasserentnahme arbeitet, während die zweite Leitung die ständige Abgabewassermenge dem Zillierbach zuführt. Eine geeignete Rohrverbindung im unteren Schieberhaus führt bei Abgabe unter 300 l/s das Anreicherungswasser für den Zillierbach durch eine Meßvorrichtung, die den Beleg für die Abgabeverpflichtungen des Sperrbetriebs liefert.

Bevor der Beton eingebracht werden konnte, mußte naturgemäß der Erd- und Felsaushub getätigt sein. Insgesamt mußten rd. 8300 m^3 Überlagerungsmassen und 25000 m^3 Fels bewegt werden. Der Aushub erfolgte zunächst von Hand, unter teilweiser Zuhilfenahme eines Turmdrehkrans. Ein solcher war in der Talsohle auf einer Brücke über den Zillierbach montiert und förderte aus der tiefgelegenen Baugrube die Massen auf Geländehöhe, wo sie zur Kippe abgefahren wurden.

Der Baugrund besteht im wesentlichen aus Diabas und am linken Hang von der halben Höhe bis zur Krone aus Granitporphyr, die beide von zahlreichen Klüften durchzogen sind. Die Klüfte waren vielfach durch Kalkspat geschlossen. Im Baublock VI stieß man auf einen schmalen Granitporphyrgang, der stark zer-



Abb. 4. Säuberung des Baugrundes vor dem Betonieren in Hauptblock VI.

klüftet und wasserführend war. (Abb. 4.) Die Mächtigkeit des Ganges war wechselnd und betrug bis zu $3,0 \text{ m}$. An den Kontaktzonen zum Diabas fanden sich stark zersetzende kaolinisierte Partien. Daneben gab es Spalten, die nicht mit Kalkspat gefüllt waren und beachtliches Wasser führten. Zur Abdichtung des Porphyrganges wurde an der Wasserseite ein Schacht bis 9 m Tiefe abgeteuft. Mit der Tiefe nahm die Klüftigkeit und Wasserführung rasch ab. Der Schacht wurde dann gut ausbetoniert, so daß dem Wasser der Zutritt zum Porphyrgang unterbunden ist. In gleicher Weise wurde mit einem Porphyrgang in Block IX verfahren. Auf die Einpresungen zur Erreichung größtmöglicher Dichtigkeit wird noch zurückzukommen sein.

Im Frühjahr 1934 wurde mit der Baustelleneinrichtung begonnen. Zunächst galt es für eine gute Zufahrtsmöglichkeit der Geräte und Baustoffe Sorge zu tragen. Zu diesem Zweck wurde von der Arbeitsgemeinschaft eine 5 km lange Bahnverbindung von 600 mm Spurweite nach dem Bahnhof Drei-Annen-Hohne der Nordhäuser-Wernigeroder-Eisenbahn hergestellt. Als vordringlich galt ferner die Erschließung des Steinbruches, in dem die Zuschlagsstoffe für den Beton der Sperre gewonnen wurden.

Der Steinbruch liegt etwa 300 m unterhalb der Sperre in einem kleinen Seitental und zwar stehen hier Granitporphyr und Diabas an. Beide Steinarten besitzen ein hohes Raumgewicht, das i. M. $2,8 \text{ t/m}^3$ beträgt und eignen sich gut als Zuschlagsstoffe für den Beton der Sperre.

Für das Bohren der Sprenglöcher waren Preßluftbohrhämmer eingesetzt; das Laden des Sprenggutes erfolgte von Hand. Das Material wurde nun der in der Nähe des Steinbruches aufgebauten Brech- und Sortieranlage zugeführt. Die Brech- und Mahlanlage bestand aus 2 Vorbrechern, 1 Nachbrecher, 1 Splittbrecher, 1 Sandwalze mit zugehörigen Elevatoren, Transportbändern und Rüttelsieben; die Sortieranlage aus zwei Siebtrommeln.

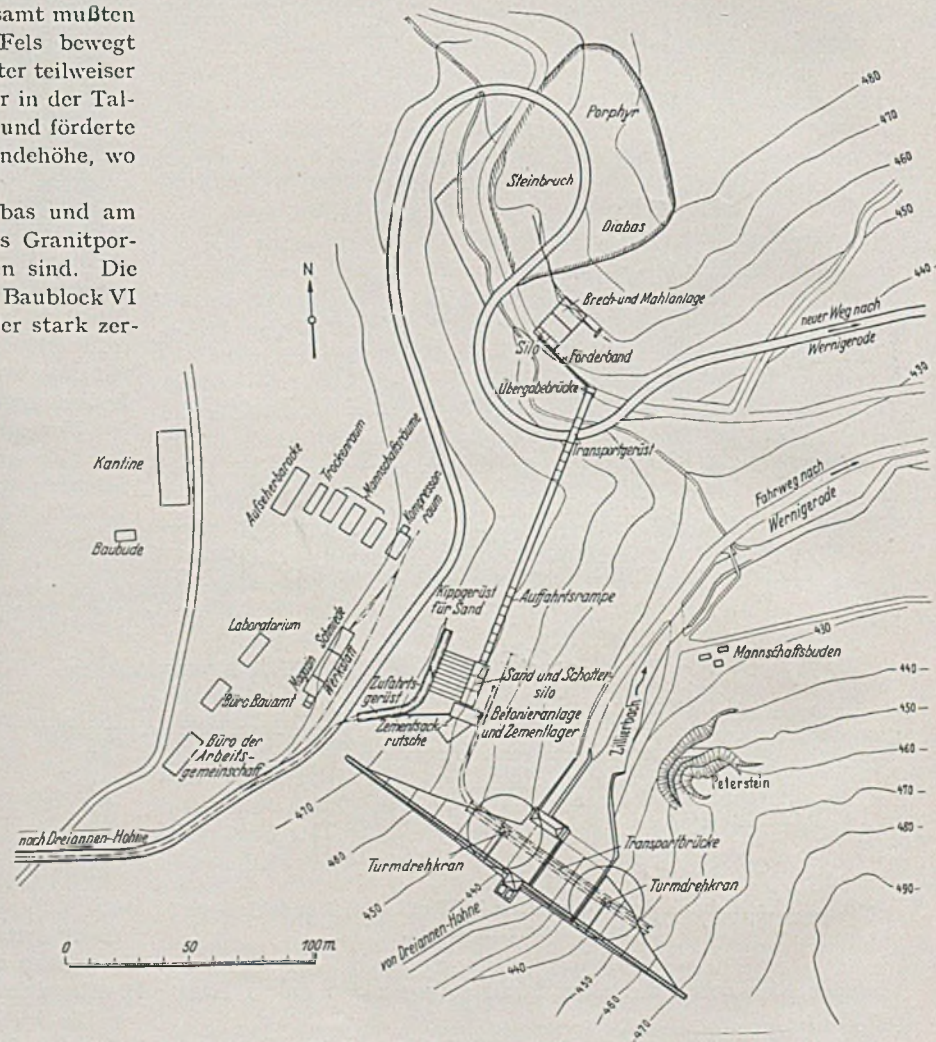


Abb. 5. Baustelleneinrichtung und linksseitige Ersatzstraße.

Das gebrochene Material wurde von den Silos in einen Transportwagen abgezapft und mit einem Schrägaufzug in die Hauptsilos bei der Mischanlage, in unmittelbarer Nähe der Sperrmauer, gefahren. Die Hauptsiloanlage hatte Silos für die Korngrößen $0-3$, $3-15$, $15-25$, $25-40$, $40-80 \text{ mm}$. Die feineren Körnungen des Sperrmauerbetons bestanden zum größten Teil aus Natursand, die mit der Bahn nach Drei-Annen-Hohne und von dort mit dem 60 cm Spurgleis zur Baustelle transportiert wurden. Es wurde von einem oberhalb der Silos verlaufenden Hilfsgerüst in die einzelnen Taschen gekippt.

Aus den Silos wurden die Zuschlagsstoffe in Meßgefäße abgezapft, durch Bodenentleerung auf Förderbänder abgegeben und dem Vorsilo der Mischmaschine zugeführt. Der Zement wurde ebenfalls auf dem oberhalb der Silos gelegenen Transportgerüst angefahren. Die einzelnen Säcke wurden auf gedeckten Sandrutschen zum tieferliegenden Zementschuppen transportiert. Infolge einer eingebauten Bremsvorrichtung fanden bei diesem Transport keine Zerstörungen der Säcke statt. Das ganze Gemisch wurde nun in die Hauptmischmaschine von 1500 l Inhalt befördert; sie bewährte sich so gut, daß die Reservemaschine von 750 l Inhalt nur einmal auf Stunden in Anspruch genommen zu werden brauchte. Bei erweiterter Doppelschicht wurden bis zu 520 m³ Beton am Tage hergestellt. (Abb. 5.)

Da der Steinbruch auf der linken Talseite lag, war auch die Siloanlage auf diesem Hang angeordnet. Hier befanden sich auch die sonstigen Einrichtungen, wie Unterkunftsräume, Kompressoranlage, Baubüro, Wasserstation u. a. m. Die linke Talseite eignete sich für die Einrichtungen auch deshalb besser, weil der Hang nicht zu steil war. Die Wahl dieser Talseite hatte allerdings zur Folge, daß die Zubringerbahn etwa 2 km oberhalb der Baustelle das Tal mit einer Brücke kreuzen mußte.

Die Art der Einbringung des Betons mußte sich naturgemäß nach dem jeweiligen Bauzustand der Sperre richten. Die Betonierung des Grundablaßblockes wurde zuerst in Angriff genommen, da der Zillierbach möglichst bald durch die Grundablässe umgeleitet werden sollte. Dadurch wurde es möglich, die Arbeiten im Bereich des eigentlichen Bachbettes im Trockenen zeitig zu beginnen. Die Hauptbetonmengen wurden von zwei Turmdrehkränen eingebracht, die, sobald die Erd- und Felsmassen ausgehoben waren, voll für das Betonieren zur Verfügung standen. Da die Reichweite der Turmkrane bei der Sperrhöhe nicht groß genug war, um den Beton im Bereich der Mauerkrone einzubringen, wurde von der Arbeitsgemeinschaft eine Betonierbrücke auf Höhe + 454,75 und zwar auf der Luftseite der Sperre gebaut. (Abb. 6.) Um diese mög-



Abb. 6. Betonierbrücke an der Luftseite der Sperrmauer mit 2 Turmdrehkränen kurz vor Beendigung der Arbeiten.

lichst bald in Betrieb nehmen zu können, wurden Betonpfeiler auf dem Sohlenbeton erstellt. Die Lage der Brückenachse zur Sperrachse wurde so festgelegt, daß eine weitgehende Beschickung des gesamten Mauerbereiches erzielt werden konnte. Die einzelnen Pfeiler bildeten später Bestandteile der Mauer. Der obere Teil der Pfeiler hatte bereits die Neigung der Luftseite der Sperre. Auf der Schrägseite der Pfeiler wurden Böcke aus starken Rundhölzern aufgestellt, die gut in dem Pfeilerbeton verankert waren. Die Böcke und Kronen der Pfeiler gaben dann die soliden Stützpunkte für die Brückenfahrbahn ab, die im wesentlichen aus starken I-Trägern

und Schwellen bestanden. Es wurde von der Arbeitsgemeinschaft alles daran gesetzt die Arbeiten im Jahre 1934 noch so weit zu fördern, daß die Betonierbrücke im erforderlichen Ausmaß im Winter und Frühjahr erstellt werden konnte, damit bei Beginn der Betonierperiode im Jahr 1935 der Betonierbetrieb voll einsetzen konnte. Denn davon hing es ab, ob die Sperre selbst im Baujahr 1935 beendet werden konnte. Dieses Ziel ist dank der planmäßigen Zusammenarbeit aller Beteiligten auch tatsächlich erreicht worden.

Nach Erstellung der Betonierbrücke wurde der Beton horizontal von der Mischmaschine aus in Betonierkübeln verfahren, die sich in Trichter und anschließende Fallrohre entleerten oder vom Gleis unmittelbar an die Krane abgegeben wurden. (Abb. 7.)

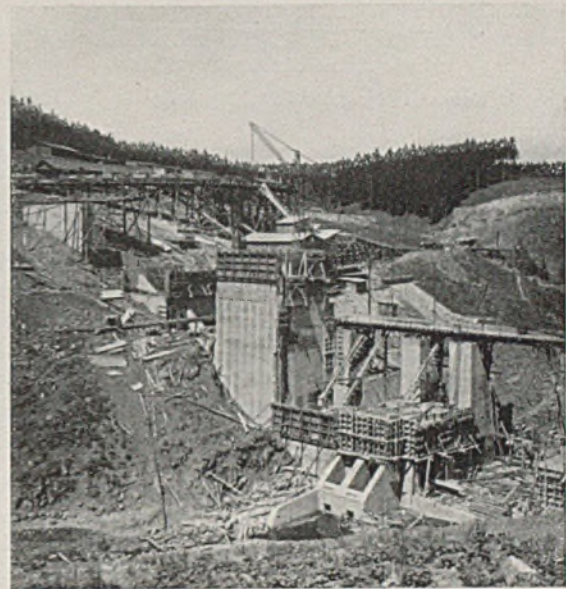


Abb. 7. Betonierbrücke mit Fallrohren und Turmdrehkran am Anfang der Arbeiten.

Ferner stand noch ein fahrbares Transportband, das einerseits an einem Drahtseil, das sich über das Zillierbachtal spannte, aufgehängt war, und sich andererseits auf der Betonierbrücke abstützte, zur Einbringung des Betons zur Verfügung.

Die getroffene Betoniereinrichtung bewährte sich vollkommen, sowohl hinsichtlich der Leistung, da das gesteckte Ziel sehr gut erreicht wurde, als auch hinsichtlich der Güte des Betons, die sich besonders in der hohen Dichtigkeit des Bauwerks und bei Stemmarbeiten für nachträgliche kleinere Ergänzungen zeigt.

Der Kornzusammensetzung des Betons wurde seitens des Talsperrbauamtes die größte Aufmerksamkeit gewidmet; denn es mußte versucht werden einen dichten Beton mit möglichst hohem Raumgewicht bei geringstem Schwindmaß zu erhalten. Schon bei den Vorarbeiten für den Bau der Sperre wurden umfangreiche Untersuchungen angestellt¹, die Klarheit über die Auswahl der Zemente und der Zuschlagsstoffe bringen sollten. Diese Untersuchungen wurden noch ergänzt in einem eigenen Laboratorium der Bauleitung, das für die vorzunehmenden Untersuchungen bestens ausgestattet war. Eine Ergänzung war notwendig, weil die auf der Baustelle anfallenden Körnungen erst nach Inbetriebnahme der Brechanlage bestimmt werden konnten. Am Anfang wurde als Bindemittel Traß-Zement mit 30% Traß verwendet.

Aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus wurde vom Talsperrbauamt die Verwendung des Traß-Zementes aufgegeben und schließlich zu einem Sonderhochofenzement gegriffen, mit dem ähnliche Ergebnisse erzielt wurden, wie mit dem ersteren.

Als Zementzusatz wurden festgestellt:
für den Kernbeton der Mauer 200 kg für 1 m³ fertigen Beton,
für den Vorsatzbeton an der Wasserseite von 1,20 m Stärke und an der Bausohle von 1,00 m Stärke 300 kg für 1 m³ Beton.

¹ Kammüller, O.: Eignungsversuche für die Zillierbachtal-sperre. Bauing. 18 (1937) S. 1.

Der Wasserzusatz wurde mit 170 l im m³ fertigen Beton so gewählt, daß der Beton gut plastisch war.

Über die Kornzusammensetzung gibt die Siebkurve der Zuschlagsstoffe Aufschluß. (Abb. 8.) Nach dieser Sollkurve wurden die einzelnen Korngrößen beigegeben. Die Kornstaffelung wurde

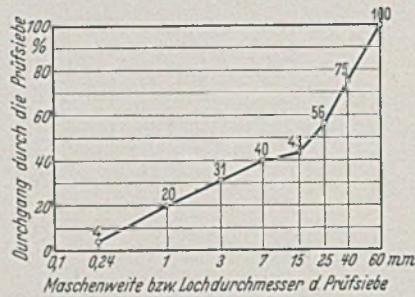


Abb. 8. Kornstaffelung der Zuschlagstoffe für den Beton.

während des ganzen Baues laufend überwacht. Der verwendete Zement sowie der Beton unterlagen einer dauernden Kontrolle. Die erzielten Festigkeiten entsprachen durchweg den Erwartungen.

Naturgemäß mußte der Ausbildung der Schalung größte Aufmerksamkeit gewidmet werden. Grundsätzlich wurde an der Luft- und Wasserseite der Sperre nur Stahlschalung, an den Seitenflächen nur Holzschalung verwendet. Mit der Stahlschalung wurden glatte und dichte Flächen erzielt, die zum Schutz des Betons gegen Einflüsse von Luft und Wasser sehr erwünscht sind. Das Arbeiten mit der Schalung, die aus einzelnen Tafeln zusammengesetzt war, ging ohne Schwierigkeiten von statten.

Die Ausbildung der Holzschalung hat sich die Arbeitsgemeinschaft besonders angelegen sein lassen und ihre Einzelausbildung kann als voller Erfolg angesprochen werden. (Abb. 9.) Bei der umfangreichen Verwendung dieser Schalung war besonders schnelle

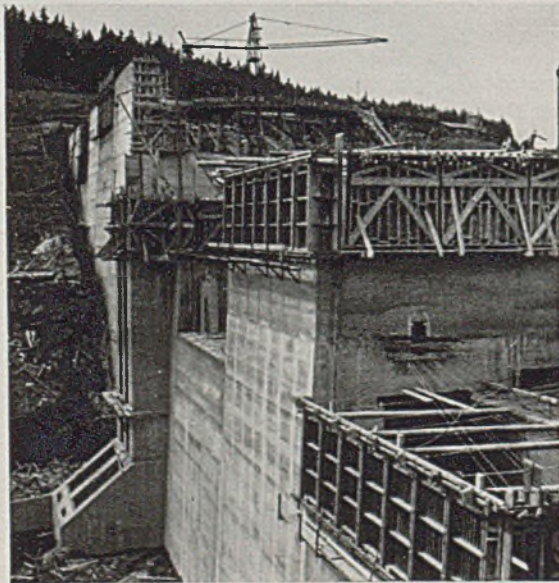


Abb. 9. Stahlschalung der Außenflächen und Holzschalung der Innenflächen.

Umschaltungsmöglichkeit anzustreben. Die Schalung war aus einzelnen Tafeln zusammengesetzt, deren Höhe sich nach der eisernen Schalung richtete. Die Nutzhöhe betrug max. 3,30 m, die Normalbreite 4,00 m. Die Tafeln, die an die wasserseitige Schalung grenzten, hatten entsprechend der Neigung der Wasserseite einen Anzug 1 : 0,05. Um sich den Blockgrößen besser anpassen zu können, standen zur Ergänzung noch Tafeln von 1,00 m Breite zur Verfügung. Die gut durchgearbeitete Schalung gewährleistete eine sehr glatte und einwandfreie Betonaußenfläche.

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen war es notwendig, einen genauen Überblick über die erforderliche Eisen- und Holzschalung

zu gewinnen. Es wurden daher die Hauptblöcke in kleine Betonierblöcke zerlegt, deren Größe sich nach der im Durchschnitt zu erzielenden Tagesleistung richten mußte. Hierbei durfte ein maximaler Betondruck auf die Schalung nicht überschritten werden. Die Betonierhöhe war also begrenzt. Es war ein genauer Betonierungsplan ausgearbeitet, dem die in Größe der einzelnen Blöcke und die Reihenfolge der Betonierung für die ganze Sperre genau festgelegt war. Dieser Betonierungsplan konnte im wesentlichen auch bei der Ausführung eingehalten werden.

Es ist schon erwähnt worden, daß der gesamte Sperrkörper in 15 Baublöcke zerlegt ist. Mit dieser Blockbegrenzung waren die Dehnungsfugen gegeben. Von einer Verzahnung der Blöcke in den Dehnungsfugen ist abgesehen worden. Die Fugen gehen also senkrecht zur Sperrachse von der Wasser- zur Luftseite eben durch. Die Wasserseite erhielt außer dem 1,20 m starken Vorsatzbeton einen Schutzanstrich. Die Hauptfugen sind 80 cm hinter der Wasserseite durch ein Kupferblech geschlossen. Das Kupferblech hat eine Breite von 85 cm und eine Stärke von 2 mm. Die Stöße wurden verlötet. Um ein festes Haften des Kupferbleches im Beton zu erreichen, wurden an den Enden der Bleche Haltewarzen eingepreßt. Das Kupferblech hat in der Mitte eine 10 cm hohe Schleife, die evtl. eintretende verschieden große Bewegungen der einzelnen Blöcke ausgleicht. Um die Beweglichkeit dauernd zu gewährleisten, ist diese Schleife in eine elastische Asphaltkittmasse eingebettet. Vor der Öffnung der Schleife selbst wurde ein Hanfstrick verlegt, so daß die Schleife im Innern von Luft erfüllt ist. Beim Einbau des Kupferbleches wurde die größte Vorsicht geübt, damit keine Verletzung des Kupferbleches eintrat. Auf den Betonflächen wurden im ganzen Bereich der Hauptfugen eine Bitumenmasse in 3 mm Stärke aufgespachtelt. Nur bei Öffnungen und sonstigen Aussparungen sowie am Rand wurde ein Streifen von 0,25 m Breite ohne Spachtelmasse belassen. Hier umschließt also der Beton die Spachtelmasse, so daß dadurch ein Abfließen verhindert wird.

Die Dränagen sind liegend eingeordnet. Auf diese Weise war es möglich, sie in die Arbeitsfugen der Teilblöcke zu legen, die einer Tagesleistung entsprechen. Die Dränagen bestehen aus 1,0 m langen Halbschalen aus sehr porösem Beton, der durch Weglassen des Feinkorns bis 7 mm erzielt wurde. Die Entfernung der Dränagen von der Mauerachse betrug 1,40 m, ihr senkrechter Abstand voneinander rd. 2,0 m. Die Dränagen sind im Gefälle 1 : 80 verlegt und münden jeweils in den Kontrollschächten. Sie können also von den Schächten aus kontrolliert und beleuchtet werden, so daß Leckstellen in der Mauer örtlich genau festgelegt werden können.

In jeder Hauptfuge von Block 3—13 ist ein senkrechter Kontrollschacht 0,80/1,00 m groß angeordnet. Die Schächte sind in Höhe + 452,0 von einem Kontrollgang (1,00 × 2,00) aus zugänglich. Dieser Gang steigt gegen die Hänge etwas an, wodurch auch die Zugänglichkeit der über + 452,00 endigenden Schächte ermöglicht wird.

Ein zweiter Kontrollgang ist in Höhe + 433,53 vorhanden. Der Hauptzugang zu diesem tiefliegenden Kontrollgang findet von dem Grundablaßstollen aus statt. Die beiden Revisionsgänge stehen durch Schächte, die durch eiserne Leitern zugänglich sind, untereinander in Verbindung. Von dem unteren Revisionsgang führen zwei kurze Stollen an die Luftseite der Mauer, die etwa in Höhe + 453,0 austreten und durch handgeschmiedete eiserne Türen verschlossen sind.

Durch das vorhandene System von Schächten und Stollen sind also alle Teile der Sperrmauer zugänglich gemacht und damit eine leichte und eingehende Kontrolle über den Zustand und evtl. Wasserandrang in der Mauer jederzeit möglich. Durch die Verbindung der Kontrollgänge mit den Grundablaßstollen sowie in halber Höhe der Mauer mit der Luftseite der Mauer ist für eine gute Luftzirkulation gesorgt. Die einzelnen Schächte stehen außerdem durch Belüftungsrohre, die von den Schachtenden zur Luftseite der Sperre führen, mit der Außenluft in Verbindung.

Um die Wasserverluste auf ein Minimum zu beschränken, waren schon beim Entwurf Zementeinpessungen vorgesehen, durch die eine Verdichtung des Untergrundes bewirkt wird. Ur-

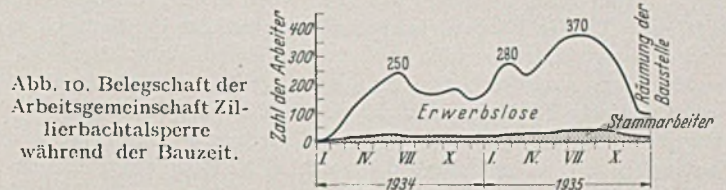
sprünglich sollten diese Einpressungen von dem Sohlstollen aus vorgenommen werden. In diesem Gang sind daher in Abständen von 1,00 m bis auf den Fels reichende Rohre von 70 mm \varnothing einbetoniert worden, durch die der Felsuntergrund angebohrt und hierauf verdichtet werden sollte. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde jedoch die Verdichtung an dem wasserseitigen Fuß der Sperre verlegt. Die inneren Rohre dienen vorerst zur Beobachtung evtl. Wasserzutritts unter der Mauer und gegebenenfalls zu Messungen. Auch können sie, wenn es erforderlich werden sollte, zu weiteren Einpressungen benutzt werden.

An der Wasserseite wurden im ganzen 90 Löcher im Abstand von 1,50 m bis 2,00 m für die Einpressungen gebohrt. Verwendet wurden Hammer- und Kernbohrmaschinen. Das Bohren wurde in zwei Abschnitten durchgeführt. Die Löcher wurden zuerst bis auf 3,00 m unter Gründungssohle niedergebracht und hiernach Zementmörtel unter 6 atü eingepreßt. Dann wurden weitere 9,00 m gebohrt und mit 30 atü abgepreßt. In der Talsohle wurden bei der zweiten Bohrung Kernbohrungen vorgenommen, die Kerne von rd. 4 cm \varnothing lieferten. Die Aufnahmen der verschiedenen Bohrlöcher an Zementbrühe waren naturgemäß verschieden und schwankten von 50—5450 kg Zement je Loch. Im Mittel wurden je Bohrloch 900 kg Zement eingepreßt. Der während der ganzen Bauzeit beratend mitwirkende Geologe bearbeitet zur Zeit die Auswertung der hierdurch ergänzend gewonnenen Aufschlüsse.

Der bis jetzt erfolgte Aufstau, der Anfang Juni 23,5 m von 39,0 m Gesamtstauhöhe erreichte, zeigt, daß der Beton seine Aufgabe erfüllt und die Einpressungen vollen Erfolg hatten, denn die fortlaufend gemessene Abflußmenge aus der Mauer, die zunächst bis auf 0,16 l/s stieg, geht trotz wachsenden Staus bereits zurück. Es kann erwartet werden, daß auch bei vollem Stau die Sickerungen unterhalb der üblichen Grenzen bleiben. Die gesamten Einpreßarbeiten wurden ebenfalls von der Arbeitsgemeinschaft ausgeführt.

Welche Bedeutung der Bau der Zillierbachtalsperre für die Arbeitsbeschaffung hat, geht aus dem beigefügten Schaubild, in dem die Zahl der beschäftigten Arbeiter für die Jahre 1934 und 1935 kurvenmäßig dargestellt ist, hervor. (Abb. 10.)

Die Talsperre selbst ist nur ein Teil der Anlagen, die für die Trinkwasserversorgung von Wernigerode erforderlich geworden sind. An sie schließt sich eine 200 m lange Doppelleitung zur Filter-



station und eine 9000 m lange Zuleitung aus Schleudergußrohren zur Stadt an. Es wird angestrebt, den verfügbaren Überschuß an Trinkwasser durch eine 50 km lange Fernleitung für weitere wasserarme Gemeinden des Harzvorlandes nutzbar zu machen. Der An-



Abb. 11. Blick auf die Mauer von der Luftseite.

lage fällt die Aufgabe zu, den Zillierbach zu bändigen und sein Wasser in geregelttem Haushalt zu Nutz und Frommen der Menschen weiterzugeben. Darüber hinaus wird aber auch die Talsperre mit ihrem schönen Stausee, der sich lieblich in das grüne Tal einbettet, ein Anziehungspunkt für die Gegend sein. (Abb. 11.)

BAUSTOFFERSPARNIS DURCH VERWENDUNG VON BOGENGEWICHTS- UND BOGENSTAUMAUERN.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Tölke, Karlsruhe.

Wenn man sich die Entwicklung des deutschen Talsperrenbaues vor Augen führt, so zeigt sich, daß, während in früherer Zeit durchweg Bogengewichtsmauern zur Ausführung gelangten, heute — wenn von den Erddämmen abgesehen wird — fast ausschließlich die Gewichtsmauer den Vorzug erhält. Diese Umstellung in der Entwicklung der massiven Staumauer erfolgte durch den Übergang von der althergebrachten Bruchsteinbauweise zur Betonmauer, da die Erfahrung zeigte, daß die Betonblöcke sich unter der Schwindwirkung verkürzten. Man mußte Fugen einbauen, die sich in der kalten Jahreszeit öffneten und die Entstehung einer Bogenwirkung verhinderten.

Die konstruktiven und herstellungstechnischen Fortschritte haben inzwischen zahlreiche Wege gewiesen, um die Verkürzung des Betons durch künstliche Maßnahmen auszugleichen, sei es durch Auspressen der Fugen oder durch zeitweiliges Offenhalten von Spalten oder durch die Innenkühlung des Betons während der Herstellung. Dies hat in vielen Ländern, insbesondere in Amerika, der Bogen- und Bogengewichtsmauer die ihr gebührende Stellung im Talsperrenbau zurückerobert.

Zweifelloos haben die vorteilhaften topographischen Verhältnisse, wie sie z. B. im amerikanischen Westen vorlagen, die Rückentwicklung zur Bogen- und Bogengewichtsmauer stark gefördert, während in Deutschland weniger günstige Geländebedingungen vorhanden waren. Es bleibt aber trotzdem nicht ganz verständlich, daß bei uns die Vorteile, welche die gekrümmte Linienführung bei ausgeglichener Schwindverkürzung bietet, so gut wie gar nicht nutzbar gemacht wurden; steht es doch einwandfrei fest, daß die

Gewichtsmauer im Vergleich mit anderen Bauweisen den kleinsten Sicherheitsgrad und den größten Masseaufwand besitzt.

Mit der Klärung der Frage der Schwind- und Volumenänderungen sowie der Temperaturverhältnisse in Massenbeton und mit der konstruktions- und herstellungstechnischen Beherrschung des monolithischen Kraftflusses sind sichere Grundlagen für die Berechnung von Bogengewichts- und Bogenstaumauern geschaffen worden, die sowohl an Hand von Modellversuchen als auch an zahllosen Ausführungen bis zu den größten Stauhöhen erprobt wurden. Auch die Theorie hat inzwischen große Fortschritte gemacht, nicht zuletzt dadurch, daß die Schalenbauweise zu einem immer unentbehrlicheren Gestaltungsfaktor im Ingenieurwesen geworden ist. Dazu kommt, daß auch Massenbeton heute in einer Güte hergestellt werden kann, die Beanspruchungen von beispielsweise 50 kg/cm² keineswegs mehr als ungewöhnlich erscheinen läßt. Alles in allem darf man daher sagen, daß die jüngste Entwicklung der Technik einer Anwendung der Bogen- und Bogengewichtsmauer auf breiter Basis den Weg geebnet hat und daß man daher auch in viel stärkerem Maße als bisher bestrebt sein sollte, die größere Sicherheit und Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise nutzbar zu machen.

Statisch gesehen ist die Bogenstaumauer eine gewölbte, längs der Hänge elastisch eingespannte Platte veränderlicher Wandstärke, deren Spannungszustand nach den heutigen Methoden der angewandten Schalentheorie in befriedigender Weise geklärt werden kann. Hier ist insbesondere das Rittersche Versuchslastverfahren zu nennen, bei dem man sich die Staumauer durch horizontale und vertikale Schnitte in Blöcke zerlegt denkt, die man einmal

als Teil eines Gewölberings und einmal als Teil eines unten eingespannten Kragbalkens zu untersuchen hat. Dabei muß der Wasserdruck so auf die Gewölberinge und Kragbalken verteilt werden, daß beide Tragelemente überall gleiche Durchbiegungen erfahren. Da die Wasserdruckverteilung zunächst unbekannt ist und daher geschätzt werden muß, ist die Bezeichnung Versuchslastverfahren sehr treffend. Wenn umfangreiche und kostspielige mathematische Rechnungen nicht gescheut werden, können heute Bogenstaumauern mit beliebiger Genauigkeit nach dem Versuchslastverfahren berechnet werden, wie zahlreiche Beispiele in Europa und Amerika beweisen.

Die Merkmale für den Spannungszustand in Bogenstaumauern sind das Zusammenwirken von Schweregewichts-, Bogen- und Hangeinspannwirkung. Wenn es sich lediglich um die Frage der Abmessungen handelt, so kann die Einspannwirkung an den seitlichen Hängen zunächst außer Betracht gelassen werden, d. h. man kann sich gemäß Abb. 1 darauf beschränken, an Stelle der gewölbten Stau-

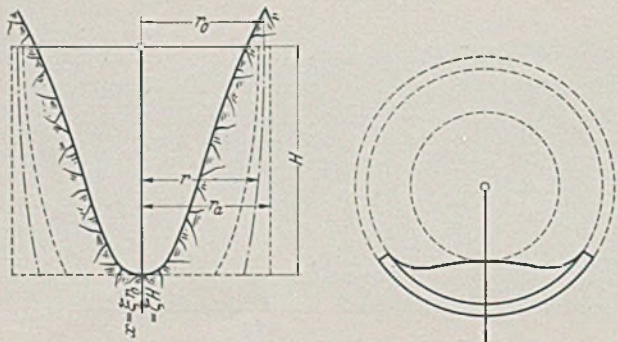


Abb. 1. Bogenstaumauer als Ringmauer.

mauer eine geschlossene Ringmauer zu untersuchen. Durch eine solche achsensymmetrische Idealisierung des Spannungszustandes kann man ohne allzu großen Rechen- und Zeitaufwand das Zusammenspiel von Bogen- und Kragbalkenwirkung in befriedigender Weise übersehen. Die hierbei vernachlässigten Einflüsse der Hänge lassen sich nachträglich annäherungsweise nach den Methoden der Gewölbetheorie berücksichtigen.

Um zunächst zu einem Vergleiche zwischen Gewichts- und Bogenstaumauern mit Dreiecksprofil zu gelangen (Abb. 2), sei in

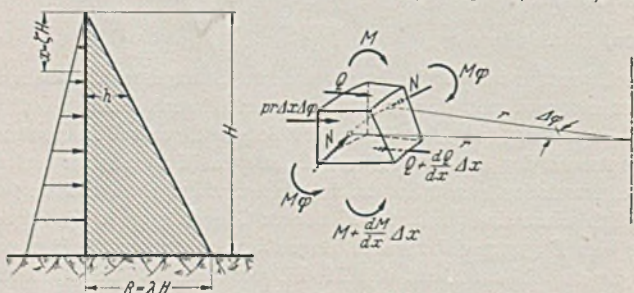


Abb. 2. Bogenstaumauer. Kräfte am Schalelement.

üblicher Weise ein Ringelement der Schale betrachtet, das einerseits durch die Ringkräfte N und Ringmomente $M\varphi$, andererseits durch die Biegemomente M bzw. $M + \Delta M$ und die Querkräfte Q bzw. $Q + \Delta Q$ beansprucht wird. Aus dem Momentengleichgewicht folgt ähnlich wie beim Balken

$$(1) \quad Q = \frac{dM}{dx},$$

während das Kräftegleichgewicht in Richtung des Radius

$$(2) \quad p = \frac{N}{r} + \frac{dQ}{dx}$$

liefert. Wird Q aus der ersten Gleichung in die zweite eingesetzt, so folgt

$$(3) \quad p = \frac{N}{r} + \frac{d^2 M}{dx^2}.$$

Wird die Durchbiegung in der Krafrichtung mit w bezeichnet, so

ergibt sich einerseits aus der Betrachtung der Ringdehnung

$$(4) \quad N = Eh \frac{w}{r}$$

und andererseits aus der Betrachtung der Krümmungen

$$(5) \quad M = + \frac{E J}{1-\nu^2} \frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)} \frac{d^2 w}{dx^2}; \quad M\varphi = \nu M.$$

Die Querkontraktion ν kann für Beton mit hinreichender Genauigkeit mit $\nu = \frac{1}{6}$ eingeführt werden.

Durch Einsetzen von (4) und (5) in (3) folgt die bekannte Differentialgleichung des kreiszylindrischen Behälters:

$$(6) \quad p = Eh \frac{w}{r^2} + \frac{E}{12(1-\nu^2)} \frac{d^2}{dx^2} \left(h^3 \frac{d^2 w}{dx^2} \right).$$

Nimmt man an, daß das Staubecken bis zur Mauerkrone, d. h. also bis zur Dreiecksspitze, gefüllt ist, so ergibt sich

$$(7) \quad p = \gamma x.$$

Ferner folgt aus der linear zunehmenden Wandstärke

$$(8) \quad h = \lambda \cdot x,$$

wenn λ das Verhältnis von Basisbreite zu Mauerhöhe, also

$$(9) \quad \lambda = \frac{B}{H}$$

bezeichnet.

Werden (7) und (8) in (6) berücksichtigt, so erhält man bei geeigneter Zusammenfassung

$$(10) \quad \frac{d^2}{dx^2} \left(x^3 \frac{d^2 w}{dx^2} \right) + \frac{12(1-\nu^2)H^2}{B^2 r^2} x w - \frac{12\gamma(1-\nu^2)H^3}{EB^3} x = 0.$$

Wird noch ausdifferenziert und durch x^3 dividiert, so erhält man

$$(10)' \quad \left\{ \begin{aligned} &\frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{6}{x} \frac{d^3 w}{dx^3} + \frac{6}{x^2} \frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{12(1-\nu^2)H^2}{B^2 r^2 x^2} w \\ &- \frac{12\gamma(1-\nu^2)H^3}{EB^3 x^2} = 0. \end{aligned} \right.$$

Die allgemeine Lösung von (10)' lautet in Real- und Imaginärteilen von Zylinderfunktionen

$$(11) \quad \left\{ \begin{aligned} w = &\frac{r^2 \gamma H}{EB} + \sqrt{\frac{H}{x}} \left[C_1 J_{11} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) + C_2 J_{12} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \right. \\ &\left. + C_3 G_{11} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) + C_4 G_{12} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \right]. \end{aligned} \right.$$

Hierbei bedeutet:

$$(12) \quad \omega = \frac{4H^2}{Br} \sqrt{12(1-\nu^2)} = \sim \frac{4I}{3} \cdot \frac{H^2}{Br}.$$

In (11) sind mit J die Zylinderfunktionen I. Art (Besselsche Funktionen), mit G solche III. Art (Hankelsche Funktionen) bezeichnet. Der erste Index gibt die Ordnung an, der zweite weist auf den Real- bzw. Imaginärteil hin.

Unter Benutzung der für die Zylinderfunktionen gültigen Differentialbeziehungen erhält man hieraus

$$(13) \quad \left\{ \begin{aligned} N = \gamma r x + \frac{EB}{r} \sqrt{\frac{x}{H}} \left[C_1 J_{11} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) + C_2 J_{12} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \right. \\ \left. + C_3 G_{11} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) + C_4 G_{12} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \right]. \end{aligned} \right.$$

$$(14) \quad \left\{ \begin{aligned} M = \frac{12EB^2}{4I} \frac{x}{r} \sqrt{\frac{x}{H}} \left[C_1 J_{32} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) - C_2 J_{31} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \right. \\ \left. + C_3 G_{32} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) - C_4 G_{31} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \right]. \end{aligned} \right.$$

$$(15) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{dN}{dx} = &\gamma r + \frac{BE\sqrt{\omega}}{2Hr\sqrt{2}} \left[(C_2 + C_1) J_{01} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \right. \\ &+ (C_2 - C_1) J_{02} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) + (C_4 + C_3) G_{01} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \\ &\left. + (C_4 - C_3) G_{02} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \right]. \end{aligned} \right.$$

$$(16) \left\{ \begin{aligned} \frac{dM}{dx} = Q &= -\frac{BE\sqrt{2}}{\sqrt{\omega}} \left[C_2 - C_1 \right] J_{21} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \\ &- (C_2 + C_1) J_{22} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) + (C_4 - C_3) G_{21} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right) \\ &- (C_4 + C_3) G_{22} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right). \end{aligned} \right.$$

Die in diesen Gleichungen auftretenden 16 Zylinderfunktionen nullter bis dritter Ordnung können aus einer kürzlich erschienenen Funktionentafel für Argumente von 0 bis 21 unmittelbar abgelesen werden¹.

In den Gl. (13) bis (16) treten vier willkürliche Integrationskonstante auf, die den Randbedingungen gemäß zu bestimmen sind; und zwar müssen am oberen Rande Biegemoment und Querkraft, am unteren — wenn starre Einspannung zugrunde gelegt wird — Durchbiegung und Tangente an die Biegelinie Null sein. An Stelle der letztgenannten Bedingung kann auch die Ringkraft N und ihre Ableitung $\frac{dN}{dx}$ Null gesetzt werden.

Wenn der unbedeutende Einfluß der Mauerkrone auf die Spannungsverteilung hier vernachlässigt wird, wie es bisher stillschweigend vorausgesetzt wurde, so werden die oberen Randbedingungen durch Nullsetzen der Konstanten C_3 und C_4 erfüllt, da die Besselschen Zylinderfunktionen, die in den Gl. (14) und (16) auftreten, für $x = 0$ verschwinden.

Die beiden unteren Randbedingungen, nämlich $N = 0$ und $\frac{dN}{dx} = 0$ für $x = H$, nehmen gemäß (13) und (15) mit $C_3 = C_4 = 0$ die folgende Form an:

$$N = \gamma r H + \frac{EB}{r} [C_1 J_{11}(\sqrt{\omega}) + C_2 J_{12}(\sqrt{\omega})] = 0.$$

$$\frac{dN}{dx} = \gamma r + \frac{EB\sqrt{\omega}}{2Hr\sqrt{2}} [(C_2 + C_1) J_{01}(\sqrt{\omega}) + (C_2 - C_1) J_{02}(\sqrt{\omega})] = 0.$$

Hieraus folgt durch Auflösen nach den Unbekannten

$$(17) \left\{ \begin{aligned} C_1 &= \frac{\gamma r^2 H}{BE} \cdot \frac{J_{01}(\sqrt{\omega}) + J_{02}(\sqrt{\omega}) - \sqrt{\frac{8}{\omega}} J_{12}(\sqrt{\omega})}{J_{11}(\sqrt{\omega}) [J_{01}(\sqrt{\omega}) + J_{02}(\sqrt{\omega})] - [J_{12}(\sqrt{\omega}) [J_{01}(\sqrt{\omega}) - J_{02}(\sqrt{\omega})]} \\ C_2 &= \frac{\gamma r^2 H}{BE} \cdot \frac{\sqrt{\frac{8}{\omega}} J_{11}(\sqrt{\omega}) - J_{01}(\sqrt{\omega}) + J_{02}(\sqrt{\omega})}{J_{11}(\sqrt{\omega}) [J_{01}(\sqrt{\omega}) + J_{02}(\sqrt{\omega})] - J_{12}(\sqrt{\omega}) [J_{01}(\sqrt{\omega}) - J_{02}(\sqrt{\omega})]} \end{aligned} \right.$$

Damit sind die in (13) bis (16) auftretenden Kräfte und Momente eindeutig bestimmt. Für die vorliegenden Vergleichsbeurteilungen interessieren in erster Linie die Ring- und Biegunsspannungen. Die Ringspannungen folgen aus der Ringkraft durch Division durch die Wandstärke h , die Biegunsspannungen durch Division des Biegunsmomentes durch $W = \frac{1}{6} h^2$. So ergibt sich schließlich:

$$(18) \left\{ \sigma_\varphi = \frac{\gamma r H}{B} \left[1 - k_1 \frac{J_{11} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} - k_2 \frac{J_{12} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} \right]. \right.$$

$$(19) \left\{ \sigma_b = \pm \frac{72}{41} \frac{\gamma r H}{B} \left[k_1 \frac{J_{32} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} - k_2 \frac{J_{31} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} \right]. \right.$$

In diesen Gleichungen ist abkürzend bezeichnet:

$$(20) \left\{ \begin{aligned} k_1 &= \frac{J_{01}(\sqrt{\omega}) + J_{02}(\sqrt{\omega}) - \sqrt{\frac{8}{\omega}} J_{12}(\sqrt{\omega})}{J_{11}(\sqrt{\omega}) [J_{01}(\sqrt{\omega}) + J_{02}(\sqrt{\omega})] - J_{12}(\sqrt{\omega}) [J_{01}(\sqrt{\omega}) - J_{02}(\sqrt{\omega})]} \\ k_2 &= \frac{\sqrt{\frac{8}{\omega}} J_{11}(\sqrt{\omega}) - J_{01}(\sqrt{\omega}) + J_{02}(\sqrt{\omega})}{J_{11}(\sqrt{\omega}) [J_{01}(\sqrt{\omega}) + J_{02}(\sqrt{\omega})] - J_{12}(\sqrt{\omega}) [J_{01}(\sqrt{\omega}) - J_{02}(\sqrt{\omega})]} \end{aligned} \right.$$

Es empfiehlt sich nun, als Bezugsspannungen die Ringspannung σ_r eines freibeweglichen Ringes und die Biegunsspannung σ_∞ der gradlinigen Gewichtsmauer einzuführen. Für diese ergibt sich nach bekannten Formeln:

$$(21) \quad \sigma_r = \frac{p \cdot r}{h} = \frac{\gamma \cdot x \cdot r}{B} = \frac{\gamma \cdot r \cdot H}{B} \cdot \frac{x}{H}$$

$$(22) \quad \sigma_\infty = \frac{M w}{W} = \frac{P \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{x}{3}}{\frac{h^2}{6}} = \frac{\gamma \cdot x^3}{B^2 \cdot x^2} = \frac{\gamma \cdot x \cdot H^2}{B^2}$$

Werden diese Bezugsspannungen in (18) und (19) eingeführt, so folgt:

$$(23) \quad \sigma_\varphi = \sigma_r \left[1 - k_1 \frac{J_{11} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} - k_2 \frac{J_{12} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} \right].$$

$$(24) \quad \sigma_b = \sigma_\infty \cdot \frac{24 H}{x \sqrt{\omega}} \left[k_1 \frac{J_{32} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} - k_2 \frac{J_{31} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} \right].$$

Die größten Ringspannungen ergeben sich naturgemäß an der Mauerkrone, d. h. für $x = 0$. Durch einen entsprechenden Grenzübergang findet man:

$$(25) \quad \sigma_\varphi^{\max} = \sigma_r \left[1 - \sqrt{\frac{\omega}{8}} (k_1 + k_2) \right].$$

Für die Durchbiegung ergibt sich:

$$(26) \quad w = \frac{\gamma r^2 H}{EB} \left[1 - k_1 \frac{J_{11} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} - k_2 \frac{J_{12} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} \right].$$

Wird als Vergleichsdurchbiegung auch hier wieder die Durchbiegung eines freibeweglichen Kreisringes gemäß

$$(27) \quad w_r = \frac{\sigma_r}{E} \cdot r = \frac{\gamma r^2 H}{EB}$$

eingeführt, so erhält man:

$$(28) \quad w = w_r \left[1 - k_1 \frac{J_{11} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} - k_2 \frac{J_{12} \left(\sqrt{\frac{x}{H}} \omega \right)}{\sqrt{\frac{x}{H}}} \right].$$

Für die größte Durchbiegung an der Mauerkrone ($x = 0$) folgt hieraus durch Grenzübergang:

$$(29) \quad w_{\max} = w_r \left[1 - \sqrt{\frac{\omega}{8}} (k_1 + k_2) \right].$$

In (23) bis (29) sind die Spannungen und Durchbiegungen im wesentlichen als Funktionen der dimensionslosen veränderlichen

$$(30) \quad \zeta = \frac{x}{H} \quad \text{und} \quad \omega = \frac{41}{3} \cdot \frac{H^2}{B \cdot r}$$

dargestellt. Für die vorliegenden Vergleichszwecke interessieren in erster Linie die Spannungsänderungen gegenüber der Rohr- oder Zylinderformel (σ_r) und gegenüber der gradlinigen Gewichtsmauer (σ_∞). Für die entsprechenden Verhältnisse folgt aus den vorstehen-

¹ Tölke, F.: Besselsche und Hankelsche Zylinderfunktionen. Stuttgart: K. Wittwer 1936.

den Formeln:

$$(31) \quad \frac{\sigma_\varphi}{\sigma_r} = \frac{w}{w_r} = \left[1 - k_1 \frac{J_{11}(\sqrt{\zeta} \omega)}{\sqrt{\zeta}} - k_2 \frac{J_{12}(\sqrt{\zeta} \omega)}{\sqrt{\zeta}} \right]$$

$$(32) \quad \frac{\sigma_b}{\sigma_\infty} = \frac{24}{\zeta \sqrt{\omega}} \left[k_1 \frac{J_{32}(\sqrt{\zeta} \omega)}{\sqrt{\zeta}} - k_2 \frac{J_{31}(\sqrt{\zeta} \omega)}{\sqrt{\zeta}} \right]$$

Aus den Abb. 3 und 4 können die Spannungs- bzw. Verschiebungsverhältnisse gemäß (31) und (32) als Funktionen von $\frac{H^2}{Br}$ einerseits und ζ andererseits unmittelbar abgelesen werden. Die Kurven für die Mauerkrone ($\zeta = 0$) sind besonders hervorgehoben.

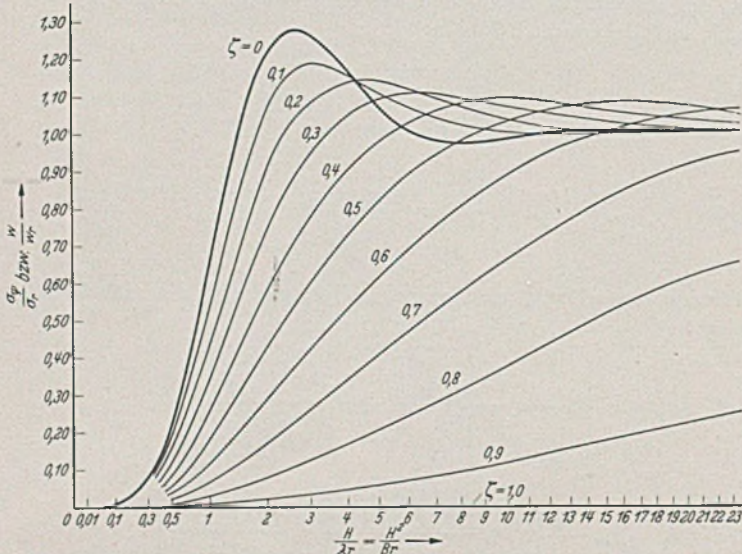


Abb. 3. Bogengewichtsmauer. Verhältnis von Ringmuer Spannung zur Ringspannung.

Mit Hilfe von Abb. 4 kann nun die Materialersparnis gegenüber der Gewichtsmauer als Funktion von $\frac{H}{r}$ dargestellt werden. Wird der $r = \infty$, d. h. der Gewichtsmauer zugehörige λ -Wert mit λ_∞ bezeichnet, so müßte eigentlich auch noch die Veränderlichkeit dieses Bezugswertes mitberücksichtigt werden. Hierauf kann man jedoch verzichten, da λ_∞ in neuzeitlich durchgebildeten Gewichtstaumauern nur noch geringen durch Raumgewicht und Sohlenwasserdruck bestimmten Schwankungen unterliegt. Jedenfalls genügt es für die vorliegenden Zwecke vollständig, wenn für λ_∞ ein Durchschnittswert von 0,72 zugrunde gelegt wird.

Nach (22) folgt längs der Gründungsfuge ($\zeta = 1$):

$$(33) \quad \sigma_b^{\max}(\lambda) = \sigma_\infty^{\max} \cdot \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty} \right)_{\zeta=1} = \frac{\gamma H^3}{B^2} \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty} \right)_{\zeta=1} = \frac{\gamma H}{\lambda^2} \cdot \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty} \right)_{\zeta=1}$$

Im Sonderfall der Gewichtsmauer wird $\sigma_b = \sigma_\infty$ und $\lambda = \lambda_\infty$. Man erhält daher:

$$(34) \quad \sigma_b^{\max}(\lambda_\infty) = \frac{\gamma H}{\lambda_\infty^2} \cdot 1 = \frac{\gamma H}{\lambda_\infty^2}$$

Durch Division von (33) und (34) ergibt sich

$$(35) \quad \frac{\sigma_b^{\max}(\lambda)}{\sigma_b^{\max}(\lambda_\infty)} = \left(\frac{\lambda_\infty}{\lambda} \right)^2 \cdot \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty} \right)_{\zeta=1}$$

Wird die Vergleichsbetrachtung auf der Grundlage gleicher Sicherheit durchgeführt, so muß für die Gewichtsmauer ($\lambda = \lambda_\infty$) wie auch für die Bogengewichtsmauer ($\lambda = \lambda$) die gleiche wasserseitige Bodenpressung oder Betonbeanspruchung zugrunde gelegt werden. Da die Eigengewichtspressungen bei gleicher Mauerhöhe von λ unabhängig sind, ist die Forderung gleicher wasserseitiger Bodenpressungen gleichbedeutend mit

$$(36) \quad \sigma_b^{\max}(\lambda) = \sigma_b^{\max}(\lambda_\infty) \quad (\text{Bei gleicher Sicherheit.})$$

Wird (36) in (35) eingeführt, so folgt:

$$(37) \quad \frac{\lambda}{\lambda_\infty} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty} \right)_{\zeta=1}}$$

Da sich die Mauerquerschnitte gemäß

$$(38) \quad \frac{F}{F_\infty} = \frac{\lambda}{\lambda_\infty}$$

wie λ zu λ_∞ verhalten, folgt daher auch für die Mauergewichte

$$(39) \quad \frac{G}{G_\infty} = \frac{\lambda}{\lambda_\infty} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty} \right)_{\zeta=1}}$$

Aus Abb. 4 kann $\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty}$ unmittelbar als Funktion von $\frac{H}{\lambda r}$ abgelesen werden. Da λ vorerst noch unbekannt ist, entnimmt man

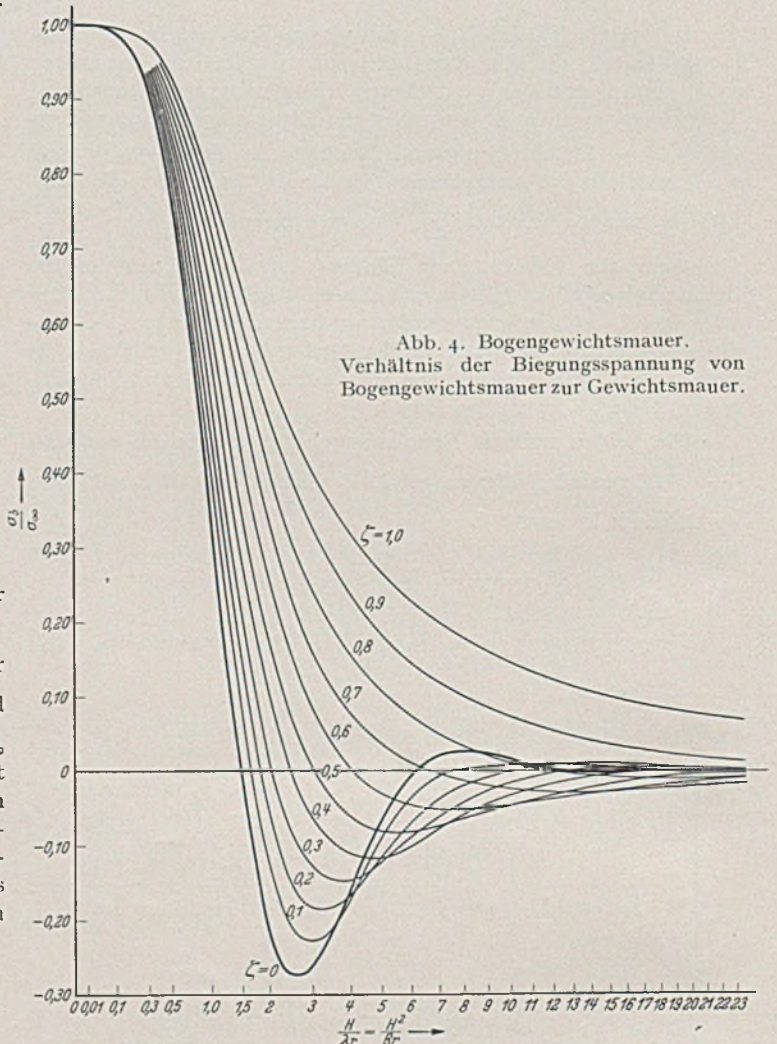


Abb. 4. Bogengewichtsmauer. Verhältnis der Biegungsspannung von Bogengewichtsmauer zur Gewichtsmauer.

für ein angenommenes $\frac{H}{\lambda \cdot r}$ zunächst den zugehörigen $\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty}$ -Wert und bestimmt aus diesem unter Einsetzen von $\lambda_\infty = 0,72$ mit Hilfe von (37) den zugehörigen λ -Wert. Damit kann rückwärts das zu dem angenommenen $\frac{H}{\lambda \cdot r}$ -Wert gehörige Verhältnis von $\frac{H}{r}$ berechnet werden. Abb. 5a zeigt die auf dem bezeichneten Wege gefundene Abhängigkeit für $\frac{\lambda}{\lambda_\infty}$ als Funktion von $\frac{H}{r}$, und zwar in der oberen Kurve für starren Felsen.

Die Untersuchung soll nun unter der Voraussetzung wiederholt werden, daß der Baugrund elastisch ist und zwar möge der Elastizitätsmodul des Felsmaterials mit dem des Betons als übereinstimmend angenommen werden. Eine solche Annahme stellt bei Bogengewichtsmauern eine gute Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse dar.

Die Berücksichtigung der Elastizität des Baugrundes läßt sich verhältnismäßig einfach auf Grund theoretischer Untersuchungen von Fredrik Vogt¹ vornehmen. Man braucht lediglich die Stau-

¹ Über die Berechnung der Fundamentdeformation. Von Fredrik Vogt. Avhandlingar Utgitt av det Norske Videnskaps-Akademi i Oslo, I. Math.-Naturv. Klasse 1925, Nr. 2. Oslo: Jacob Dybwad 1925.

mauer um ein gewisses von der Dicke B abhängiges Maß fortgesetzt zu denken, das als Einspanntiefe bezeichnet wird. Die so betrachtete ideale Stauwand verformt sich längs der tatsächlichen Gründungsfuge etwa in gleicher Weise, wie der Gründungsfelsen, wenn für die theoretische Einspanntiefe

$$(40) \quad H_I = 0,45 \cdot B$$

gesetzt wird. Für andere Verhältnisse des Elastizitätsmoduls von Beton und Baugrund würden sich selbstverständlich andere Verhältnissewerte der Einspanntiefe ergeben.

An Stelle der bisher zugrunde gelegten Mauerhöhe H tritt bei Berücksichtigung der Felsnachgiebigkeit die Summe

$$(41) \quad H = H_b + H_I$$

von Mauerhöhe und Einspanntiefe.

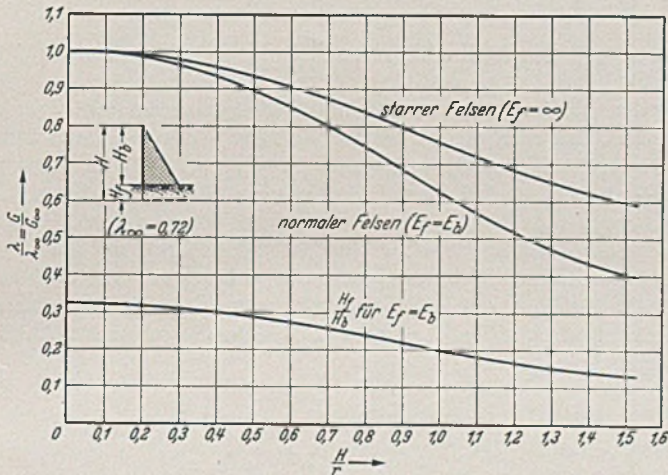


Abb. 5a. Gewichtsverhältnisse von Bogengewichts- und Gewichtsstauwand bei gleicher Sicherheit.

Der ζ -Wert, der längs der Gründungsfläche in die oben entwickelten Formeln einzusetzen ist, ergibt sich jetzt zu

$$(42) \quad \zeta_b = \frac{H_b}{H} = \frac{H_b}{H_b + H_I} = \frac{1}{1 + \frac{H_I}{H_b}} = \frac{1}{1 + 0,45 \frac{B}{H_b}} = \frac{1}{1 + 0,45 \lambda}$$

d. h. er ist ein von λ noch abhängiger Wert.

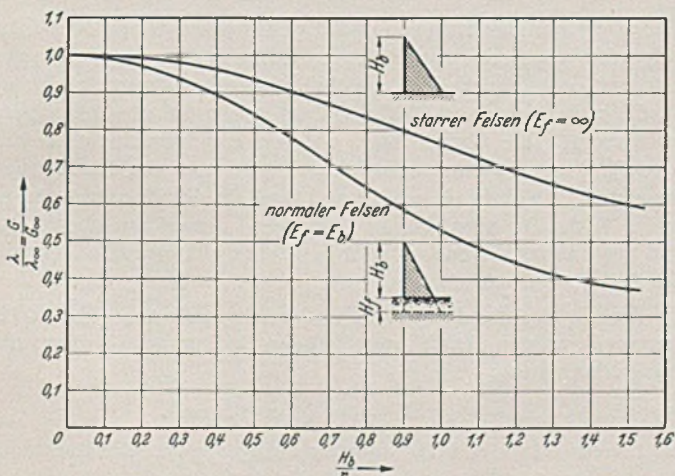


Abb. 5b. Gewichtsverhältnisse von Bogengewichts- und Gewichtsstauwand bei gleicher Sicherheit.

Die Bedingungsgleichung (37) für λ , die sich unter Zugrundelegung gleicher Sicherheit oben ergab, ändert sich durch Einbeziehung der Felsnachgiebigkeit nur insofern, als an Stelle von $\zeta = 1$ der Wert $\zeta = \zeta_b$ nach (42) einzusetzen ist. Es ergibt sich somit:

$$(43) \quad \frac{G}{G_\infty} = \frac{\lambda}{\lambda_\infty} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_\infty}\right)} \zeta = \zeta_b$$

Die Darstellung von $\frac{\lambda}{\lambda_\infty}$ als Funktion von $\frac{H}{r}$ ist hier insofern etwas umständlicher, als der ζ_b -Wert zunächst geschätzt werden muß. Immerhin gelangt man durch Iteration schnell zum Ziel und erhält die aus Abb. 5a ersichtliche Abhängigkeit. In Abb. 5a ist gleichzeitig noch das Verhältnis von $\frac{H_I}{H_b}$ als Funktion von $\frac{H}{r}$ aufgetragen worden.

Für die hier beabsichtigten Vergleichsbetrachtungen interessiert weniger die Abhängigkeit von $\frac{H}{r}$ als vielmehr die von $\frac{H_b}{r}$. Diese kann aus Abb. 5b entnommen werden.

Abb. 5b gibt einen klaren Überblick über die Gewichtsparsimonie, die auf der Grundlage „gleicher Sicherheit längs der Gründungsfuge“ durch Verwendung der Bogengewichtsmauer gegenüber der Gewichtsmauer erzielt werden können. Um die Verhältnisse noch besser in Erscheinung treten zu lassen, sind in den Abb. 6—10 die Querschnitte einer 80 m hohen Gewichtsmauer, die sich bei $r = \infty$, $r = 250$ m, $r = 150$ m, $r = 100$ m und $r = 60$ m gemäß Abb. 5b ergeben, aufgetragen. Gleichzeitig kann aus den Abbildungen der Verlauf der Biegungsspannungen, der Ringspannungen und der Durchbiegung entnommen werden.

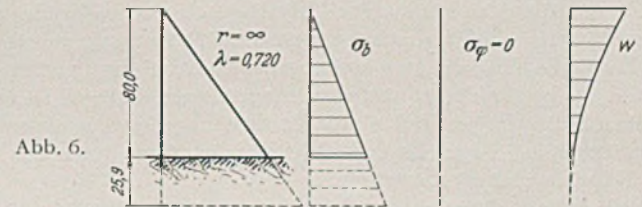


Abb. 6.

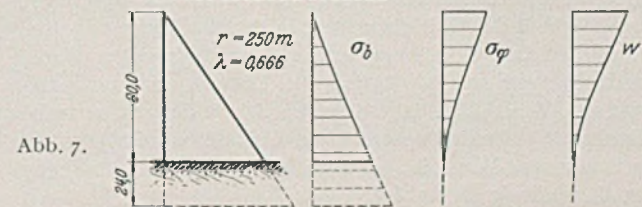


Abb. 7.

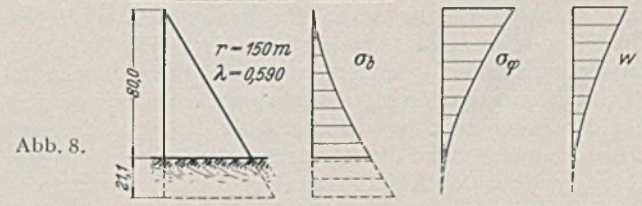


Abb. 8.

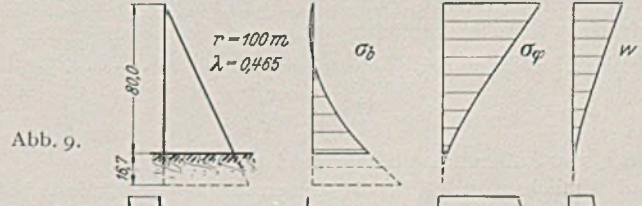


Abb. 9.

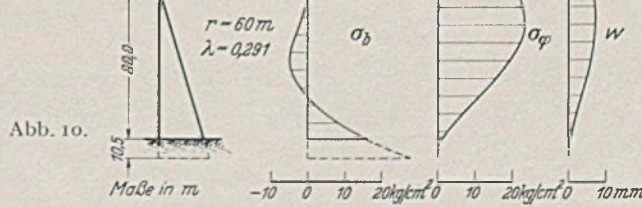


Abb. 10.

Spannungsverlauf und Durchbiegung in Bogengewichtsmauern verschiedener relativer Krümmung.

Die größte Biegungsspannung aus Wasserdruck ergibt sich entsprechend der Forderung gleicher Sicherheit in allen Fällen zu $15,4 \text{ kg/cm}^2$. Die gestrichelte Weiterführung des Diagrammes hat nur theoretisches Interesse, da der Kraftfluß im Felsen nicht an das Profil der Stauwand gebunden ist, sondern sich nach allen Richtungen ausbreiten kann.

Die größten Ringspannungen nehmen mit abnehmendem

Krümmungsradius, wie zu erwarten war, stetig zu und erreichen im Bereich von $r = 100$ m ihr Maximum von 26 kg/cm^2 . Bei weiterer Zunahme der Krümmung verlagert sich das Maximum von der Mauerkrone ins Mauerinnere, gleichzeitig geht die Größe der Spannung zurück. Die Durchbiegung ist, wie es nicht anders erwartet werden kann, für die Gewichtsmauer am größten.

Es zeigt sich somit, daß die Bogengewichtsmauer gegenüber der Gewichtsmauer — zumal unter Berücksichtigung der Baugrundeelastizität — bei geeigneten Geländeverhältnissen erhebliche Materialersparnisse bringt. Die zusätzlichen Ringdruckspannungen halten sich dabei in durchaus erträglichen Grenzen; sie erreichen, wie an dem eben behandelten Beispiel gezeigt werden konnte, bei den in Deutschland vorkommenden Stauhöhen nicht einmal den Wert von 30 kg/cm^2 , der für Staumauerbeton durchaus zugelassen werden kann. Bei dieser Betrachtung ist noch gänzlich unberücksichtigt gelassen, daß eine gekrümmte Staumauer mit ausgeglichener Schwindverkürzung stets über einen größeren Sicherheitsgrad verfügt, wie eine entsprechende Gewichtsmauer.

Mit der Umstellung auf die Betonbauweise ist gleichzeitig versucht worden, den Anwendungsbereich der Bogenmauer dadurch auszudehnen, daß man nicht, wie bei den bisherigen Vergleichsbetrachtungen, von einer konstanten Krümmung ausging, sondern von einer von der Mauerkrone zur Talsohle stetig zunehmenden Krümmung, da hierdurch eine günstigere Gewölbewirkung zu erzielen war. Diese auf Jorgensen zurückgehende Entwicklung ist in Amerika heute bereits derart weit vorwärtsgedrungen, daß man sich in manchen Fällen fragen muß, ob die Bezeichnung Gewölbemauer überhaupt noch am Platze ist und nicht zweckmäßiger durch den Begriff Kuppelmauer ersetzt würde.

Vergleichsbetrachtungen, wie sie oben zwischen der Bogengewichtsmauer und der Gewichtsmauer in exakter Weise angestellt wurden, werden bei Gewölbemauern mit veränderlicher Krümmung dadurch sehr erschwert, daß die Theorie außerordentlich verwickelt ist. Vielleicht ist diese Schwierigkeit der rechnerischen Behandlung mit einer der wesentlichen Gründe, warum jene vorteilhafte Staumauer-Bauweise bei uns bisher so gut wie überhaupt nicht zur Anwendung gelangt ist.

Man kann nun auch hier in verhältnismäßig einfacher Weise einen Überblick über das Zusammenwirken von Gewicht- und Gewölbewirkung erzielen, wenn man die Behältergleichung (6) den Betrachtungen zugrunde legt. Ein wesentlicher Unterschied gegenüber der Bogengewichtsmauer besteht lediglich darin, daß der Krümmungsradius r und die Wandstärke h als irgendwie veränderlich zugrunde zu legen sind. Dabei wird unter r jetzt sinngemäß der Radius der Gewölbemittelfläche zu verstehen sein. Der Wasserdruck p kann in ähnlicher Weise auf die Gewölbemittelfläche reduziert werden, wie es bei Rohren üblich ist, d. h. gemäß

$$(44) \quad p = p_w \cdot \frac{r_a}{r} = \gamma \times \frac{r_a}{r},$$

wenn mit r_a der Außenradius bezeichnet ist.

Wird ähnlich wie früher die dimensionslose veränderliche

$$(45) \quad \zeta = \frac{x}{H}$$

eingeführt, so tritt an Stelle von (6) unter Berücksichtigung von (44)

$$(46) \quad \left\{ \frac{d^2}{d\zeta^2} \left(h^3 \frac{d^2 w}{d\zeta^2} \right) + \frac{12 (1 - \nu^2) H^4 h}{r^2} w - \frac{12 (1 - \nu^2) \gamma H^5 r_a \zeta}{E r} \right\} = 0.$$

Wird noch ausdifferenziert und durch h^3 dividiert, so erhält man, wenn Ableitungen nach ζ durch einen Strich angedeutet werden:

$$(47) \quad \left\{ w'''' + 6 \frac{h'}{h} w'''' + 3 \left(\frac{h''}{h} + 2 \frac{h'^2}{h^2} \right) w'' + \frac{12 (1 - \nu^2) H^4}{h^2 r^2} w - \frac{12 (1 - \nu^2) \gamma H^5 r_a \zeta}{E h^3 r} \right\} = 0.$$

Die Integration von (47) erfolgt zweckmäßig im Hinblick auf die beliebig veränderlichen Funktionen von r und h auf dem Wege über die Differenzenrechnung.

Die Differenzenrechnung geht bekanntlich von der Tatsache aus, daß man bei hinreichend kleiner Intervallteilung die Differentialquotienten durch die entsprechenden Differenzenquotienten ersetzen kann. Die zu den Intervallpunkten $0, 1, 2, \dots (m-2), (m-1), m, (m+1), (m+2) \dots (n-1), n$ gehörigen w -Werte $w_0, w_1, w_2, \dots w_{m-2}, w_{m-1}, w_m, w_{m+1}, w_{m+2}, w_{n-1}, w_n$ bilden die einzigen Bausteine für die Aufstellung der Differenzenquotienten. Bei gleicher Intervallteilung $\Delta \zeta$ erhält man nach bekanntem Schema

$$(48) \quad \left\{ \begin{aligned} w'_m &= \frac{\frac{1}{2} w_{m+1} - \frac{1}{2} w_{m-1}}{\Delta \zeta} \\ w''_m &= \frac{w_{m+1} - 2 w_m + w_{m-1}}{\Delta \zeta^2} \\ w'''_m &= \frac{\frac{1}{2} w_{m+2} - w_{m+1} + w_{m-1} - \frac{1}{2} w_{m-2}}{\Delta \zeta^3} \\ w''''_m &= \frac{w_{m+2} - 4 w_{m+1} + 6 w_m - 4 w_{m-1} + w_{m-2}}{\Delta \zeta^4} \end{aligned} \right.$$

Für den mit der Differenzenrechnung weniger vertrauten Leser sei bemerkt, daß man die Gl. (48) auch in der Weise gewinnen kann, daß man durch die Intervallpunkte $(m-2), (m-1), m, (m+1), (m+2)$ eine Parabel vierter Ordnung mit den Ordinaten $w_{m-2}, w_{m-1}, w_m, w_{m+1}, w_{m+2}$ hindurchlegt und dann durch Differentiation die Ableitungen w', w'', w''', w'''' im Punkte m bildet.

Werden die Differenzenquotienten von (48) in (47) eingeführt, so geht die Differentialgleichung in eine fünfgliedrige Differenzengleichung über. Hierbei empfiehlt es sich, die folgenden Abkürzungen einzuführen:

$$(49) \quad \left\{ \begin{aligned} \alpha &= 6 \frac{h'}{h} \Delta \zeta, \\ \beta &= 3 \left(\frac{h''}{h} + 2 \frac{h'^2}{h^2} \right) \Delta \zeta^2, \\ \gamma &= \frac{12 (1 - \nu^2) H^4}{h^2 r^2} \Delta \zeta^4, \\ \delta &= + \frac{12 (1 - \nu^2) \gamma H^5 r_a}{E h^3 r}. \end{aligned} \right.$$

Damit ergibt sich für den Intervallpunkt m die folgende Differenzengleichung

$$(50) \quad \left\{ \begin{aligned} w_{m+2} (1 + \frac{1}{2} \alpha_m) - w_{m+1} (4 + \alpha_m - \beta_m) + w_m (6 - 2 \beta_m + \gamma_m) \\ - w_{m-1} (4 - \alpha_m - \beta_m) + w_{m-2} (1 - \frac{1}{2} \alpha_m) - \delta_m = 0. \end{aligned} \right.$$

Die Differenzengleichung (50) läßt sich für jeden der $(n+1)$ Intervallpunkte anschreiben, was ebenso vielen Bedingungsgleichungen für die w_m entspricht. Diese reichen aber offenbar noch nicht aus, um die unbekanntenen w -Werte zu bestimmen, da die Differenzengleichung für die oberen bzw. unteren Randpunkte $(0, 1$ bzw. $[n-1], n)$ um je zwei Intervallteilungen über die Randpunkte hinausgreift. Hierdurch erhöht sich die Zahl der Unbekannten w_m auf $(n+5)$. Die vier Randbedingungen — zwei am oberen und zwei am unteren Rande — reichen gerade aus, um die fehlenden vier Gleichungen zu ersetzen.

Am oberen Rande können weder Momente noch Querkräfte übertragen werden. Die entsprechenden Bedingungen lauten unter Bezugnahme auf (1)

$$(51) \quad M = 0; \quad M' = 0 \quad (\text{oberer Rand}).$$

Am unteren Rande soll die Staumauer eingespannt sein; dies ergibt

$$(52) \quad w = 0; \quad w' = 0 \quad (\text{unterer Rand}).$$

Dem oberen Rande entspricht der Intervallpunkt 0 , dem unteren n . Unter Berücksichtigung von (45) und (48) nehmen die Randbedingungen (51) und (52) die folgende Differenzenform an:

$$(53) \quad \left\{ \begin{aligned} w_1 - 2w_0 + w_{-1} &= 0 \\ \frac{1}{2} w_2 - w_1 + w_{-1} - \frac{1}{2} w_{-2} &= 0 \\ w_n &= 0 \\ w_{n+1} = w_{n-1} & \end{aligned} \right\} \quad (\text{Randbedingungen}).$$

Die Auflösung des Differenzgleichungssystems möge nun an dem Beispiel der Pacoima-Staumauer, einer der großen Bogenmauern des amerikanischen Westens, vorgeführt werden. Der Aufbau der nach dem Jorgensenprinzip gestalteten Staumauer ist aus Abb. 11 ersichtlich, in der die Projektionen der Horizontal-

schnitte in 6,1 m Abstand aufgetragen sind. Konstruiert man hierzu den Querschnitt in Talmitte, so entsteht Abb. 12, aus der gleichzeitig die mittleren Radien entnommen werden können. Die theoretische Einspanntiefe ist nach den Formeln von Vogt festgelegt und liegt rund 15 m unterhalb der Gründungsfläche.

Der Grundrißaufbau von Abb. 11 legt es nahe, die Intervallteilung Δx mit 6,1 m einzuführen. Die Gesamthöhe von 118,1 m setzt sich damit aus 21 Teilintervallen zusammen, was vom Genauigkeitsstandpunkt aus als ausreichend angesehen werden kann.

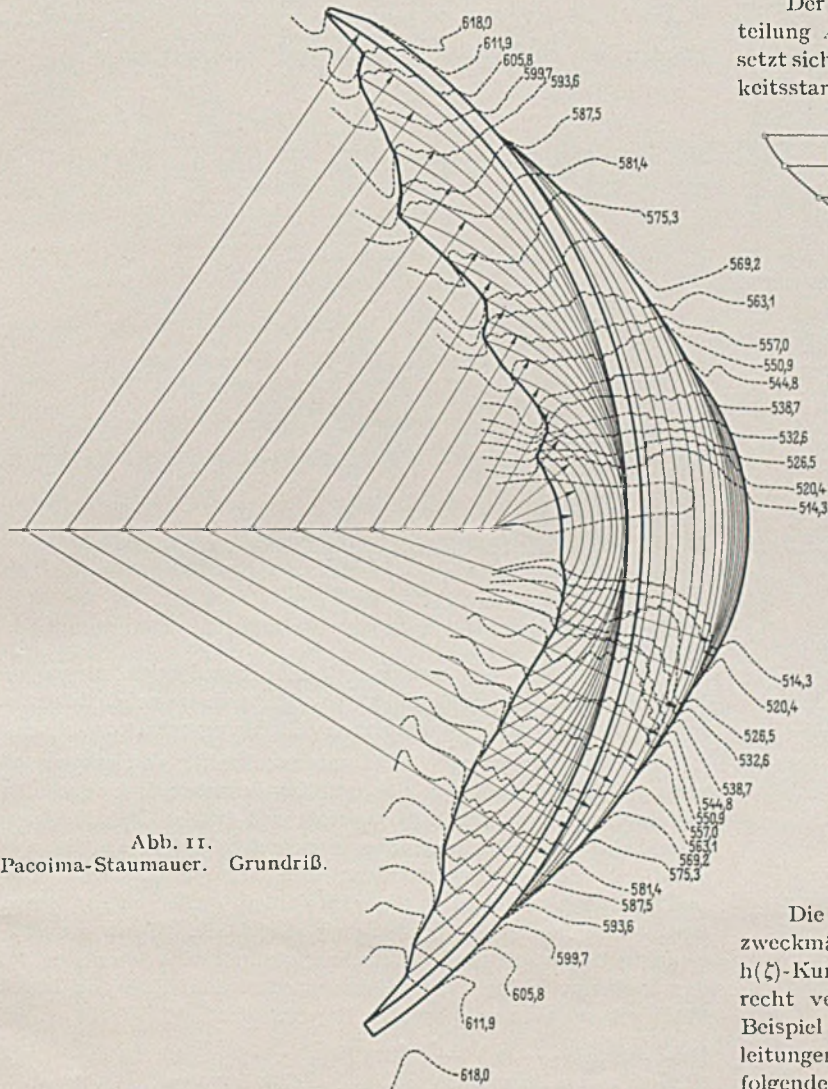


Abb. 11.
Pacoima-Staumauer. Grundriß.

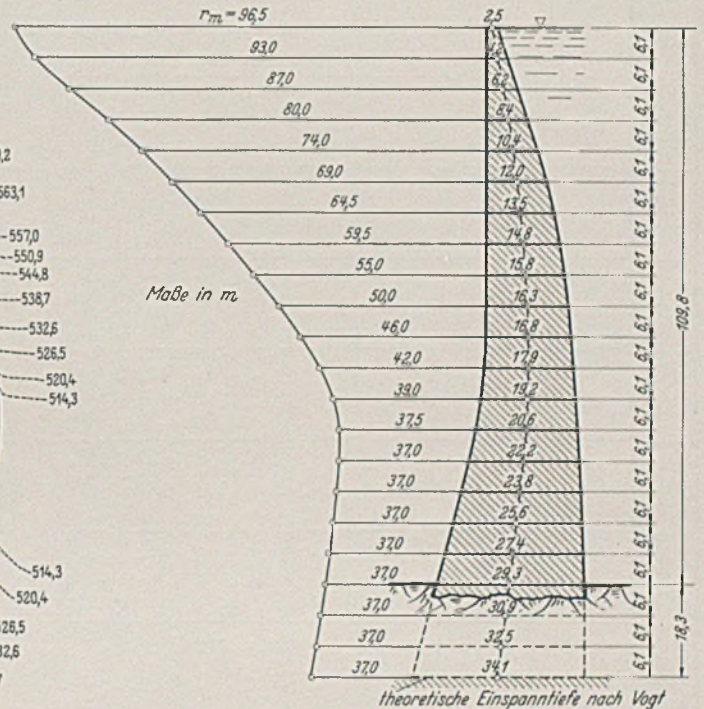


Abb. 12. Pacoima-Staumauer. Querschnitt.

Die in (49) auftretenden Ableitungen h' und h'' werden zweckmäßig auf graphischem Wege ermittelt, indem man die $h(\xi)$ -Kurve in großem Maßstabe aufträgt. Dabei ergeben sich oft recht verwickelte Abhängigkeiten, wie die für das vorliegende Beispiel sich ergebenden Kurven zeigen (Abb. 13). Sind die Ableitungen ermittelt, kann die Koeffizientenberechnung nach beifolgendem Schema vorgenommen werden.

m	h	h'	h''	r	r_a	α	β	γ	$1 + \frac{1}{2}\alpha$	$4 + \alpha - \beta$	$6 - 2\beta + \gamma$	$4 - \alpha - \beta$	$1 - \frac{1}{2}\alpha$	$E \delta$
0	2,5	37,8	88	96,5	97,8	4,32	3,35	0,277	3,160	4,97	-0,423	-3,67	-1,160	0
1	4,2	40,9	71	93,0	95,1	2,79	1,42	0,106	2,395	5,37	3,266	-0,21	-0,395	1361
2	6,2	44,1	10	87,0	90,1	2,03	0,70	0,056	2,015	5,33	4,656	1,27	-0,015	855
3	8,4	40,9	-123	80,0	84,2	1,39	0,22	0,036	1,695	5,17	5,596	2,39	0,305	524
4	10,4	35,7	-90	74,0	79,2	0,98	0,10	0,027	1,490	4,88	5,827	2,92	0,510	375
5	12,0	33,6	-35	69,0	75,0	0,80	0,09	0,024	1,400	4,71	5,844	3,11	0,600	310
6	13,5	31,5	-79	64,5	71,3	0,67	0,04	0,021	1,335	4,63	5,941	3,29	0,665	265
7	14,8	25,2	-229	59,5	66,9	0,49	-0,07	0,021	1,245	4,56	6,161	3,58	0,755	239
8	15,8	13,6	-221	55,0	62,9	0,25	-0,09	0,021	1,125	4,34	6,201	3,84	0,875	229
9	16,3	9,2	-10	50,0	58,2	0,16	0,00	0,024	1,080	4,16	6,024	3,84	0,920	239
10	16,8	14,7	242	46,0	54,4	0,25	0,11	0,027	1,125	4,14	5,807	3,64	0,875	245
11	17,9	27,3	110	42,0	51,0	0,44	0,07	0,029	1,220	4,37	5,889	3,49	0,780	229
12	19,2	29,8	44	39,0	48,6	0,44	0,05	0,029	1,220	4,39	5,929	3,51	0,780	208
13	20,6	31,9	40	37,5	47,8	0,44	0,05	0,027	1,220	4,39	5,927	3,51	0,780	186
14	22,2	33,8	36	37,0	48,1	0,43	0,04	0,024	1,215	4,39	5,944	3,53	0,785	164
15	23,8	35,7	27	37,0	48,9	0,43	0,04	0,021	1,215	4,39	5,941	3,53	0,785	145
16	25,6	37,1	8	37,0	49,8	0,41	0,03	0,018	1,205	4,38	5,958	3,56	0,795	126
17	27,4	37,8	2	37,0	50,7	0,39	0,03	0,016	1,195	4,36	5,956	3,58	0,805	111
18	29,3	37,0	-8	37,0	51,7	0,36	0,02	0,014	1,180	4,34	5,974	3,62	0,820	99
19	30,9	35,6	-27	37,0	52,5	0,33	0,01	0,012	1,165	4,32	5,992	3,66	0,835	90
20	32,5	33,6	-36	37,0	53,3	0,30	0,01	0,011	1,150	4,29	5,991	3,69	0,850	82
21	34,1	33,6	6	37,0	54,1	0,28	0,01	0,010	1,140	4,27	5,990	3,71	0,860	77

den. Man erhält:

$Ew_{-2} = + 6132$	$Ew_7 = + 11521$	$Ew_{16} = + 4114$
$Ew_{-1} = + 9608$	$Ew_8 = + 10839$	$Ew_{17} = + 3015$
$Ew_0 = + 11493$	$Ew_9 = + 10130$	$Ew_{18} = + 1943$
$Ew_1 = + 13377$	$Ew_{10} = + 9399$	$Ew_{19} = + 994$
$Ew_2 = + 13671$	$Ew_{11} = + 8647$	$Ew_{20} = + 294$
$Ew_3 = + 13560$	$Ew_{12} = + 7869$	$Ew_{21} = + 0$
$Ew_4 = + 13221$	$Ew_{13} = + 7046$	$Ew_{22} = + 294$
$Ew_5 = + 12738$	$Ew_{14} = + 6152$	$Ew_{23} = + 1377.$
$Ew_6 = + 12163$	$Ew_{15} = + 5172$	

Mit Hilfe von (4,5) und (48) ergeben sich nun die gesuchten Spannungen. Zunächst erhält man für Normalkraft und Biegemoment

$$(54) N = \frac{h}{r} Ew; \quad M = \frac{Eh^3 (w_{m+1} - 2w_m + w_{m-1})}{12(1-\nu^2)H^2 \Delta \zeta^2}; \quad M_\varphi = \nu M$$

und daraus für Ringspannung und vertikale Biegungsspannung

$$(55) \sigma_\varphi = \frac{Ew}{r}; \quad \sigma_b = \pm \frac{h(Ew_{m+1} - 2Ew_m + Ew_{m-1})}{2(1-\nu^2)H^2 \Delta \zeta^2}$$

In Abb. 14 ist der mit den obigen Ew -Werten sich ergebende Verlauf der Spannungen aufgetragen. Wie der Vergleich mit den einpunktigten Ringspannungen nach der Zylinderformel ($\sigma_r = \frac{pr}{h}$) zeigt, können mit der letzteren nur im mittleren Mauerteil brauchbare Ergebnisse erwartet werden.

Bei den Biegungsspannungen tritt die entlastende Wirkung der Baugrundelastizität in sehr anschaulicher Weise in Erscheinung. Daneben zeigt sich die vorzügliche Wirkung der Zentriwinkelverringering; die Biegungsspannungen sind — von einer kleinen Zone an der Krone abgesehen — überall kleiner als die Eigengewichtspresungen, so daß insbesondere ein Abreißen vom Felsen nicht möglich ist.

Während die größte Ringspannung nach Abb. 14 etwas unterhalb der Mauermitte auftritt, liegt die größte Durchbiegung nur wenig unter der Mauerkrone. Mit $E = 2000000 \text{ t/m}^2$ errechnet sich w_{\max} zu 68,5 mm.

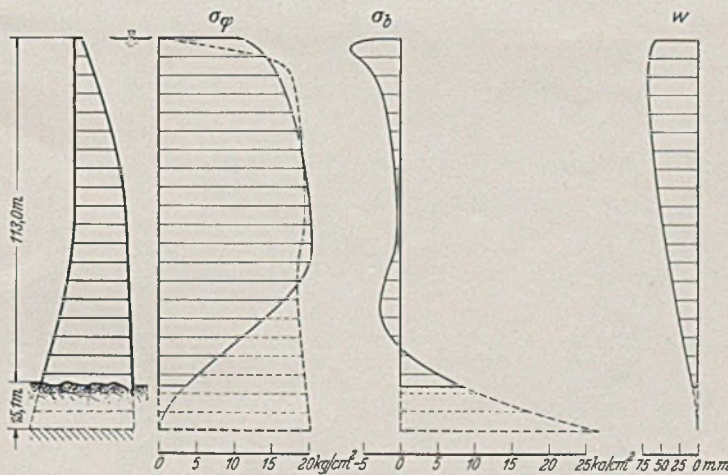


Abb. 14. Pacoima-Staumauer. Spannungen und Durchbiegung aus Wasserdruck.

Die horizontalen Biegungsspannungen folgen aus den vertikalen durch Multiplikation mit der Querkontraktion, die im Mittel zu $\frac{1}{6}$ angenommen werden kann. Dividiert man die in Abb. 14 aufgetragenen vertikalen Biegungsspannungen durch 6, so erhält man Werte, die zwischen $+1$ und -1 kg/cm^2 pendeln. Die horizontalen Biegungsspannungen sind somit in der achsensymmetrischen Betrachtung nur von untergeordneter Bedeutung.

Was nun die quantitative Seite des Spannungsverlaufes anbetrifft, so ist aus Abb. 14 klar ersichtlich, daß bei richtiger Formgebung die Beanspruchung von Bogenstaumauern selbst bei sehr großen Stauhöhen in mäßigen Grenzen gehalten werden kann. Weiterhin erkennt man aus dem einpunktigten Verlauf der Ring-

spannungen nach der Zylinderformel, daß diese für die Bemessung sehr geeignet ist.

Es ergibt sich daher für den Entwurf einer Bogenstaumauer nach dem Jorgensen-Prinzip ein außerordentlich einfaches Bemessungsverfahren. Man wird auf der einen Seite bestrebt sein, den Zentriwinkel auch in den unteren Mauerteilen möglichst groß zu halten, und andererseits die Ringspannung nach der Zylinderformel möglichst konstant wählen, um eine gute Materialausnutzung zu erzielen. Das Maß der erreichbaren Massenersparnis hat man dabei durch die freie Verfügbarkeit über die zulässige Ringspannung weitgehend in der Hand. Ist der Mauerquerschnitt in dieser Weise vorprofilert, so wird man nach dem skizzierten Differenzenverfahren eine genauere Rechnung durchführen, um die Verteilung von Bogen- und Kragbalkenwirkung festzustellen. Zeigt diese dann noch nicht den gewünschten Ausgleich, insbesondere der Biegungszugspannungen und Eigengewichtspresungen, so ist es im allgemeinen ein Leichtes, ihn durch entsprechende Querschnittsverstärkung des luftseitigen Mauerfußes herbeizuführen.

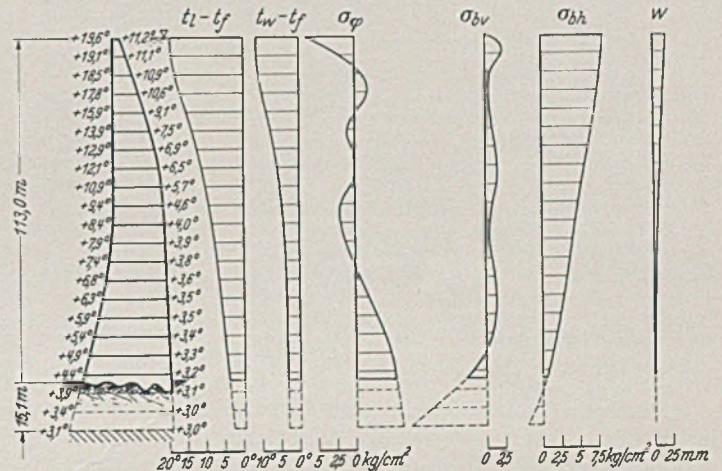


Abb. 15. Pacoima-Staumauer. Spannungen und Durchbiegung aus Temperatur.

Von den rund 50 Bogenmauern, die nach dem Jorgensen-Prinzip bemessen wurden, ist die überwiegende Mehrzahl für eine Ringspannung von 20 kg/cm^2 nach der Zylinderformel profilert worden. Dabei ergab sich je nach Talform eine Materialersparnis von 20 bis 50% gegenüber der Gewichtstaumauer. Berücksichtigt man noch die vernachlässigte Hangeinspannung und den Einfluß der wechselnden Temperaturen, so dürfte der eben genannten Ringspannung von 20 kg/cm^2 eine größte Kämpferdruckspannung von etwa 40 kg/cm^2 entsprechen.

Beiläufig sei bemerkt, daß man bei uns dazu neigt, die Temperaturspannungen in Bogenstaumauern erheblich zu überschätzen, was in einer nicht berechtigten Anknüpfung an die Verhältnisse in eingespannten Bogenbrücken beruht. In sachgemäß durchgebildeten Bogenstaumauern werden die Fugen immer erst nach Ausgleich der hauptsächlichsten Schwindverkürzung und zur Zeit der tiefsten Mauertemperatur, d. h. etwa zwei bis drei Monate nach der tiefsten Außentemperatur geschlossen. Dadurch wird erreicht, daß die Temperaturschwankungen stets einseitig nach der Seite der Erwärmung hin auftreten und demgemäß im wesentlichen Druckspannungen hervorrufen. Auch bez. der Größe der Temperaturschwankungen darf man nicht von den Verhältnissen in Bogenbrücken ausgehen. Die zahlreich eingebauten Widerstandsthermometer und Telemeter haben gezeigt, daß die Temperaturschwankungen in Massenbeton wesentlich geringer als die der Außentemperatur sind. Dazu kommt, daß bei gefülltem Staubecken das Wasser stark ausgleichend wirkt.

Durch Anwendung der Differenzenrechnung lassen sich die Temperaturspannungen in ähnlicher Weise ermitteln, wie es oben für die Spannungen aus Wasserdruck gezeigt wurde. Das Ergebnis ist im Falle der Pacoimastaumauer in Abb. 15 aufgetragen worden, und zwar unter Zugrundelegung der aus der Profilskizze ersichtlichen ungünstigsten Temperaturschwankungen. Überlagert man

gemäß Abb. 16 die Spannungen aus Wasserdruck und Temperatur, so ergibt sich ein die vertikale Biegung günstig, die horizontale ungunstig beeinflussender Spannungsverlauf.

Eine noch stärkere Materialersparnis ermöglicht die in Italien mehrfach zur Ausführung gekommene elastische Bogenstaumauer, bei der die Beanspruchung bewußt gesteigert wird, um die Kragbalkenwirkung zurückzudrängen. Wie aus Abb. 17 ersichtlich ist, sind hierfür jedoch enge und steile Täler erforderlich, wie man sie in Deutschland selten findet. Im übrigen werden derart hochelastische Bogenmauern neuerdings meist bewehrt, da sich unangenehme Ribbildungen sonst kaum vermeiden lassen.

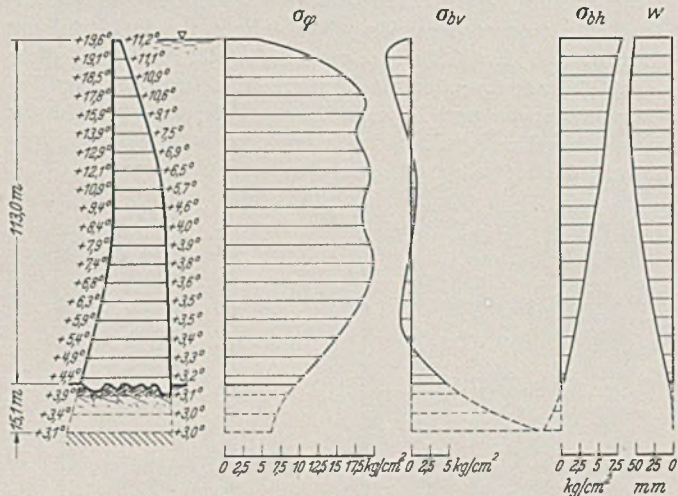


Abb. 16. Pacoima-Staumauer. Spannungen und Durchbiegung aus Wasserdruck und Temperatur.

Durch die Fortschritte in der konstruktiven Gestaltung und insbesondere durch weitgehende Ausnutzung der Zentriwinkelvergrößerung ist der Anwendungsbereich der Bogenstaumauer beträchtlich gesteigert worden. Sutherland¹ hat kürzlich in einer bemerkenswerten Abhandlung die größeren Bogenmauern in dieser Hinsicht untersucht, aufbauend auf einer Betrachtung der Talquerschnitte. Danach dürfen Spannweiten von etwa 400 m unter Umständen noch durchaus diskutabel für Bogenstaumauern sein.

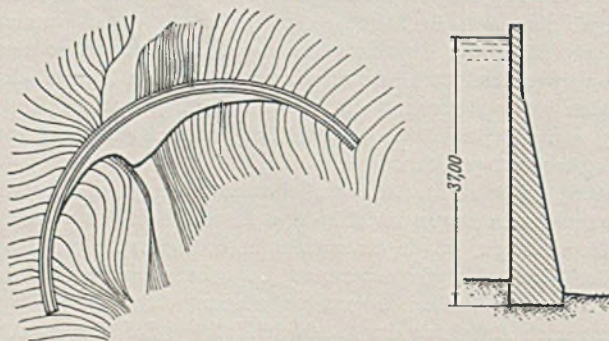


Abb. 17. Corfino-Staumauer.

Die Sutherlandschen Betrachtungen werden noch durchsichtiger, wenn man die 22 untersuchten Bogenstaumauern auf einen Einheitstalquerschnitt bezieht, indem das Quadrat der Stauhöhe abgespalten wird. Dies führt auf die folgende Darstellung eines beliebigen Talquerschnittsgesetzes:

$$F(\zeta) = \beta \zeta^n H^2.$$

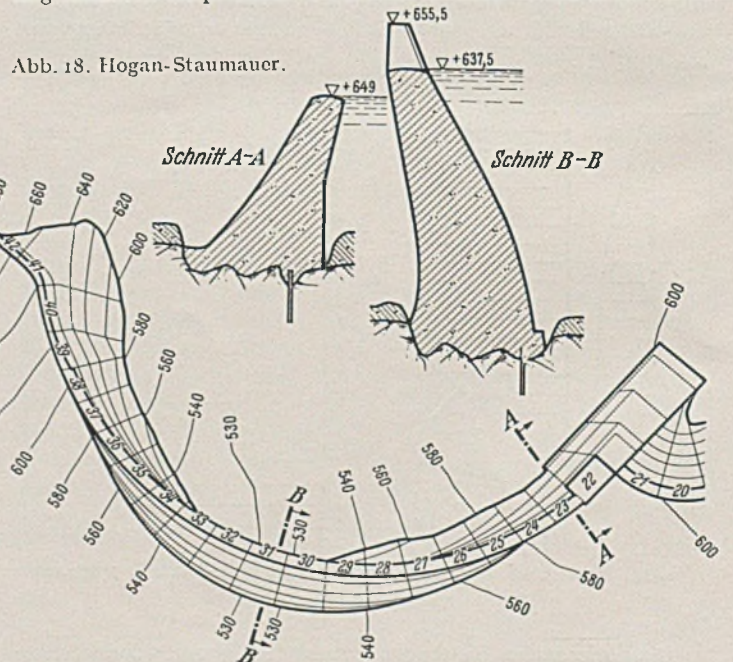
Hierin bezeichnet H die Stauhöhe, β das Breitenverhältnis (Kronenbreite zu Mauerhöhe), ζ eine der Ordinate proportionale, zwischen 0 und 1 pendelnde Veränderliche und n den Talbeiwert, der dem spezifischen Talcharakter Rechnung trägt. Unter Benutzung der Sutherlandschen Zahlenwerte ergibt sich hiernach folgendes Bild:

¹ Sutherland, R. A.: The scope of the Constant-Angle-Arch-Dam. Engineering CXI.1 (1936), Seite 387—388 und 441—443.

Nr.	Staumauer	H in m	β	n
1	Pacoima	113	0,60	2,12
2	Lake Cushman	84	0,69	1,64
3	La Yogne	52	0,74	2,28
4	King River	73	0,82	1,87
5	Big Tujunga	76	0,87	1,43
6	Mission Gorge	49	1,25	2,08
7	Bullards Bar	56	1,31	1,60
8	Warragamba	94	1,31	1,51
9	Lake Spaulding	84	1,39	1,99
10	Juncal	49	1,50	1,87
11	Coomera	52	1,54	1,47
12	Narrows	76	1,55	1,68
13	Nathan	62	1,90	1,68
14	Mad River	43	1,93	1,35
15	Salmon Creek	51	2,20	1,68
16	Kerkhoff	33	2,26	1,53
17	Santeetlah	65	2,40	1,28
18	Waterville	51	2,53	1,25
19	El Capitan	67	2,84	1,42
20	Hogan	53	3,27	1,88
21	Gerber	21	3,43	1,53

Wie man erkennt, ist die Zahlentafel nach zunehmendem Breitenverhältnis geordnet. Der Fall $n=1$ entspricht dem idealen U-Tal, $n=2$ dem idealen V-Tal. Danach kann man sich auch eine Vorstellung von der Talform machen.

Legt man eine Mauerhöhe von 100 m zugrunde, so ist nach obiger Zahlentafel mit $\beta = 3,43$ die größte bisher ausgeführte zugehörige Talbreite rund 350 m (selbstverständlich verhältnismäßig umgerechnet). Man darf daher in der Tat die von Sutherland genannte Kronenbreite von 400 m als noch durchaus diskutabel für Bogenmauern ansprechen. Selbstverständlich setzen derart breite



Täler starke Krümmungsänderungen in der Höhenrichtung voraus. Abb. 18 zeigt z. B. die Hogan-Staumauer mit zwei typischen Querschnitten, der bei $H = 100$ m eine Kronenbreite von 327 m entsprechen würde.

Zusammenfassend kann daher festgestellt werden, daß durch die Anwendung von Bogengewichts- und Bogenstaumauern in weiten Grenzen Ersparnisse gegenüber der Gewichtsmauer erzielt werden können, die sich etwa zwischen 20 und 50% bewegen. Gleichzeitig wird dadurch die Sicherheit beträchtlich gesteigert, da es heute möglich ist, den Spannungszustand in gekrümmten Staumauern mit verhältnismäßig einfachen Mitteln festzustellen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Talsperrenkontrolle in Californien.

Unter der Überschrift „Nine hundred dams inspected“ bringt die amerikanische Zeitschrift „Engineering News-Record“ eine sehr beachtliche Veröffentlichung von George W. Hawley über die behördliche Prüfung von nicht weniger als 950 Talsperren Californiens auf ihre Standsicherheit und Dichtigkeit hin. Die Kontrolle erstreckte sich auf alle bestehenden und geplanten Anlagen, deren Höhe 7,50 m oder deren Fassungsvermögen 60 000 m³ übersteigt. Die furchtbare Katastrophe, welche durch den Bruch der St. Franzis Staumauer im Jahre 1928 verursacht wurde, war die Veranlassung zu dieser im Jahre 1929 von der Gesetzgebenden Versammlung des Californischen Staates erlassenen Verordnung, welche einer eigenen staatlichen Prüfstelle die schwierige Aufgabe übertrug, bei jedem Bauwerk entweder die Sicherheit amtlich zu bestätigen oder eine geeignete befristete Anweisung an den Eigentümer zu erteilen. Die staatliche Prüfstelle, welche über einen umfangreichen Stab von Ingenieuren, Geologen und Landmessern verfügte, führte die Untersuchungen bis zum 1. Januar 1936 durch. Von den bestehenden Talsperren kamen insgesamt 588 unter staatliche Kontrolle. Sie haben ein gesamtes Fassungsvermögen von 8,6 Milliarden m³ und stellen ein eingebautes Kapital von über 200 Millionen Dollar dar. 418 dieser Bauwerke — also über 70% — sind Dämme, meistens aus Erde, teils geschüttet, teils gespült, oder aus Felsausbruch. Es folgen 50 Schergewichtsmauern aus Beton, 59 Gewölbemauern, 34 Staumauern aufgelöster Bauart und 27 Anlagen aus Holz und sonstigem Baustoff. Die Höhe der Bauwerke, wovon eine auszugsweise Aufstellung die wesentlichen Daten bringt, schwankt zwischen 7,50 und 112 m, die Beckeninhalte zwischen 590 000 und 1,6 Milliarden m³. Sehr unterschiedlich ist auch die Größe der Einzugsgebiete und die Höhenlage der Bauwerke über dem Meerespiegel, welche bis zu 3000 m ü. N. N. reicht.

Das Ergebnis der Prüfung kann nicht gerade als günstig bezeichnet werden. Nur ein Drittel der untersuchten Bauwerke wurde vorbehaltlos für einwandfrei befunden. Bei einem zweiten Drittel hängt das Urteil von noch anzustellenden Untersuchungen oder Beobachtungen ab, während bei dem letzten Drittel in größerem oder geringerem Umfange sofortige Ausbesserungen, Verstärkungen oder Änderungen angeordnet werden mußten. Bemerkenswert ist zunächst, daß bei den meisten Talsperren eine unzureichende oder mangelhafte Hochwasserentlastungsanlage festgestellt wurde. Die Niederschläge sind in Californien örtlich und zeitlich sehr unregelmäßig verteilt. Neben völlig regenarmen Gegenden gibt es solche mit 1500 mm durchschnittlichem Jahresniederschlag. Dabei erreicht mitunter die Niederschlagsspitze in Gestalt von Wolkenbrüchen fantastische Maße. Mit Recht wandte daher die Prüfstelle den Überfallbauwerken ihre besondere Aufmerksamkeit zu, und zwar bezüglich der hydraulischen Leistungsfähigkeit, der konstruktiven Ausführung und der Einhaltung eines ausreichenden Freibords während der höchsten Hochwasserspitze, wobei auch die Wellenbildung berücksichtigt wurde. Die Mängel am Überfallbauwerk waren allen Typen der untersuchten Talsperren gemeinsam.

Die Gewichtsmauern aus Beton oder Mauerwerk kamen im übrigen bei der Prüfung am besten davon. Unverkennbar waren allerdings Alterserscheinungen an den älteren Staumauern, welche zweifellos der damals noch nicht mit solcher Sorgfalt behandelten Herstellung von Beton und Mörtel zuschreiben sind. Auch die Gründung der Mauern ließ mitunter zu wünschen übrig, was in den meisten Fällen auf mangelhafte geologische Beratung zurückgeführt wird. Bemängelt wurde schließlich als typische Gefahr für die Gewichtsmauern die Durchsickerung bei fehlerhafter Drainage.

In weit stärkerem Maße wurde die Gründung, namentlich an den Felshängen, bei den Gewölbemauern beanstandet. Diese Bauwerke waren zum Teil stark unläufig, was wieder darauf zurückgeführt wird, daß die Entwürfe mehr auf Grund einer oberflächlichen Geländeaufnahme anstatt einer gründlichen Untersuchung des Felsens aufgestellt zu sein scheinen. Die Prüfstelle warnt davor, Gewölbemauern der Überströmung auszusetzen, weil die unvermeidliche Erosion und Erschütterung am luftseitigen Dammfuß die Sicherheit des Gewölbes gefährdet. Noch schlimmer wird der bauliche Zustand der aufgelösten Talsperren geschildert. Wir lesen, daß bei zwei 40 bzw. 47 m hohen Bauwerken, welche aus aufgelösten Gewölben bestehen, die Pfeiler geborsten waren, wahrscheinlich infolge eines Erdbebens. Der Erdbebenfaktor bedarf nach dem Urteil der Prüfstelle gerade bei aufgelösten Bauwerken besonderer Berücksichtigung.

Den Hauptraum der staatlichen Prüfung nimmt, schon wegen der großen Zahl dieser Typen, die Untersuchung der Staudämme aus Erde oder Fels ein. Auch hier wird in erster Linie die vielfach unzureichende Gründung betont. In manchen Fällen wurde beim Bau des Dammes davon abgesehen, die den tragfähigen und dichten Untergrund überlagernden Schichten zu entfernen und einen einwandfreien Übergang der Dichtungsschicht zur Grundfläche herzustellen. Nach der Forderung der Prüfstelle muß die an den dichten Untergrund anschließende undurchlässige Wand entweder völlig gegen Wasserdurchtritt sichern, oder der Weg des durchtretenden Wassers muß zum mindesten so verlängert werden, daß der Widerstand zum Oberwasser genügt, um den Durchfluß einer die Sicherheit des Bauwerks gefährdenden Wassermenge zu verhüten. — Als weiterer Fehler wird gerügt, daß bei der späteren Er-

höhung von Dämmen der Anschluß der Dammerhöhung an das alte Bauwerk nicht mit genügender Sorgfalt erfolgte. Häufig wurde ferner in der Dammschüttung das Vorhandensein von Linsen oder Zonen schlechten Materials bemängelt, welche in der Bauzeit nicht entdeckt wurden, sich jedoch nach dem Eindringen des Wassers in den Damm bemerkbar machten. Die Prüfstelle hält Wasserdurchtritte für nicht unbedingt gefährlich, solange die Porosität des Dammes von der Dichtungsschicht gegen die Luftseite hin zunimmt und solange die Gefahr der Abwanderung von Dammmaterial und damit der Verringerung des Querschnitts nicht besteht.

In der Schlußfolgerung weist der Bericht auf die Wichtigkeit und Notwendigkeit solcher Prüfungen von Aufsichts wegen hin, namentlich mit Rücksicht auf die noch in Entwicklung stehenden Dammbaumethoden. Grundsätzlich verlangt werden ausreichend bemessene und richtig ausgeführte Überfallbauwerke, eine genaue Prüfung und gegebenenfalls Behandlung des Untergrundes, Sicherungsmaßnahmen gegen Erosion und Unterspülung sowie endlich die Verwendung nur einwandfreier Baustoffe. Der bestmögliche Beton oder Mörtel ist für die Verwendung beim Talsperrenbau gerade gut genug.

(Nach Eng. News-Rec. 117 (1936) S. 12.) O. Schatz, Aachen.

Gründungsarbeiten für den Alcova-Staudamm.

Der Flußlauf des North-Platte im Staate Wyoming soll für Bewässerungszwecke nordwestlich von Casper nutzbar gemacht werden und muß zu diesem Zweck 51 m hoch gestaut werden, um die Eintrittschleusen des 111 km langen Casper-Kanals zu erreichen. Diese Stauhöhe wird erreicht durch den Alcova-Staudamm, der eine 64 000 ha große Staufläche schafft.

Das Tal ist an der Stelle, wo der Damm aus konstruktiven Gründen angelegt werden mußte, für eine solche Anlage in geologischer Hinsicht sehr ungünstig, weil die Talsohle gerade unter dem Damm einen Formationswechsel zwischen Kalksteinen und Sandsteinen aufweist, wobei die Schichten talabwärts unter 12° 30' einfallen. Beide Felsarten sind außerdem mürbe, von Rissen und Klüften durchsetzt und durch sekundäre Zerstörungen (Wasserfälle, heiße Quellen) ausgelaugt und weisen zahlreiche Hohlräume auf. Die Durchlässigkeit des Gebirges betrug nach Ausräumen der Baugrube vor Beginn der Verdichtungsarbeiten durchschnittlich 8, zeitweise fast 16 m³/min, gemessen an den Wasserhaltungspumpen. Nach Fertigstellung der Felsdichtung liefen nur noch etwa 20 l/min in der Drainage zusammen. Die Probleme der Felsdichtung tauchen bei Stauanlagen im Gebirge sehr oft auf, und es ist daher interessant zu sehen, in welchem Umfang diese Arbeiten im vorliegenden Falle notwendig wurden und welchen Erfolg sie hatten.

Die Abb. 1 zeigt die allgemeine Anordnung des Sperrdammes, der fast völlig aus dichtem Material besteht, wie man es nur verwenden kann, wenn die Materialbeschaffung keine Schwierigkeiten macht.

Die Ausführung der Fundierungsarbeiten selbst geschah folgendermaßen:

Zunächst wurden mit Löffelbaggern die Faulfellschichten entfernt und der gesunde Fels bloßgelegt. Hierbei wurden Felsspalten und Klüfte angetroffen, die offenbar von früheren Wasserstürzen herrührten und mit Kies und Sand gefüllt waren. Sie wurden alle vollständig entleert und mit Beton verfüllt. Die größte Kluft etwa in Dammitte wurde nach der Entleerung zunächst als Pumpensumpf benutzt.

Darauf wurde die Baugrube an drei Seiten mit Bohrlöchern von 7,5 bis 9 m Tiefe eingesäumt und durch diese Pressmörtel unter schwachem Druck (bis 2 kg/cm²) eingebracht; später wurden diese Bohrungen vertieft, soweit der Fels es erforderlich machte, teilweise bis 60 m Tiefe, und unter hohem Druck (bis 14 kg/cm²) ausgepreßt. Bei besonders großem Mörtelverbrauch hat man den eingepreßten Mörtel abbinden lassen und ihn dann beim Weiterherunterbringen der Bohrlöcher wieder durchbohrt. Nachdem so ein U-förmiger Wall geschaffen war, wurde die Talfläche mit einem Netz von Bohrungen überzogen, die je nach der Porosität des Felsbodens zwischen 3 und 6 m Abstand hatten. Durch Einpressen des Mörtels wurde eine dichte Mulde geschaffen, die den Erddamm gegen Drängwasser von unten schützt. Die Abb. 2 zeigt einen Querschnitt durch das Cañon an der Stelle des Pumpensumpfes, in dem auch ein Hohlraum im gesunden Fels angetroffen wurde, der anscheinend von einer heißen Quelle herrührt und etwa 4 m breit, 6 m lang und 4,5 m tief war. Dieser Hohlraum wurde durch ein Rohr von 150 mm Ø angebohrt und vergossen. Felsfugen, aus welchen der Preßmörtel herausquoll, wurden kalfatert.

Der Mörtel wurde für große Mengen aus vier Teilen Dünsand, zwei Teilen Zement und 3,2 Teilen Wasser angesetzt, bei kleinen Mengen konnte der Sandanteil etwas vergrößert und das Korn etwas vergrößert werden.

Insgesamt sind für 775 kontrollierte Löcher mit rd. 15 000 m Bohrlänge etwa 18 100 m³ Mörtel verarbeitet, wobei für zwei Bohrlöcher allein 5870 m³ Mörtel notwendig wurden. Die Abb. 2 gibt einen Eindruck über den Umfang der Bohrarbeiten in einem Querschnitt des Tales.

Nach dieser Bearbeitung des Felsuntergrundes wurden drei Eisenbetonmauern quer durch das Tal gezogen, die rd. 1,0 m in den verfestigten und dichten Fels und etwa 6,0 m in den Dammkörper einbinden. Abb. 3 zeigt diese fertigen Mauern, bei denen die Durchfahrten noch ge-

geschlossen werden müssen. Sie unterscheiden sich nicht von den bisher bekannten Betonkernen von Staudämmen.

Der Staudamm selbst besteht aus einem Gemisch von Klei, Sand und Kies, das aus dem Flußbett unterhalb des Dammes stammt und in

Die einzelnen nur 15 cm starken Lagen wurden zu unterst mit Handstampfern in jede Unebenheit der Sohle und der Talwände eingepreßt, erst die oberen Schichten wurden maschinell behandelt, wobei die Ausschreibung eine zwölfmalige Abwalzung als Norm verlangte. Waren

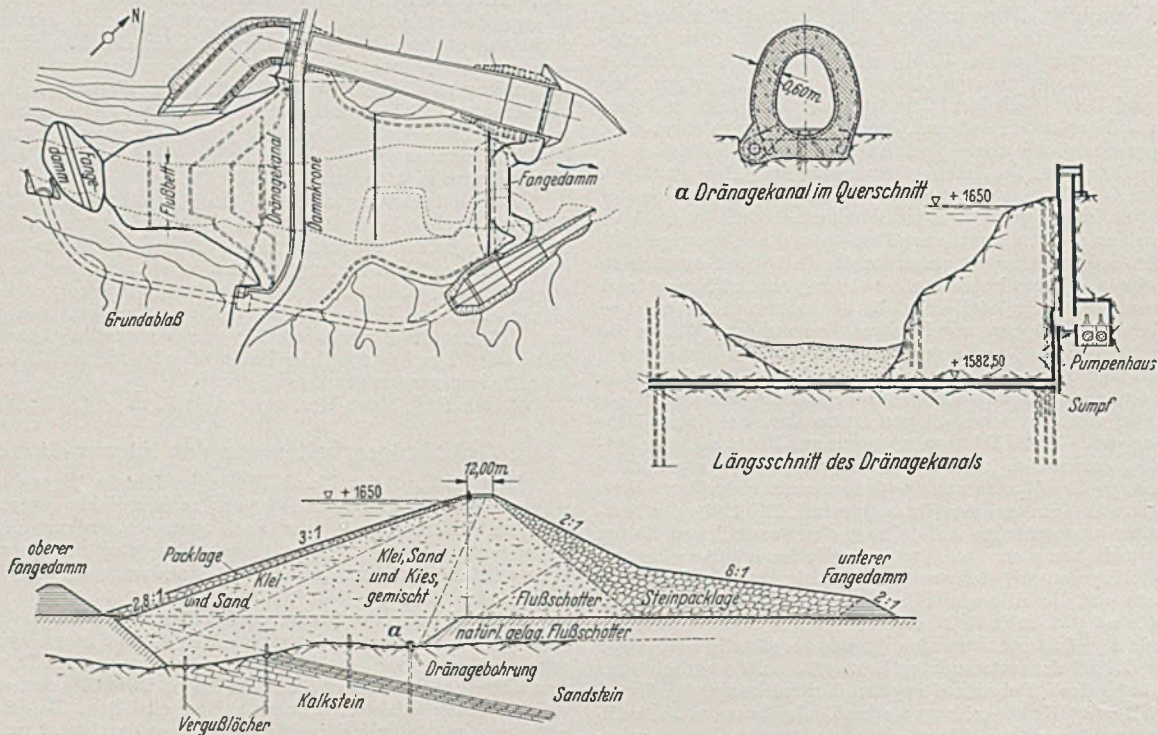


Abb. 1. Lageplan und Schnitte zum Alcova-Damm.

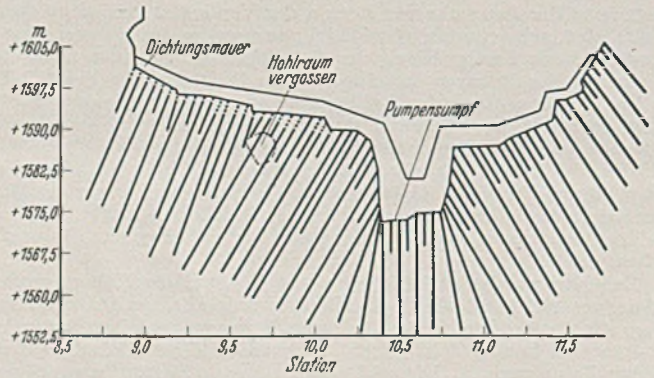


Abb. 2. Beispiel der Bohrungen in einem Querschnitt.

einem durch gründliche Laboratoriumsuntersuchungen festgelegten Verhältnis eingebaut wird. Schon bei der Gewinnung wird der Boden mit offenem Baggerlöffel einmal durchgemischt, damit die in ihm enthaltenen Kieslagen gut verteilt werden. Außerdem wird er auf einen Feuchtigkeitsgehalt von 9% gebracht und beim Einbau noch mehrfach besprengt.

mehr oder weniger Arbeitsgänge hierbei erforderlich, so trat ein Aufschlag bzw. ein Abschlag im Preis ein. Es wird besonders betont, daß am Erfolg der Dichtungsmaßnahmen die Laboratoriumsarbeit einen hervorragenden Anteil hat. (Aus Engng. News-Rec., 117 (1936) S. 323.) Dipl.-Ing. Ernst Bachus, Hannover.

Der Bau des Fort Peck-Staudammes (USA.).

Im Anschluß an einen früheren Bericht im „Bauingenieur“¹ über den Bau des Fort Peck-Staudammes am Missouri soll nunmehr die inzwischen schon weit fortgeschrittene Bauausführung ausführlicher beschrieben werden. Der Vollständigkeit halber seien nachstehend noch einmal die Hauptdaten des Bauwerkes zusammengestellt (s. Abb. 1 u. 2).

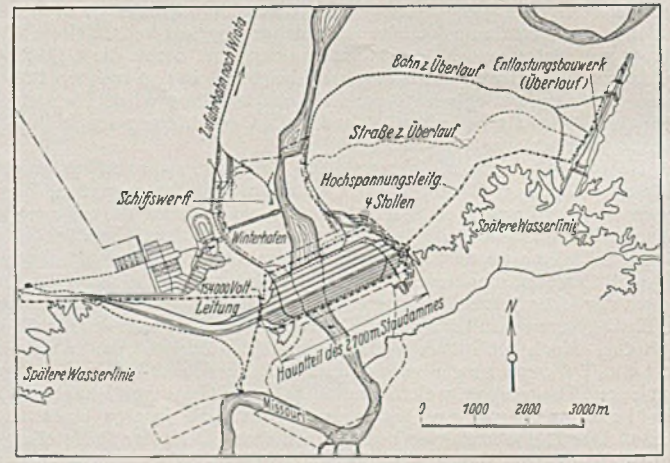


Abb. 1. Lageplan.

Staudamm: Länge 2700 m, größte Höhe 73,5 m, Sohlenbreite 875 m, Erdschüttung 76 500 000 m³, Steinschüttung 4 300 000 m³.
Nebenanlagen: 4 Umleitungsstollen, je 1900 m lang, Ø 9,6 m, Auskleidung und Einläufe 380 000 m³ Beton;
Überlaufbauwerk mit 10 000 000 m³ Aushub und 400 000 m³ Beton
Anschlußbahn 22 km lang;
Bau einer Stadt für 8000 Beamte und Arbeiter, 10 000 m Transport- und Schüttgerüste;

¹ Bauing. 16 (1935) S. 362.

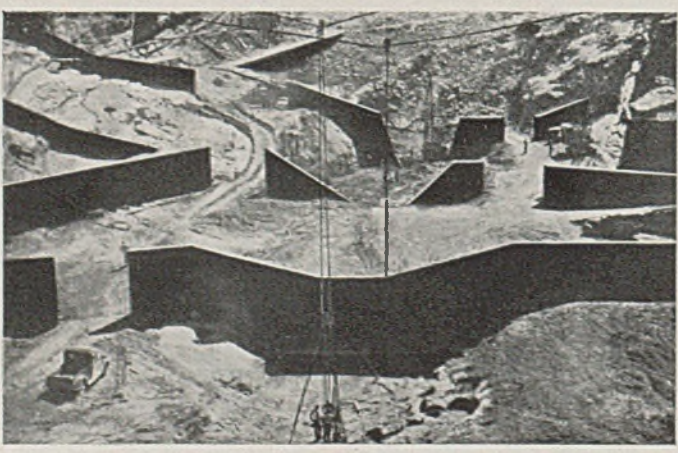


Abb. 3. Dichtungsmauern in der Talsohle.

Eigene Schiffswerft für den Bau von 4 Saugbaggern und einiger hundert Hilfsfahrzeuge;

Hochspannungszuleitung 160 000 V, 500 km lang.

Die derzeitige Belegschaft beläuft sich auf 10 000 Mann, der Wert der eingesetzten Geräte auf 7 Millionen \$ und die Gesamtbaukosten auf etwa 86 Millionen \$.

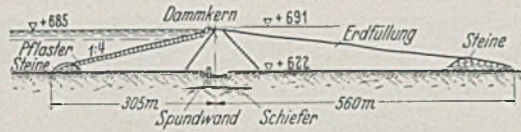


Abb. 2. Querschnitt.

Der etwa 50 km südöstlich von Glasgow, Montana, gelegene Fort Peck-Staudamm am Missouri soll in erster Linie der Regulierung des Wasserabflusses im Interesse der Schifffahrt dienen, während eine Kraftgewinnung zunächst noch nicht vorgesehen ist. Die Hauptbauteile sind der eigentliche Staudamm, die vier Umleitungsstollen und das Überlaufbauwerk. Der Damm von rd. 2700 m Länge sowie die wesentlichen Teile des westlich anschließenden Deiches von 3500 m Länge werden im Spülverfahren erbaut. Die Gewinnung der erforderlichen Erdmassen erfolgt in der Nähe der Dammbaustelle durch vier Saugbagger mit einer Tagesleistung von zusammen etwa 120 000 m³ und mittels elektrisch angetriebener Spülpumpen von je 2500 PS, die das Baggergut über Leitungen von 0,71 m Ø nach der Einbaustelle befördern. Der Einbau erfolgt so, daß das feinste Korn im Dammkern abgelagert und das Schüttgut nach den Außenseiten zu immer gröber wird. Die Dammfüße bestehen zwecks besserer Stabilität und Entwässerung aus Steinschüttungen. Die wasserseitige Böschung wird außerdem mit schweren Steinen abgeplastert. Eine im Dammkern angeordnete Spundwand reicht bis in den tiefer anstehenden Schiefer und ist maximal etwa 50 m lang. Der Damm selbst steht auf Alluvialschichten, die den Schiefer in wechselnder Mächtigkeit überlagern. Bis zur Fertigstellung der Umleitungsstollen im Frühjahr 1937 teilt der mitten durch die Baustelle fließende Missouri den ganzen Damm einstweilen noch in zwei Teile (Abb. 3). Nach Umleitung des Flusses durch die Stollen soll der mittlere, jetzt noch fehlende Dammteil bis auf die Höhe der Seitenflügel gebracht und der ganze Damm dann zusammen hochgeführt werden.

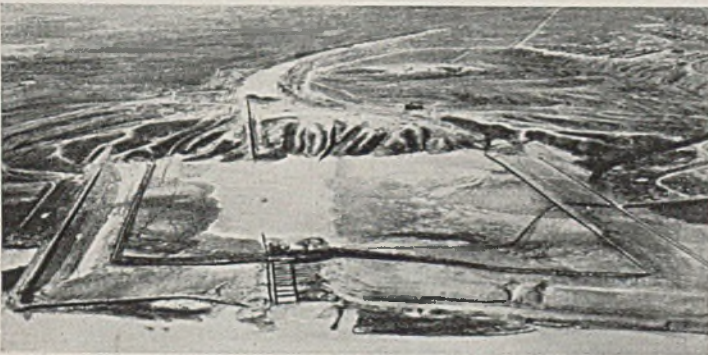


Abb. 3. Westliche Dammhälfte im Bau, vorne Auslaß für das Spülwasser in den Missouri, im Hintergrund der Anschlußdeich.

Baubeginn war am 23. Oktober 1933. Im folgenden Jahre 1934 konnten alle Hilfsanlagen einschließlich der neuen Baustellenstadt erstellt und mit dem Bau der Saugbagger begonnen werden. Die Aufspülung begann gegen Ende 1934 mit zunächst einem Aggregat, wurde aber über Winter eingestellt, nachdem 650 000 m³ Schüttgut eingebracht waren. 1935 konnten vom 20. April bis 1. November bereits 16 Millionen m³ aufgespült werden. Im laufenden Jahre betrug die Leistung in den ersten beiden Monaten bereits 5,7 Millionen m³, wobei noch zu beachten ist, daß durch die Auslaßöffnungen in den Eindeichungssümpfen etwa 17% des aufgespülten Materials wieder verloren gehen, um welches Maß die tatsächlich geleisteten Mengen noch zu erhöhen sind.

Der Baufortschritt bei den Stollen ist sehr bemerkenswert. Je Arbeitstag und Stollen konnte ein Vortrieb von 9 m erreicht werden. Die Auskleidung mit Beton, die wegen raschen Zerfalls des Tonschiefers an der Luft erforderlich ist, hält mit dem Vortrieb Schritt. Als Hilfsmaßnahme gegen einen zu raschen Zerfall des Gesteins wird der Feuchtigkeitsgehalt der Luft in den Stollen möglichst hoch gehalten und die der vorbeistreichenden Luft ausgesetzten Felsvorsprünge mit einer Bitumen-Emulsion mehrfach gestrichen. Vor Beginn des Vollaussbruchs wurden Richtstollen 4,25 x 4,80 m auf die ganze Länge vorgetrieben, die bereits im Frühjahr 1935 fertig waren. Anfänglich wurde der Vollaussbruch auf einen Durchmesser von 10 m gebracht, dann zunächst eine 5 cm starke Betonauskleidung eingebaut, darauf eine Stahlauskleidung und darüber nochmals eine Betonschale, so daß schließlich ein lichter Durchmesser von 7,90 m verblieb. In diesem Jahre wurde dann die Bauweise etwas

geändert; Vollaussbruch nur bis 9,30 m, bleibender lichter Durchmesser 7,50 m bei einer einzigen Eisenbetonauskleidung von rd. 90 cm Stärke. Bis Juni dieses Jahres war der Vollaussbruch auf etwa 5500 m Länge (bei einer Gesamtlänge von etwa 7700 m) getätigt. Ebenso ist die Betonschale auf mehr als die Hälfte der Gesamtlänge fertiggestellt. Ausbruch und Auskleidung werden nur vom unteren Tunnelmund aus vorgetrieben. Etwa in der Mitte jedes Tunnels befindet sich ein Kontrollschacht von 15 m Durchmesser und ein weiterer Schacht 4,80 x 10 m als Zugang zu den Notverschlüssen. Die bereits fertigen Schächte sind etwa 75 m tief und mittels schwerer Eisenkonstruktionen auf die Tunneldecken abgestützt.

Mehrere km östlich des Staudammes liegt die Überlaufanlage, ein riesiger Einschnitt von 12 km Länge mit 10 Millionen m³ Aushub, der bereits fertig ist (Abb. 4). Den Abschluß gegen das Staubecken bilden

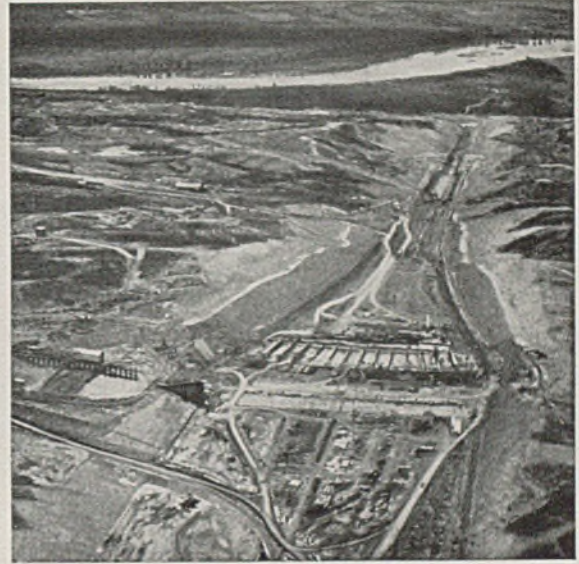


Abb. 4. Entlastungsanlage.

16 Stoney-Schützen 12 x 7,5 m, die sich gegen massive Pfeiler abstützen und sekundlich 7000 m³ Wasser abführen können. Die Gründung besteht aus 667 Betonpfeilern von 1,5 m Durchmesser, die 10–14 m tief in den Schiefer hinabreichen und mittels eines Spezialbohrgerätes hergestellt wurden. Die Leitmauern in der Fortsetzung der Torpfeiler sind 36 m lang. Die Breite des Überlaufes nimmt von 240 auf 40 m ab. Bis etwa 2600 m unterhalb der Schützen sind der Boden und die Böschungen mit einem 70 cm starken Betonbelag versehen. Unter diesem Belag wurden zwecks einwandfreier Entwässerung des Untergrundes Drainagen mit einer Gesamtlänge von etwa 50 km verlegt. Am unteren Ende der befestigten Zone wird ein 40 m tiefer Sporn in den Schiefer hinabgetrieben, um Unterspülungen zu vermeiden. Die Hälfte des Pfeilerbetons ist bereits eingebracht und mit der Montage der Schützen begonnen. Auch die Ausbetonierung des Überlaufbettes wird noch in diesem Jahre fertig werden, während der Bau des Sporns noch in das Jahr 1937 hineinreichen wird. Insgesamt erfordert das Überlaufbauwerk den Einbau einer Betonmenge von etwa 400 000 m³.

An der Bauausführung dieser großen Anlagen sind eine Reihe der bedeutendsten amerikanischen Unternehmungen beteiligt. Die Aushubarbeiten am Entlastungsbauwerk wurden mit 13 Löffelbaggern in Angriff genommen und Monatsleistungen von 750 000 m³ erzielt. Die Zubereitung des Betons erfolgt in zwei großen Mischanlagen. Der Einbau erfolgt mittels Kübeln und Kranen. Die Leistungen innerhalb 24 Stunden schwanken zwischen 750 und 1350 m³ Beton.

Von Einzelheiten der Bauausführung interessieren in erster Linie die vier Tunnels, bei denen mit Rücksicht auf das verlangte schnelle Arbeitstempo und den raschen Zerfall des freigelegten Schiefers eine peinlich genaue Einhaltung der Reihenfolge der einzelnen Arbeitsgänge erstes Erfordernis ist. Der Ausbruch und die Abstützung der Tunneldecke, der Ausbruch der Sohle, der Einbau der Aussteifungsringe und der bis 40 mm starken Bewehrungsseisen, der Einbau des Sohlenbetons, des Betons der Wände und der Gewölbeschlüsse müssen Hand in Hand gehen (Abb. 5). Dabei sind alle erforderlichen Geräte für jeden der vier Tunnel gesondert eingesetzt. Trotz aller Schwierigkeiten und der daneben herlaufenden Arbeiten an den früher erwähnten Schächten gehen die Bauarbeiten rasch und reibungslos vorwärts, so daß die Umleitung des Missouri programmgemäß im Juli nächsten Jahres erfolgen kann. Der Tunnelaushub wird durch zwei maschinelle Schaufeln aufgenommen und über Förderbänder in die Transportzüge geladen. Die ganze Betoniereinrichtung ist in Form eines Betonierwagens fahrbar angeordnet (Abb. 7).

Wie bereits erwähnt, wurde während der Bauausführung die Art der Auskleidung und der Innendurchmesser der Tunnel geändert. Zur

Anpassung an dessen neues Maß werden die bereits fertiggestellten Teile mit einer weiteren Betonverkleidung versehen.

Als sehr vorteilhaft bei allen Stollenarbeiten haben sich die an den Aussteifungsringen angehängten, fahrbaren Plattformen erwiesen, die während des Sprengens schnell nach rückwärts verfahren werden können (Abb. 5 u. 6). Geböhrt wird fast ausschließlich horizontal. In

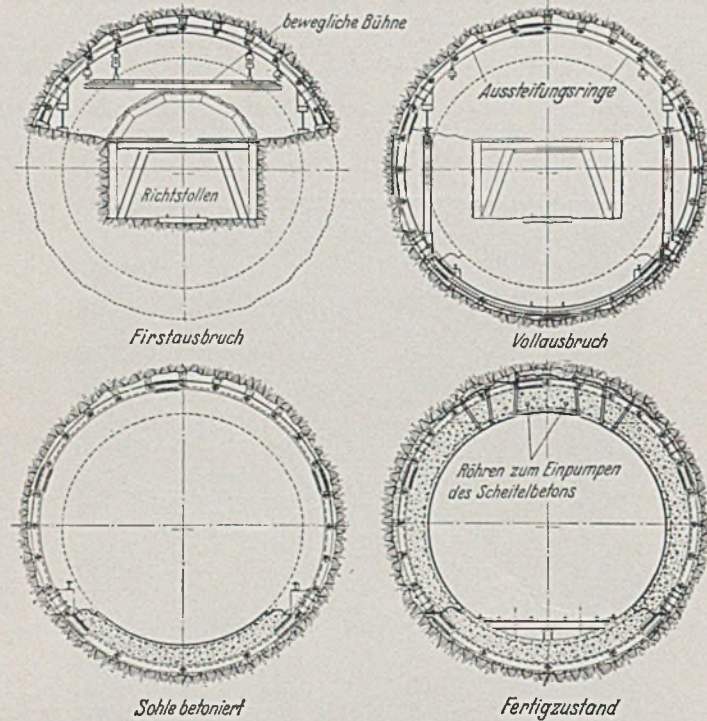


Abb. 5. Darstellung des Tunnelvortriebs.

gutem Fels haben die Bohrlöcher eine Länge von 2,40 m, so daß nach dem Abschluß zwei neue Ringe (Entfernung etwa 1,05 m) gesetzt werden können. In weniger standhaften Strecken wird nur halb so tief gebohrt. Geschossen wird mit Gelatinedynamit bei einem mittleren Bedarf von 0,2 kg je m^3 Ausbruch. Nach dem Schießen werden die Wände von Hand gereinigt, mit Luft abgeblasen und sofort mit Bitumenemulsion gestrichen. Dann werden die Aussteifungsringe eingezogen und bei Bedarf zwischenzeitlich die Decke noch mit Kanthölzern provisorisch abgestützt, die, zwischen schon abgestützter Decke und den fertigen Ringen eingekeilt, nach vorne auskragen. Die Ringe aus I 24 für die obere Kalotte werden in zwei Teilen eingebaut und im Scheitel verbunden. Als Längsholme dienen I 14.

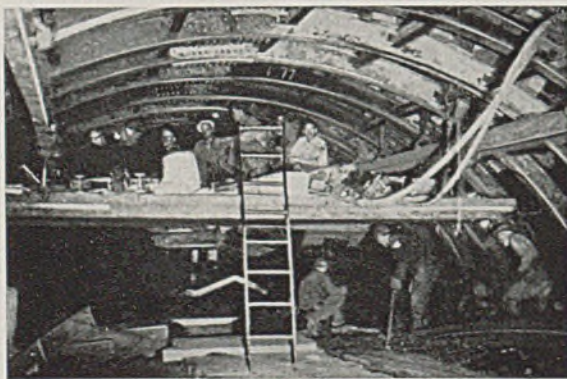


Abb. 6. Aufgehängte Arbeitsbühne.

Beim Ausbruch der Sohle wird ebenfalls eine fahrbare Arbeitsbühne verwendet. Die Einbringung des Sohlenbetons erfolgt durch Kübel mit Segmentverschlüssen, die von einer an fahrbarem Portal hängenden Katze angehoben und in die Schalung entleert werden (Abb. 8). Die Länge der Schalung für einen Betonierabschnitt mißt etwa 20 m. Für die Herstellung der Seitenwände und der Decke werden ebenfalls eiserne Schalungen von 20 m Länge verwendet. Sie besitzen an jeder Seite zwei Reihen von je fünf Öffnungen, durch deren untere die Arbeiter hinter die Schalung gelangen können und durch deren obere der Beton eingebracht wird. Solange die Leute in der Schalung stehen können, wird der Beton durch Tauchvibratoren eingerüttelt. Auf dem fahrbaren Betonierwagen sind alle Hilfseinrichtungen und Hebezeuge

montiert, um die 1,5- m^3 -Kübel von den Zügen abheben und in die Einfülltrichter entleeren zu können. Der Beton der Wände und Decke wird durch zwei ebenfalls auf dem Betonierwagen aufgestellte Pumpen eingebracht. Sobald die Schalungen an den Seitenwänden bis zur Höhe der oberen Öffnungen gefüllt sind, werden diese geschlossen und das weitere Einpumpen des Betons erfolgt dann durch Rohre, die die Kopf-

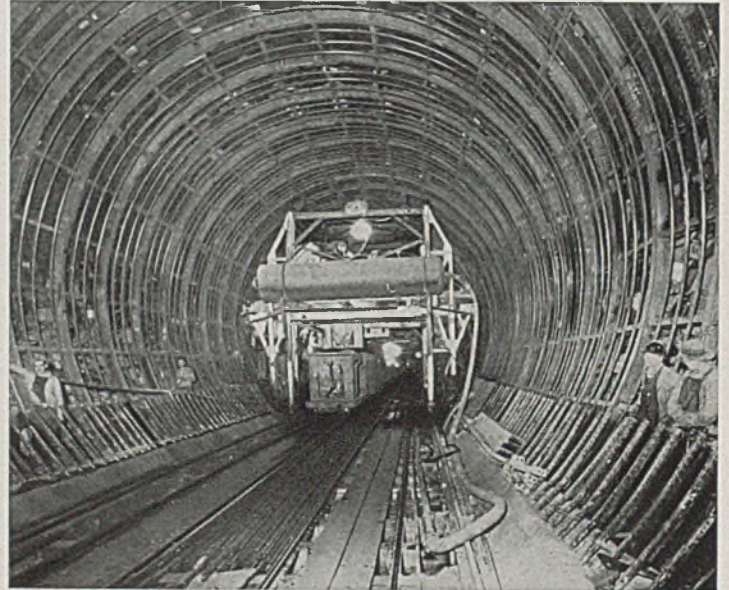


Abb. 7. Betonierwagen.

schalung durchdringen und parallel zur Tunnelachse liegen. Da diese Rohre fest mit dem Betonierwagen verbunden sind, wird durch dessen Vorwärts- und Rückwärtsverfahren mittels Lokomotive erreicht, daß der Beton auf die ganze Länge des Betonierabschnittes immer gleichmäßig hoch eingefüllt wird. Anfänglich werden vorne an den Rohren noch Schüttrinnen angebracht, durch die der Beton seitlich in die oberen Wandteile abfließt. Nach Anfüllung bis zur Höhe der inneren Schalungsleibung werden die Rinnen entfernt und der Beton fließt unmittelbar aus den Pumpenrohren aus. Durch besondere Ausgestaltung dieser Rohre und gute Befestigung der Bewehrungsseisen wird deren Verschiebung verhindert. Für die Betonierung eines vollen Ringes von etwa 20 m Länge werden einschließlich Schalungsombau etwa vier Tage benötigt; davon entfallen auf die reine Betonierarbeit etwa 16—22 Stunden.

Nun noch einiges über den eigentlichen Damm und das zur An-

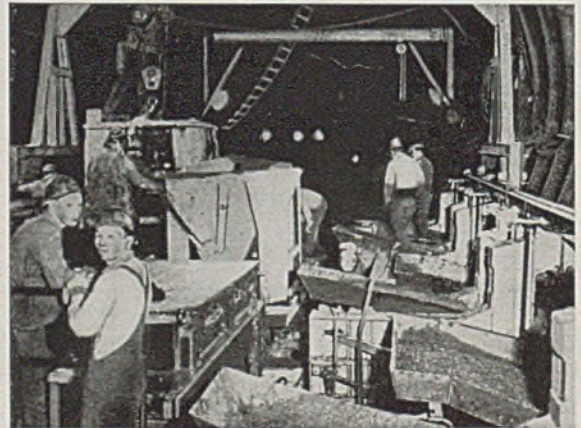


Abb. 8. Betonieren der Tunnelsohle.

wendung kommende Spülverfahren. Zunächst ist zu bemerken, daß entgegen allen Zweifeln an der Leistungsfähigkeit der Geräte und an der Möglichkeit, auf so weite Strecken und große Höhen derartige Massen zu spülen, sich die Anlage bestens bewährt. Allein in den an den Hauptdamm anschließenden Deich wurden in zwei Monaten von einem Aggregat rund 1,5 Mill. m^3 Material befördert bei einer zu überwindenden Höhe von 60 m. Dabei ist besonders bemerkenswert, daß der für diesen Deich eingesetzte Bagger die gleichen Leistungen erzielt wie die andern drei Einheiten beim Bau des Hauptdamms, wo die zu überwindenden Höhen einstuweilen noch wesentlich geringer sind. Die Geschwindigkeit des Pumpgutes in den Leitungen ist 6,8—7,5 m/sec, der mittlere Stromverbrauch 7 kWh/ m^3 .

Jeder der Spülbagger besitzt zwei 28"-Pumpen mit je 2500 PS und einen 22,5 m langen Ausleger mit einem Schneidkopf von 2,10 m \varnothing , der durch einen 500-PS-Motor angetrieben wird (s. Abb. 9). Weiterhin sind dann in die Druckleitung noch zwei ebenso große Pumpen eingeschaltet, und zwar schwimmend montiert etwa in der halben Entfernung zwischen Bagger und Damm und schließlich an Land noch eine 28"-Pumpe, die auf einem Wagen fahrbar angeordnet ist. Da für jede Pumpe eine Reserve vorhanden ist, besteht die gesamte Aus-

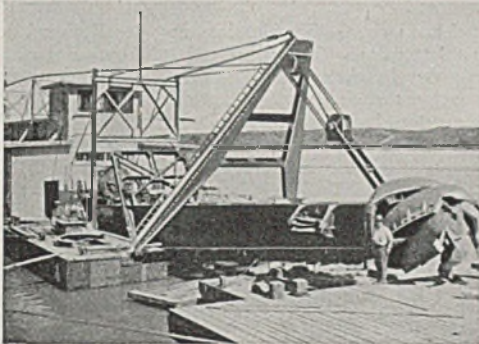


Abb. 9. Schneidkopf.

rüstung für alle vier Aggregate aus 40 solcher Pumpen. Die Leitung setzt sich durchweg aus Flanschenröhren zusammen, die, soweit sie schwimmend auf Pontons liegen, mit beweglichen Gelenken ausgerüstet sind und an Land auf besonderen Gerüsten liegen und starre Verbindungen besitzen. Sämtliche Pontons und die ganze sonstige Ausrüstung an Wasserfahrzeugen wurden auf der an der Baustelle eingerichteten Werft erbaut.

Die erforderlichen 76 Mill. m³ werden in fünf Jahresabschnitten eingebracht sein. Als mittlere Stundenleistung je Bagger wurden 1935 etwa 1225 m³ und im laufenden Jahr bis jetzt 1320 m³ erreicht. Die Förderweite schwankt zwischen 2400 und 3800 m. Die üblichen Anfangsschwierigkeiten und mehrere Leitungsbrüche haben zu verschiedenen zusätzlichen Sicherheitsvorrichtungen und zur Anpassung des Vakuums an die jeweils gebaggerte Bodenart geführt, wodurch allmählich die Betriebsstörungen vermindert und die Leistungen bedeutend gesteigert werden konnten. (Nach: Engng. News Rec. 117 (1936) S. 105, 188, 238, 295 u. Civ. Engng. 6 (1936) S. 659.)

Dr.-Ing. Kurt Pfletschinger, Berlin.

Verstärkung einer 52 m hohen Gewölbereihenstaumauer in USA.

Der Lake Pleasant Dam, eine der höchsten Gewölbereihenstaumauern des amerikanischen Westens (s. Bauing. 10 (1929) S. 50/51), erwies sich bez. der Pfeilerdurchbildung als zu schwach, so daß die ursprünglich vorgesehene Stauhöhe um 12 m reduziert werden mußte. Um diesen Übelstand zu beseitigen, wurde ein umfangreiches Verstärkungsprogramm durchgeführt, über das der mit den Arbeiten betraute Chefindgenieur W. W. Lane (Eng. News Rec. 116(1936) S. 867--870) eingehend berichtet.

Der Lake Pleasant Dam ist in der von Noetzi vorgeschlagenen Hohl Pfeilerbauweise durchgebildet worden, die die Anwendung verhältnismäßig großer Pfeilerabstände gestattet (Abb. 1). Hierdurch wird aber

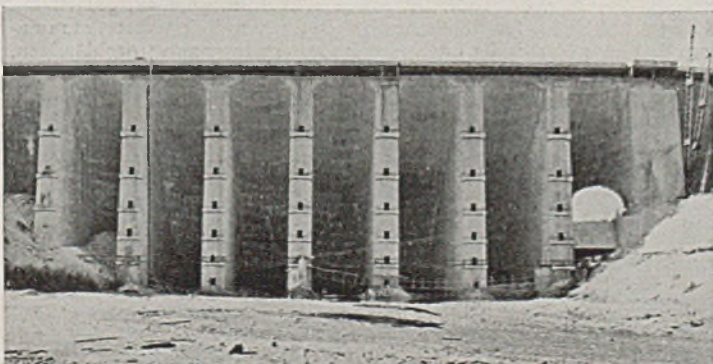


Abb. 1. Lake Pleasant-Staumauer.

andererseits der auf die Pfeiler entfallende Wasserdruck wesentlich vergrößert, so daß besondere Maßnahmen erforderlich werden, um unzulässig hohe Längszugspannungen an der Wasserseite zu vermeiden. Die in Abb. 2 wiedergegebenen Pfeiler waren den auftretenden Beanspru-

chungen nicht gewachsen; insbesondere hätte man eine größere luftseitige Neigung vorsehen müssen und nach der Mauerkrone die Querschnittszusammenziehung nicht so weit treiben dürfen, wie es Abb. 2 zeigt.

Da an den Profilabmessungen nichts mehr zu ändern war, mußten die notwendigen Verstärkungen in der Dickenrichtung erfolgen, was bei

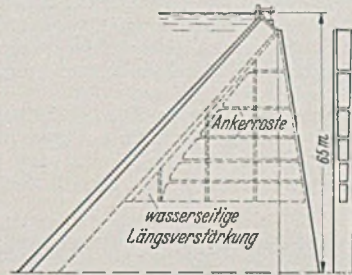


Abb. 2. Pfeiler der Lake Pleasant-Staumauer.

der hohlen Pfeilerform auch verhältnismäßig leicht möglich war. Die besonders gefährdeten Pfeiler in Talmitte, die teilweise über 70 m hoch waren, wurden zunächst bis auf eine Höhe von 50 m unter höchstem Stau ausbetoniert, wobei selbstverständlich auf eine gute Verbindung zwischen altem und neuem Beton größte Sorgfalt verwendet wurde. Nach dieser Vorsichtsmaßnahme ging man an die eigentliche Verstärkung heran, indem man unterhalb der wasserseitigen Abdeckplatte eine sich nach oben verjüngende Eisenbetonverstärkung anordnete (Abb. 3). Um einen guten Verbund zu sichern, wurde der alte Beton in Flächen von

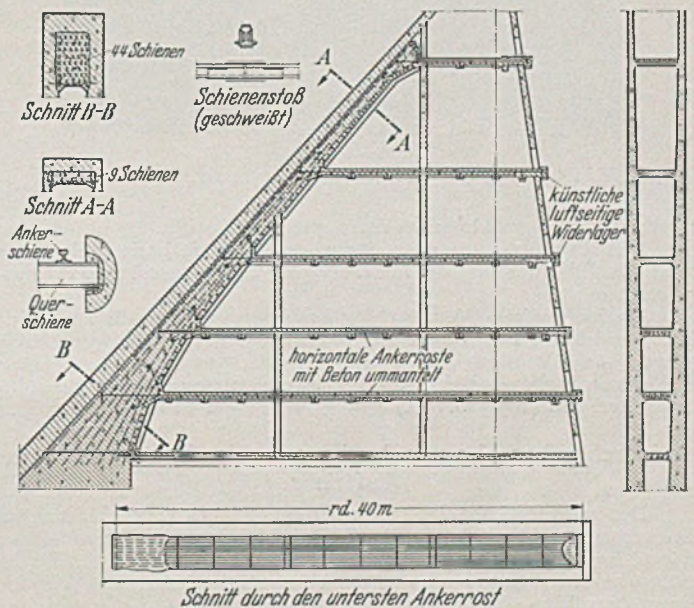


Abb. 3. Verstärkung der Lake Pleasant-Staumauer.

25 cm ins Quadrat 5 cm tief ausgehauen. Außerdem legte man Dübel aus 40 mm Quadrateisen ein, die in Abständen von 30--60 cm (nach oben abnehmend) über den Querschnitt verteilt wurden. In gleichen Abständen verlegte man quadratische Quereisen von 30 mm zur Sicherung des Verbundes mit der Abdeckplatte. Die Längsbewehrung be-

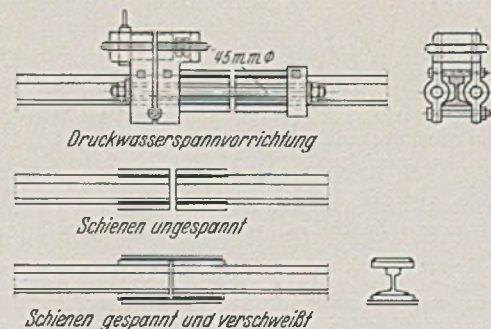


Abb. 4. Vorspannung der Ankerschienen in den Ankerrosten.

stand aus schweren Schienen, die von 44 an der Sohle allmählich auf 9 an der Krone vermindert wurden.

Durch die wasserseitige Längsverstärkung mit der schweren Schienenbewehrung sollte die notwendige Sicherheit gegen die wasser-

seitig auftretenden Längszugspannungen gewährleistet werden. Darüber hinaus war aber auch noch die monolithische Wirkung in den Pfeilerscheiben zu sichern, zumal diese durch die anfängliche Überbelastung geschwächt war. Da in vertikaler Richtung im Hinblick auf die große Wasserauflast nichts zu befürchten war, mußte in erster Linie in horizontaler Richtung etwas geschehen. Zu diesem Zwecke verankerte man die neu eingebrachte Längsverstärkung in horizontalen Ebenen durch schwere Schienen mit künstlich geschaffenen luftseitigen Widerlagern. Gemäß Abb. 3 wurden sechs Anker Ebenen übereinander angeordnet, in denen 13 bis 7 Schienen, nach oben abnehmend, die Verankerung bildeten.

Um die notwendige Zusammenpressung der Pfeilerscheiben zu erzielen, wurden die Ankerschienen zu gleicher Zeit auf hydraulischem Wege unter Vorspannung gesetzt und in diesem Zustande mit entsprechenden Querschienen in Längsverstärkung und künstlichen Wider-

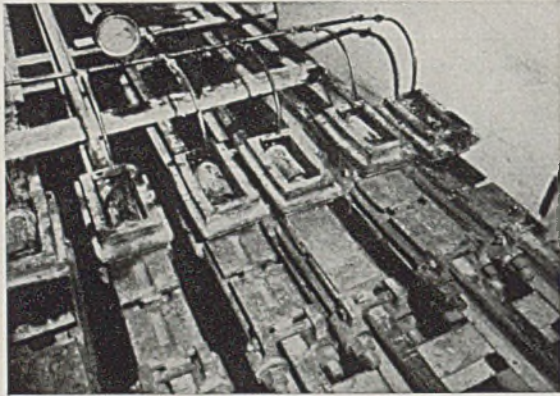


Abb. 5. Blick auf die Druckwasser-Spannvorrichtung.

lagern zu einem geschlossenen Ankerrost verschweißt. Durch Ablassen des Druckwassers konnte dann der ganze Pfeiler in horizontaler Richtung allmählich unter die der Ankervorspannung entsprechende Pressung gesetzt werden.

Die hydraulische Vorspannung der Ankerschienen, die aus Abb. 4 und 5 ersichtlich ist, erfolgte im wesentlichen nach dem Spannschloßprinzip. In den künstlichen Eisenbetonwiderlagern wurden die Eisen parabolisch verlegt, um die Seillinienwirkung auszunutzen. (Nach Eng. News Rec. 116 (1936) S. 877.)
Tölke, Karlsruhe.

Einfache Versuche zur Bestimmung des hydrostatischen Auftriebs.

Der hydrostatische Auftrieb setzt bekanntlich den Sohldruck von Bauwerken herab, sofern die Gründungssohle unter dem freien Wasserspiegel liegt. Terzaghi beschreibt einfache Versuche zur Bestimmung des Reduktionsfaktors x , der bei der Berechnung des Auftriebs einzuführen ist. — In der Oberfläche AB einer Tonschicht unter einem Wehr (Abb. 1) beträgt der hydrostatische Auftrieb $\frac{1}{2} \cdot (h_1 + h_2) \cdot F \cdot s_0 \cdot x$, wenn s_0 das Einheitsgewicht des Wassers ist. Er beeinflusst wesentlich den Reibungswiderstand gegen Rutschen in der Fuge AB . Für $x = 1$ kann der Normaldruck in der Fuge kleiner werden als die Hälfte des Betrages für $x = 0$. — Bei einer Schwerkraftsmauer erfolgt Sickerströmung zur Unterwasserseite und dort Verdunstung. Entsprechend der Änderung des Auftriebs für $x = 1$ und $x = 0$ ergeben sich für den Sohldruck stark voneinander abweichende Belastungsdiagramme¹. Die große Bedeutung des Reduktionsfaktors x geht hieraus hervor. Seine Bestimmung erfolgt durch verschiedene Methoden: Beim Schwimmversuch läßt man den Wasserspiegel in einem Behälter, dessen Boden mit Sand bedeckt ist, solange ansteigen, bis ein auf den Sand in das Wasser hingestellter Zylinder mit G Grundfläche F und Gewicht G zu schwimmen beginnt. In diesem Augenblick sei der Wasserstand bezogen auf Oberkante Sandschicht = H . Dann ist der hydrostatische Auftrieb $F \cdot H \cdot s_0 \cdot x$ gleich dem Gewicht G und $x = \frac{G}{F \cdot H \cdot s_0}$. Nach dieser Methode wurde x zu angenähert gleich 1 gefunden. Die Methode ist aber nicht anwendbar bei Material mit einiger Kohäsion, wie plastischer Ton oder Beton. In diesen Fällen wird anders vorgegangen: Beim Kompressionsversuch (Abb. 2) wird x gefunden aus der Zusammendrückung einer Tonschicht unter dem Einfluß einer Belastungssteigerung. Die Tonschicht T wird unter Zwischenschaltung eines Filters belastet durch das gelochte Rohr mit dem Gewicht G . Bei Anwachsen

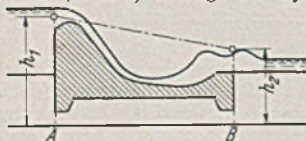


Abb. 1.

der Belastung des Tones von $q_1 + \frac{G_1}{F}$ auf $q_2 = \frac{G_2}{F}$ nimmt die Schichtdicke um Δd ab, wenn der Wasserspiegel im Behälter C in Höhe von Unterkante Auflast stehen bleibt. Wird derselbe Druckzuwachs von q_1 auf q_2 nur durch Heben des Wasserstandes erzielt, bis $h \cdot s_0$ gleich $q_2 - q_1$ geworden ist, dann ist die Abnahme der Schichtstärke Δd_1 kleiner, als oben Δd , da der Wasserdruck nur auf die Differenz $F \cdot (1 - x)$ zwischen Gesamtfläche und wirksamer Fläche $x \cdot F$ wirkt. Es ist dann $\Delta d_1 = \Delta d \cdot \frac{(q_2 - q_1) (1 - x)}{q_2 - q_1}$ und $x = 1 - \frac{\Delta d_1}{\Delta d}$. Terzaghi fand den Wert x mit nahezu = 1. — Zur Bestimmung des Reduktionsfaktors für Beton wurden besondere Versuche durchgeführt: Bei der einen Versuchsreihe war der in einen wassergefüllten Behälter gestellte Betonkörper trocken und mit einer wasserdichten Hülle umgeben. Bei Druckerhöhung bis zu dem hydrostatischen Druck von 200 kg/cm² wuchs die axiale Zusammendrückung des Betonkörpers auf 0,5 mm. Bei der zweiten Versuchsreihe blieb die Hülle fort, so daß die Porenflüssigkeit des Betons mit der übrigen Flüssigkeit kommunizierte. Eine axiale Zusammendrückung des Betonkörpers bei Drucksteigerung war hier nicht meßbar. Die gesamten Versuche zeigen, daß die Zusammendrückung des Versuchsmaterials ausschließlich von der Differenz zwischen dem Gesamtdruck und dem hydrostatischen Druck in der Porenflüssigkeit abhängt. Ein Ansteigen des Druckes n_w in der Flüssigkeit ruft ein gleich starkes Ansteigen des Druckes im festen Teil des Versuchsmaterials hervor. Dieser Druck wird der „Neutrale“ Druck genannt. — Beim Expansionversuch wird der wirksame Teil x der Berührungsfläche zwischen plastischem Ton und der glatten Unterfläche eines Messingkolbens bestimmt (Abb. 3). Zwischen der Stärke d der Tonschicht und der Steigerung der Belastung von 0 bis q_0 mit folgender Entlastung über q_1 und q_2 nach 0 besteht der im Prinzip bekannte Zusammenhang. Dem Druckabfall $q_1 - q_2$ entspricht die Ausdehnung Δd . Der Wasserspiegel im Standrohr wurde in Höhe des Kolbenbodens gehalten. In einer zweiten Versuchsreihe wurde in gleicher Weise bis q_0 belastet und wieder auf q_1 entlastet, dann wurde das Gewicht des Kolbens konstant gehalten auf $G = G_1$ und der Wasserstand im Standrohr solange erhöht, bis die Bedingung $h \cdot s_0 = q_1 - q_2$ oder $F \cdot h \cdot s_0 = G_1 - G_2$ erfüllt war. Für $x = 1$ dürfte zwischen der Ausdehnung der Tonprobe bei Verminderung des Kolbengewichts von G_1 auf G_2 oder bei der beschriebenen Auftriebswirkung kein Unterschied bestehen. In Wirklichkeit ist x kleiner als 1. Man erhält $x = \frac{\Delta d_1}{\Delta d}$. Für einen sehr fetten Ton wurde $x = 0,95$ gefunden. — Durch den Bruchversuch wird der Einfluß des hydrostatischen Druckes n_w im Porenwasser von Ton oder Beton auf die

der Belastung des Tones von $q_1 + \frac{G_1}{F}$ auf $q_2 = \frac{G_2}{F}$ nimmt die Schichtdicke um Δd ab, wenn der Wasserspiegel im Behälter C in Höhe von Unterkante Auflast stehen bleibt. Wird derselbe Druckzuwachs von q_1 auf q_2 nur durch Heben des Wasserstandes erzielt, bis $h \cdot s_0$ gleich $q_2 - q_1$ geworden ist, dann ist die Abnahme der Schichtstärke Δd_1 kleiner, als oben Δd , da der Wasserdruck nur auf die Differenz $F \cdot (1 - x)$ zwischen Gesamtfläche und wirksamer Fläche $x \cdot F$ wirkt. Es ist dann $\Delta d_1 = \Delta d \cdot \frac{(q_2 - q_1) (1 - x)}{q_2 - q_1}$ und $x = 1 - \frac{\Delta d_1}{\Delta d}$. Terzaghi fand den Wert x mit nahezu = 1. — Zur Bestimmung des Reduktionsfaktors für Beton wurden besondere Versuche durchgeführt: Bei der einen Versuchsreihe war der in einen wassergefüllten Behälter gestellte Betonkörper trocken und mit einer wasserdichten Hülle umgeben. Bei Druckerhöhung bis zu dem hydrostatischen Druck von 200 kg/cm² wuchs die axiale Zusammendrückung des Betonkörpers auf 0,5 mm. Bei der zweiten Versuchsreihe blieb die Hülle fort, so daß die Porenflüssigkeit des Betons mit der übrigen Flüssigkeit kommunizierte. Eine axiale Zusammendrückung des Betonkörpers bei Drucksteigerung war hier nicht meßbar. Die gesamten Versuche zeigen, daß die Zusammendrückung des Versuchsmaterials ausschließlich von der Differenz zwischen dem Gesamtdruck und dem hydrostatischen Druck in der Porenflüssigkeit abhängt. Ein Ansteigen des Druckes n_w in der Flüssigkeit ruft ein gleich starkes Ansteigen des Druckes im festen Teil des Versuchsmaterials hervor. Dieser Druck wird der „Neutrale“ Druck genannt. — Beim Expansionversuch wird der wirksame Teil x der Berührungsfläche zwischen plastischem Ton und der glatten Unterfläche eines Messingkolbens bestimmt (Abb. 3). Zwischen der Stärke d der Tonschicht und der Steigerung der Belastung von 0 bis q_0 mit folgender Entlastung über q_1 und q_2 nach 0 besteht der im Prinzip bekannte Zusammenhang. Dem Druckabfall $q_1 - q_2$ entspricht die Ausdehnung Δd . Der Wasserspiegel im Standrohr wurde in Höhe des Kolbenbodens gehalten. In einer zweiten Versuchsreihe wurde in gleicher Weise bis q_0 belastet und wieder auf q_1 entlastet, dann wurde das Gewicht des Kolbens konstant gehalten auf $G = G_1$ und der Wasserstand im Standrohr solange erhöht, bis die Bedingung $h \cdot s_0 = q_1 - q_2$ oder $F \cdot h \cdot s_0 = G_1 - G_2$ erfüllt war. Für $x = 1$ dürfte zwischen der Ausdehnung der Tonprobe bei Verminderung des Kolbengewichts von G_1 auf G_2 oder bei der beschriebenen Auftriebswirkung kein Unterschied bestehen. In Wirklichkeit ist x kleiner als 1. Man erhält $x = \frac{\Delta d_1}{\Delta d}$. Für einen sehr fetten Ton wurde $x = 0,95$ gefunden. — Durch den Bruchversuch wird der Einfluß des hydrostatischen Druckes n_w im Porenwasser von Ton oder Beton auf die

Scherfestigkeit ermittelt. Die Scherfestigkeit des Wassers ist unter beliebigem Druck gleich Null. In einem kohäsiven, porösen, gesättigten Material durchschneidet die Scherfläche zu einem Teil Wasser, zum anderen Teil feste Masse. Ist der Druck im Porenwasser zu vernachlässigen, so beträgt der Scherwiderstand $t = c + n \cdot tg \varphi$; hierin ist c der Scherwiderstand beim Druck Null und $tg \varphi$ die Ziffer der inneren Reibung. Steht aber das Porenwasser unter dem meßbaren Druck n_w , so ruft der Teil $x \cdot n_w$ des Normaldruckes n' keine Reibung hervor, weil er durch den Druck im Wasser aufgenommen wird. Es ist dann $t = c + (n' - x \cdot n_w) \cdot tg \varphi$. Bei axial gedrückten Probekörpern erfolgt der Scherbruch unter einem Winkel ϵ gleich ungefähr $45^\circ - \frac{0,9\varphi}{2}$ gegen die Krafrichtung dem (Abb. 4). Im Augenblick des Bruches ist die Scherkraft $q \cdot \cos \epsilon$ gleich Scherwiderstand $q \cdot \sin \epsilon \cdot tg \varphi + t \cdot \frac{1}{\sin \epsilon}$ oder $q = \frac{t}{\sin \epsilon (\cos \epsilon - \sin \epsilon \cdot tg \varphi)}$ oder $q = A\varphi \cdot t$ (für denselben Boden: $A\varphi = \text{const}$). Hieraus folgt $q = A\varphi \cdot [c + (n' - x \cdot n_w) \cdot tg \varphi]$. Es gibt zwei Versuchsmethoden mit Anbringung einer Axialkraft q und eines allseitigen Druckes n . Bei der einen wird die Probe durch eine wasserdichte Hülle mit Entlastungsöffnung für Überdruckwasser umgeben (dreiaxige Kompressionsversuche an entwässerten Proben). Hier ist der hydrostatische Druck n_w für beliebige Werte n praktisch gleich Null und es ist $q = A\varphi \cdot (c + n \cdot tg \varphi)$, woraus φ gefunden wird. Bei nicht entwässerten, gesättigten Proben ruft der allseitige Druck n einen gleich starken hydrostatischen Druck im Porenwasser hervor, der Scherwiderstand wird dann $t = c + (n'$

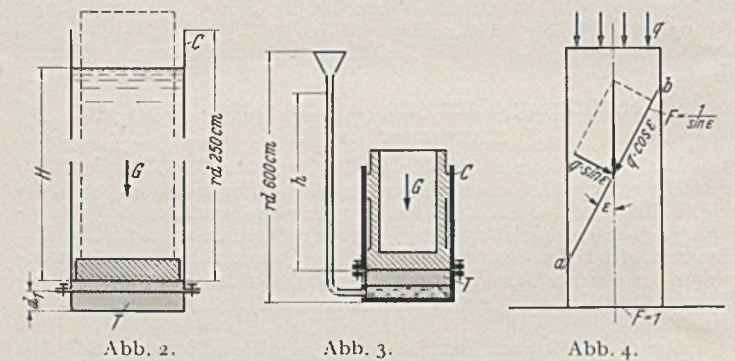


Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Scherfestigkeit ermittelt. Die Scherfestigkeit des Wassers ist unter beliebigem Druck gleich Null. In einem kohäsiven, porösen, gesättigten Material durchschneidet die Scherfläche zu einem Teil Wasser, zum anderen Teil feste Masse. Ist der Druck im Porenwasser zu vernachlässigen, so beträgt der Scherwiderstand $t = c + n \cdot tg \varphi$; hierin ist c der Scherwiderstand beim Druck Null und $tg \varphi$ die Ziffer der inneren Reibung. Steht aber das Porenwasser unter dem meßbaren Druck n_w , so ruft der Teil $x \cdot n_w$ des Normaldruckes n' keine Reibung hervor, weil er durch den Druck im Wasser aufgenommen wird. Es ist dann $t = c + (n' - x \cdot n_w) \cdot tg \varphi$. Bei axial gedrückten Probekörpern erfolgt der Scherbruch unter einem Winkel ϵ gleich ungefähr $45^\circ - \frac{0,9\varphi}{2}$ gegen die Krafrichtung dem (Abb. 4). Im Augenblick des Bruches ist die Scherkraft $q \cdot \cos \epsilon$ gleich Scherwiderstand $q \cdot \sin \epsilon \cdot tg \varphi + t \cdot \frac{1}{\sin \epsilon}$ oder $q = \frac{t}{\sin \epsilon (\cos \epsilon - \sin \epsilon \cdot tg \varphi)}$ oder $q = A\varphi \cdot t$ (für denselben Boden: $A\varphi = \text{const}$). Hieraus folgt $q = A\varphi \cdot [c + (n' - x \cdot n_w) \cdot tg \varphi]$. Es gibt zwei Versuchsmethoden mit Anbringung einer Axialkraft q und eines allseitigen Druckes n . Bei der einen wird die Probe durch eine wasserdichte Hülle mit Entlastungsöffnung für Überdruckwasser umgeben (dreiaxige Kompressionsversuche an entwässerten Proben). Hier ist der hydrostatische Druck n_w für beliebige Werte n praktisch gleich Null und es ist $q = A\varphi \cdot (c + n \cdot tg \varphi)$, woraus φ gefunden wird. Bei nicht entwässerten, gesättigten Proben ruft der allseitige Druck n einen gleich starken hydrostatischen Druck im Porenwasser hervor, der Scherwiderstand wird dann $t = c + (n'$

¹ Genauere Ausführungen hierüber durch Terzaghi, s. Bautechn. 12 (1934) S. 589.

— $x \cdot n_w$) $\cdot \operatorname{tg} \varphi$ oder $t = c + n(1 - x) \cdot \operatorname{tg} \varphi$. Der für einen Bruch benötigte Axialdruck ist dann $q = A \varphi [c + n(1 - x) \cdot \operatorname{tg} \varphi]$; hieraus ist x zu berechnen. Für Beton wurde gefunden: $\varphi = 34^\circ$, $\operatorname{tg} \varphi = 0,675$ und $A \varphi = 5$. Terzaghi fand bei Versuchen an nicht entwässerten Proben (20 cm \times 7 cm \varnothing), daß ein Anwachsen des Druckes n von 0 auf 400 kg/cm² praktisch kein Anwachsen der erforderlichen Bruchlast hervorrief. Für entwässerte Proben ergibt sich das Anwachsen der Bruchlast durch Einsetzen der Zahlen in die entsprechende Gleichung: $\Delta q = (q_n = 400) - (q_n = 0) = 5 \cdot [c + 0,675 \cdot 400] - 5 \cdot c = 1350$ kg/cm². Diesem Wert steht bei nicht entwässerten Proben ein zu vernachlässigender Betrag gegenüber. Daraus folgt, daß x nahezu gleich 1 war. Auch für plastischen Ton wurde x mit ungefähr gleich 1 gefunden. Der hydrostatische Auftrieb ist also in diesem Material beinahe so wirksam, wie in Sand. — Die mit Beton und Ton angestellten Versuche ergaben, daß der

Reibungswiderstand, der durch den „neutralen“ Druck hervorgerufen wird, zu vernachlässigen ist ohne Rücksicht auf den Wert der Scherziffer $\operatorname{tg} \varphi$. Der hohe Wert von x wird dadurch erklärt, daß die Zusammendrückungsfähigkeit des Wassers bzw. der festen Bestandteile an sich sehr gering ist im Vergleich zu der Zusammendrückungsfähigkeit des Gesamtsystems. Eine Zusammendrückung ist zum größten Teil auf die Verkleinerung des Porenraumes verbunden mit einer Deformation und gegenseitiger Verschiebung der festen Teilchen zurückzuführen. Wirkt der Druck mit gleicher Stärke in der festen und der flüssigen Phase, so ist nach obigem die Zusammendrückung und die damit verbundenen Erscheinungen sowie das Anwachsen des Scherwiderstandes zu vernachlässigen. (Nach Engng. News-Rec., 116 (1936) S. 872.)

Dr.-Ing. H. Petermann, Hannover.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Ilkow, Arnold: Material- und Zeitaufwand bei Bauarbeiten. 4. Aufl. Wien: Julius Springer 1936. IV, 100 S. 14 \times 20,8 cm. Preis geh. RM 4,80.

Das kleine, handliche Büchlein gibt in übersichtlichen Tabellen die Unterlagen für Kostenberechnungen im Hochbau. Wo eigene Erfahrungswerte nicht zur Verfügung stehen, kann es eine gute Hilfe bieten. Die Kenntnis des Gesamtaufbaues einer Kalkulation wird dabei allerdings vorausgesetzt; das gilt besonders hinsichtlich der Ermittlung der Unkostenzuschläge. Die vom Verfasser dafür angegebenen Durchschnittswerte (45% auf Löhne, 10% auf Baustoffe, 10% für Risiko und Gewinn) können — wie der Verfasser selbst bemerkt — nicht für alle Fälle und für alle Betriebe als gültig angenommen werden.

Prof. H. Simons, Hannover.

Reichsgemeinschaft der technisch-wissenschaftlichen Arbeit: Verdeutschung technischer Fremdwörter. 4. Aufl. Berlin: VDI-Verlag 1936. 29 S. DIN A 5. Preis geh. RM 0,10.

Das von der RTA herausgegebene Verzeichnis fremder Fachwörter enthält in der jetzt erschienenen 4. Ausgabe über 1000 Fremdwörter, die für den technischen Gebrauch verdeutsch worden sind. Der Mehrdeutigkeit vieler Fremdwörter entsprechend sind meist mehrere Verdeutschungen angeregt.

Der Arbeit des Verdeutschungsausschusses in der RTA ist ein durchgreifender Erfolg zu wünschen, weshalb alle unsere Leser auf die neue Liste besonders hingewiesen seien. Jeder einzelne sollte zur Erreichung des Zieles im allgemeinen beitragen, auch wenn er sich nicht mit allen Vorschlägen einverstanden erklären kann.

Schleicher.

Mittasch, W.: Brückenbau in Eisenbeton. Bibliothek der gesamten Technik Nr. 427. Mit 178 Abb. Leipzig: M. Jänicke. 1936. 77 S. 14,5 \times 21 cm. Preis geh. RM 2,80.

Das Büchlein sucht jungen Ingenieuren, welche eine technische Lehranstalt für Tiefbau verlassen, mit den konstruktiven Einzelheiten im Eisenbetonbrückenbau bekannt zu machen, verzichtet also von vornherein in seiner Anlage auf die Erörterung der Probleme der Statik und der allgemeinen Entwurfsaufstellung. Es wird vielmehr die Ausbildung der verschiedenen Brückenglieder wie Tragwerkquerschnitt, Fahrbanne, Geländer usw. an Hand von Beispielen klar gemacht, die bis zur neuesten Zeit den verschiedensten Zeitschriften und Bauausführungen entnommen sind. Wo es irgend ging, sind die Quellen angegeben, in den Skizzen Eiseneinlagen und Abmessungen eingetragen. Das Werk bildet daher und durch seine hübsche Zusammenstellung bei der gegenwärtigen regen Bautätigkeit für Studierende und Anfänger eine Hilfe. Es ist geeignet, in die bauliche Gestaltung des Details einzuführen und zu vertieften Arbeiten anzuregen. Andererseits fehlen Hinweise auf eine den Eigenheiten des Baustoffs Eisenbeton angepaßte, also artgemäße Formgebung, auf die notwendige Arbeitsvereinfachung am Bauplatz durch Zusammendrängung der Querschnitte, erleichtertes Eiseneinlegen, geringe Schalarbeit, Anwendung von Platten an Stelle von Balken usw., auf neuzeitliche Ausbildung der Geländer (starke horizontale Leisten statt Vertikalstäbe in Rücksicht auf vorbeistreichende Kraftwagen) usw. Die Auswahl der beigegebenen Fotos ist unbefriedigend. Künstlerisch weit wertvollere Beispiele stehen im In- und Ausland zur Verfügung. Auch der junge Ingenieur erwartet vergleichende Richtlinien. Üble Bauwerke in Eisenbeton haben wir übergenug.

Prof. W. Neuffer, Dresden.

Boerner, Franz: Statische Tabellen. Amtliche Vorschriften, Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung von Berechnungen von Baukonstruktionen. Mit 510 Textabbildungen. 11. Aufl. Berlin: Wilhelm Ernst u. Sohn 1936. 420 S. 15 \times 21. Preis geh. RM 9,—; geb. RM 10,—.

Bereits 2 Jahre nach der zehnten, im Jahre 1934 erschienenen wird die elfte Auflage des bekannten Taschenbuches herausgegeben. Es war damit die Gelegenheit gegeben, die inzwischen erfolgten Änderungen und

Erweiterungen wichtiger amtlicher Bestimmungen und Vorschriften aufzunehmen. Hierzu gehören u. a.:

Erlaß vom 25. 8. 1934 betr. Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten;

Erlaß vom 30. 8. 1934 betr. Belastungsannahmen im Hochbau;

Erlaß vom 30. 8. 1934 betr. Vorschriften für die zulässige Belastung des Baugrundes im Hochbau;

Erlaß vom 19. 9. 1934 betr. Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau;

Erlaß vom 16. 12. 1935 betr. Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau (mehrteilige Druckstäbe);

Der neue „Boerner“ wird sich wieder als ein wertvolles Hilfsmittel für den praktisch tätigen Ingenieur und den Studierenden bewähren. Mehmel, Berlin.

Vespermann: Technische Eigenschaften der natürlichen Gesteine und der Hochofenschlacke und ihre Bewertung für Straßenbauzwecke nach Forschungsergebnissen in verschiedenen Ländern. Mit vielen Tabellen. Berlin: Union Deutsche Verlagsgesellschaft 1936. 111 S. 23 \times 15,5 cm. Preis geh. RM 8,50.

Der Verfasser behandelt in seinem Buch die Prüfverfahren natürlicher und künstlicher Gesteine der einzelnen Staaten und stellt fest, daß die ausländischen Prüfmethoden nicht ohne weiteres auf Deutschland anwendbar seien. Er faßt dann die Prüfungsergebnisse zusammen und regt an, eine Zentralstelle in Deutschland einzurichten, die zuverlässige Vergleichswerte der verschiedenen Gesteine sammelt. Das Ergebnis ihrer Arbeit wird ein absoluter Gütemaßstab unter Berücksichtigung des jeweiligen Verwendungszweckes, für die Eigenschaften eines Gesteins sein. In zwei besonderen Abschnitten werden dann die allgemeinen und technischen Eigenschaften der Hart- und Weichgesteine behandelt. Dabei findet die Behandlung der Hochofenschlacke für den Straßenbau ganz besonders ausführliche Berücksichtigung. Der Verfasser versteht in übersichtlicher und knapper Form dem Leser seines Buches einen Überblick über die an Steinmaterialien für Straßenbau zu stellenden Forderungen bezüglich Güte und Eignung zu geben. Dieses Buch trägt dazu bei, die wissenschaftliche Grundlage des Straßenbaues zu vervollständigen. Weiter gibt der Verfasser einen kurzen Abriss der petrographischen Eigenschaften der Straßenbaugesteine, den die in der Praxis stehenden Straßenbauingenieure als Nachschlagewerk gern zur Hand nehmen werden. Es wäre daher sehr wünschenswert, wenn dieses Buch einen großen Kreis von Lesern finden würde.

Bilfinger, Berlin.

Hebberling, H.: Das Wichtigste vom Korrosionsschutz. Mit 18 Abb. München: G. D. Callwey 1936. 45 S. und 5 doppelseitige Tafeln. 12,5 \times 20 cm. Preis kart. RM 2,—.

Von dem Inhalt seien genannt: Konstruktive Schutzmaßnahmen zur Korrosionsverhütung, die vorbereitenden Maßnahmen wie Entrostung usw., die Auswahl der Schutzstoffe nach ihrer Wirtschaftlichkeit und die Schutzanstriche selbst nach Art und Eigenschaften, und zwar sowohl die auf Holz, Zement und Beton, die auf Eisen, ferner die Bitumenanstriche. Auch die Frage ob heimische oder ausländische Werkstoffe wird besprochen. Die wichtigsten Tatsachen und Erkenntnisse sind in Merksätzen zusammengefaßt.

Die Schrift, welche unter Vermeidung alles theoretischen Ballastes ausschließlich auf die Bedürfnisse der Praxis zugeschnitten ist, ist geeignet, dem Bauingenieur eine Übersicht über das wichtigste Gebiet der praktischen Bekämpfung der durch atmosphärische Einflüsse entstehenden Baustoffschäden zu vermitteln. In zahlreichen Schrifttumsangaben weist sie auch den Weg zur weiteren Vertiefung. Die Durchsicht des gut lesbaren Büchleins sei allen Bauingenieuren besonders empfohlen.

Schleicher, Hannover.

Betonstraßenbau. Belebung und Entwicklung durch den Bau der Reichsautobahnen. Schriftenreihe der „Straße“. Bearbeiter: Rud. Dittrich. Mit zahlr. Abb. Berlin: Volk und Reich Verlag 1936. 78 S. Preis RM 7,50. 33,5 × 30 cm.

Die ausgedehnte Anwendung von Betondecken für das Riesenwerk der Reichsautobahnen stellte die verantwortlichen Stellen vor eine Fülle schwieriger Fragen auf dem Gebiete des Betonstraßenbaues, die bei der Schnelligkeit des Baufortschritts in kürzester Zeit wenigstens vorläufig geregelt werden mußten. Bei der bis dahin verhältnismäßig geringen Verbreitung von Betonstraßen in Deutschland standen zunächst nur wenig Erfahrungen zur Verfügung.

Über die durch die Reichsautobahnen selbst und auf ihre Veranlassung geleistete umfassende und erfolgreiche Forschungsarbeit wird ein guter Überblick vermittelt durch das neueste Heft der Schriftenreihe, die die Zeitschrift „Die Straße“, das amtliche Blatt des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen vor kurzem herausgebracht hat. Die Bedeutung des hier behandelten Gegenstandes wird durch das Geleitwort unterstrichen, das der Herr Generalinspektor selbst dem Hefte vorausschickt.

Besonders wertvoll ist es, daß die Forscher und Praktiker, die der Reichsautobahn beratend und mitarbeitend zur Seite stehen, selbst über die von ihnen bearbeiteten Sondergebiete berichten (Dittrich, Haegermann, Schwiete, Graf, Stöcke, Grün, Hummel, Walz, Schaechterle, Leonhardt, Goerner, Casagrande, Raven, Petry, Kunde, Garbotz, Bechtel, von Rothe).

Eine als Anhang beigegebene umfangreiche Übersicht über das auf dem Gebiet des Betonstraßenbaues seit Anfang 1934 erschienene Schrifttum wird vielen Lesern erwünscht sein. Das Heft kann jedem der mit dem Straßenbau, insbesondere mit der Herstellung von Betondecken oder mit der Lieferung der hierfür gebrauchten Baustoffe oder Maschinen zu tun hat, als wertvoller Wegweiser über den heutigen Stand des Wissens bestens empfohlen werden. G a e d e, Hannover.

Karakassonis, G. P.: Die Bewegung der Schwerstoffe in flachgeneigten Rohren unter besonderer Berücksichtigung von Steinzeugrohren mit praktischen Anwendungen. Mit 30 Abb. u. 17 Bl. Kurven. München: R. Oldenbourg 1936. 26 S. DIN A 4. Preis geh. RM 4,80.

Die eifrige Hingabe, mit der Fragen der Rohrhydraulik in den letzten Jahren behandelt worden sind, hat uns hier eine Schrift geschenkt, für die wir dem Institut für Wasserbau an der Technischen Hochschule Berlin, Herrn Prof. Dr. A. L u d i n, sowie dem Verfasser dankbar sein müssen. Die zwei ersten Abschnitte enthalten eine gedrängte, aber sorgfältige Darstellung der Schwerstoffbewegung im Wasser und der Wasserbewegung in Rohren. Der Abschnitt III behandelt zuerst die bisherigen Anschauungen über die Schwerstoffbewegung in flachgeneigten Rohren, um dann in grundsätzlich neuartiger Weise die Bewegung des Sandes in geschlossenen Rohren zu behandeln. Auf Grund eigener Versuche mit Dränrohren werden die theoretischen Ableitungen nachgeprüft und die Bedeutung des „Auflockerungspunktes“ nachgewiesen. Wichtig ist ferner die Erkenntnis, daß es mit Hilfe der Ähnlichkeitsgesetze möglich ist, die gewonnenen Ergebnisse auch auf andere Rohrdurchmesser (z. B. Abwasserleitungen) zu übertragen und so an Versuchskosten und -zeit zu sparen. Die zahlreichen, durch die Versuche gewonnenen Schaubilder gestatten die Bestimmung der Fließzustände beim Entwurf von Dränungen, bei denen keine Ablagerung auf der Rohrsohle eintritt. Der letzte Abschnitt bringt einige praktische Anwendungen der Versuche über die Bemessung von Drän- und Abwasserleitungen.

Damit mag die Wichtigkeit dieser Schrift einigermaßen gekennzeichnet sein; der Reichtum ihres Inhaltes ist noch kaum angedeutet. Alles in allem bringt diese wahrhaft erfreuliche Schrift jedem Bauingenieur einen bedeutsamen Zuwachs an Einsichten und eine auf klare Versuchsergebnisse begründete Kenntnis der Vorgänge bei der Schwerstoffbewegung in Rohrleitungen. Die Schrift sei daher unseren Wasser- und Kulturingenieuren, den Wasserversorgungs- und Abwassertechnikern und all denen aufs beste empfohlen, die Rohrleitungsberechnungen auszuführen haben. M a r q u a r d t, München.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 50 vom 10. Dezember 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 11/65. T 44 858. André René Thibault, Montargis, Loiret, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bogenstätter, Pat.-Anw., München. Fahrbare Streuvorrichtung für körnige oder pulverförmige Stoffe, insbesondere für den Straßenbau. 24. I. 35. Frankreich 8. II. 34.
- Kl. 19 e, Gr. 1. K 134 515. J. Kemna, Maschinenfabrik und Eisen gießerei, Breslau. Walze, insbesondere zum Verdichten von Bodenmassen. 25. VI. 34.
- Kl. 20 a, Gr. 14. M 132 681. Maschinenfabrik Häsenlever Akt.-Ges., Düsseldorf. Förderbahn. 16. XI. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 37 540. Julius Pintsch Akt.-Ges., Berlin. Schaltanordnung für Übersicherung. 18. XII. 34.
- Kl. 37 e, Gr. 10/02. Z 22 162. Otto Zink, Hannover. Schalungshalter für Betonbauwerke. 17. XII. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 1/04. R 93 034. Werner Retzlaff, Döbeln i. S., und Friedrich Mieddelmann u. Sohn G. m. b. H., Wuppertal-Barmen. Wellenbrecher für Schwimmbecken. 4. IV. 35.
- Kl. 38 h, Gr. 4. A 75 104. Allgemeine Holzimprägnierung G. m. b. H., Berlin. Vorrichtung zum Einführen von durch Diffusion und Osmose in Holz verteilbaren, wasserlöslichen Schutzsalzen an wechselnder Feuchtigkeit ausgesetzten Holzbauten; Zus. z. Anm. A 74 298. 17. I. 35.
- Kl. 38 h, Gr. 4. N 34 907. Fritz Nitzsche, Karlsruhe i. B. Imprägnierungsbandage für Holzmasse. 20. II. 33.
- Kl. 68 c, Gr. 2. H 144 276. Rudolf Hassel, Fürstenwalde, Spree. Gehäuse für Luftschutzraumtüren. 10. VII. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 124. P 69 549. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Vorrichtung zum Umladen von Schüttgut aus Selbstentladungswagen auf ein Förderband. 11. VI. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 4/02. B 160 462. Louis Urbain Edgar Antonin Baticle, Paris; Vertr.: S. Goldberg, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schwerkheitsmauer mit Aussparungen für Talsperren. 8. IV. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 51 714. Ilseder Hütte, Peine, Hann. Aus Einzelteilen zusammengesetzte Spundwandbohle für Kastenspundwände. 19. II. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 3. P 72 107. Dr.-Ing. Erich Papproth, Berlin-Steglitz. Verfahren und Vorrichtung zum Absenken von Baukörpern ins Erdreich. 9. XI. 35.

- Kl. 84 d, Gr. 2. M 126 517. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Mit einem Bagger, Absetzer, Förderbrücke o. dgl. zusammenarbeitender Planumbagger. 16. II. 34.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. K 135 900. Erich Koschare, Leipzig. Frischwasserkläranlage. 12. XI. 34.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 51 vom 17. Dezember 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/20. T 42 810. Alfred Thiemann, Dortmund. Vieleckausbauschuh. 22. VII. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 171 206. Willy Braun, Essen-Brodeneu. Grubentempel. 27. IX. 35.
- Kl. 19 d, Gr. 3. Sch 104 355. Dr.-Ing. Gottwalt Schaper, Berlin-Lichterfelde. Fahrbahn für stählerne Straßenbrücken. 30. V. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 14/02. F 78 569. Julius Pintsch Akt.-Ges., Berlin. Signallaterne, insbesondere für Eisenbahnsignale. 28. I. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 39. D 68 084. Deutsche Werke Kiel Akt.-Ges., Kiel. Warnsignalanlage für Überwege an eingleisigen Eisenbahnen. 16. V. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 6. W 95 428. Fritz Werner, Zittau. Dachpappe oder Dichtungsbahn ohne Metalleinlage. 17. XI. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. F 78 516. Lisa Friedrichs, geb. Spähnle, Hamburg. Grünfuttersilo aus Holzbohlen. 5. XII. 34.
- Kl. 38 h, Gr. 2/01. G 88 569. Grubenholzimprägnierung G. m. b. H., Berlin. Holzkonservierungsmittel. 3. VIII. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 1/09. L 88 177. Carl H. Lundholm, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Bierreth, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren zur Herstellung von porösem Baumaterial. 29. V. 35. Schweden 21. I. u. 9. II. 35.
- Kl. 84 b, Gr. 1. A 69 694. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Einrichtung zur selbsttätigen Regelung des Antriebs von Umlaufverschlüssen bei elektrisch angetriebenen Anlagen des Eisenwasserbaus. 7. VI. 33.
- Kl. 85 c, Gr. 6/05. K 135 525. Dr.-Ing. Max Kusch, Berlin-Lichterfelde. Beheizter Schlammfaulraum. 6. X. 34.
- Kl. 85 e, Gr. 2. N 37 479. Dipl.-Ing. Georg Neidl, Berlin. Durch Schwimmer gesteuerte Druckluftförderanlage für Abwässer. 29. XI. 34.