

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 10. Oktober 1941

Heft 44

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Talsperrenbauten in Italien.

Von Dipl.-Ing. Tito Ognibeni, Mailand.

Die seit dem Jahre 1935 in Italien eingeleitete Bewegung zur Stärkung der Binnenwirtschaft hat den Ausbau der Wasserkräfte des Landes erheblich gefördert. Dadurch hat der Entwurf und der Bau von Staumauern einen neuen Aufschwung erfahren. Nach den Verordnungen der Obersten Baubehörde dürfen größere Talsperren, die höher sind als 24 bis 30 m, nur als Gewicht- und Bogenstaumauern ausgeführt werden. Die folgende Übersicht muß sich deshalb auch auf diese Bauweisen beschränken.

Unter den Schwergewichtsmauern verdient die Bauweise mit Hohlräumen eine besondere Behandlung. Der italienische Ingenieur Figari¹⁾ ist ihr Erfinder. Sein Gedanke war schon bei dem Entwurf²⁾ einer in Piemont für die Staatseisenbahn erbauten Staumauer verwertet worden, doch wurde die schon in Angriff genommene Ausführung dann zugunsten einer gewöhnlichen, vollen Schwergewichtstaumauer zurückgestellt.

Dieser Vorschlag wurde später in der Schweiz wieder aufgenommen und bei dem Bau einer Talsperre in den Hochalpen (Abb. 1) nach dem Entwurf des Ingenieurs Stucki verwirklicht, allerdings mit manchen Verbesserungen, die dann auch auf die folgenden Ausführungen übertragen wurden und zu denen insbesondere die von Noetzli³⁾ entworfene, im Grundriß pilz- oder hammerförmige Gestaltung des Kopfes der Pfeiler gehört, wodurch der Wasserdruck aufgenommen werden soll, ohne daß Zugbeanspruchungen entstehen.

Da bei der Hohlraumbauweise bedeutende Baustoffmengen erspart werden, haben italienische Ingenieure dann den Bau von vier solchen Talsperren in einem Tal in Norditalien vorgeschlagen, die sämtlich ausgeführt oder noch im Bau sind. Die erste Sperrmauer, die in den Jahren 1935 und 1936 ausgeführt wurde⁴⁾, ist als „Pfeilerstaumauer“ (Abb. 2) gebaut. Sie unterscheidet sich wesentlich von dem Schweizer Beispiel durch die offenen Hohlräume und die senkrechte Begrenzung ihrer Innenflächen. Die Massenersparnis gegenüber einer Vollgewichtstaumauer hat 25% betragen.

Bei der zweiten und dritten Ausführung, denen der Entwurf des Ingenieurs Marcello, des Leiters des Wasserkraftbüros der Edison AG. in Mailand, zugrunde lag, sind nebeneinandergereihte, im Grundriß pilzköpfige Hohl Pfeiler angeordnet

(Abb. 3), wodurch auf der Talseite starke Aussparungen entstehen. In Abb. 4 sind die Einzelheiten der Fugenausbildung zwischen den Pfeilern der größeren, 60 m hohen Talsperre — die kleinere ist weiter oben im Einzugsgebiet ebenfalls im Bau — dargestellt. Ansichten der Bauausführung zeigen Abb. 5 u. 6. Da die Sperren in den Hochalpen liegen, wird den Außenflächen der Bauwerke besondere Sorgfalt zugewendet. Die wassersittige Verblendung aus Granit oder wetterfesten Ergußgesteinen wird nach bewährtem Verfahren⁵⁾ mit Zementbrei satt hinterspritzt, wodurch eine vollständige Dichtung der Stauwand erreicht wird. Die größere Talsperre wird in diesem Jahre beendet sein, mit dem Anstau des Wassers ist bereits begonnen.

Mit einer gegen 600 m langen Kronenentwicklung lehnt sich die vierte, erst im Bau begriffene Talsperre dem ersten italienischen Beispiel (Abb. 2) an, nur sind hier die Pfeiler absatzweise nach oben verjüngt, wodurch größere Ersparnis an Baustoffen angestrebt wird. Die talseitige Deckplatte gewährleistet eine bessere Verspannung der Pfeiler und besseren Schutz gegen Wärmeinflüsse als bei der offenen Bauweise. Die Dehnungsfugen sind wie bei der Waeggitalsperre durch einen vieleckigen Eisenbetonstab abgedichtet, dem ein Bitumenschicht mit Heizrohr folgt. An die 24 Pfeiler

schließen sich auf beiden Talseiten Flügel mit vollem Mauerquerschnitt an. Besonderes Augenmerk wurde auf die Ausschaltung von Temperatur- und Schwindrissen gerichtet. Durch Fugen wird der Pfeiler in drei Teile — Kopf, Steg oder Schaft und Fuß — unterteilt und in diesen Teilen getrennt aufgebaut, so daß die größte Baulänge von 15 m in keiner Richtung überschritten wird. Die Fugen haben dübelartige Aussparungen, die bei Beginn eines jeden Bauabschnitts ausbetoniert und gegebenenfalls ausgespritzt werden. Entwurf und Bauleitung liegt in den Händen des Ingenieurs Gallioi in Mailand und der Städtischen Elektrizitätswerke Mailand.

Eigentümlich ist auch die vom Verfasser vorgeschlagene Ausbildung des bereits fertiggestellten, der Längsachse der Talsperre gleichlaufenden Schürfstollens als eine zusätzliche Entwässerungsanlage, die die talseitig ansteigenden Felsschichten in größerer Tiefe anschneidet und alles Sickerwasser ableitet.

Zwei ihrer Höhe und der Größe des Stauraums nach bedeutende Vollgewichtstaumauern⁶⁾ in Mittelitalien verdienen wegen der umfangreichen Abdichtungsarbeiten in dem stellenweise karstartigen Kalkfelsen besondere Erwähnung. Entwurf und

⁷⁾ Testa, Impermeabilizzazione e protezione dei paramenti delle dighe in muratura di pietrame e in calcestruzzo. *Energ. Elett.*, Februar 1937.

⁸⁾ Pagliaro, Il progresso delle dighe. *Anhang. Energ. Elett.*, Februar 1941.



Abb. 1. In der Schweiz erbaute Staumauer mit Hohlräumen, Entwurf Stucki.

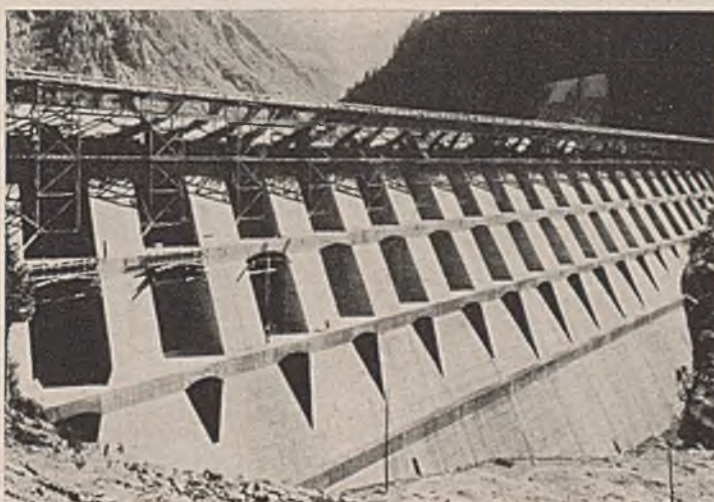


Abb. 2. Italienische Pfeilerstaumauer, erbaut 1935/36.

¹⁾ Figari, Un nuovo tipo di Diga. *Giornale del Genio Civile*, 1900; *Handbuch für Eisenbetonbau*, 3. Aufl., IV. Bd., Kap. IV: Dr.-Ing. E. Marquardt, Talsperren, S. 237. Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Rodio u. Niccolai, Diga a vani interni. Unveröffentlichter Bericht von 1923.

³⁾ F. A. Noetzli, The Don Martin Dam (Mexico). *Western Construction News*, 1929. — Die Don Martin-Staumauer. *Schweiz. Bauztg.* vom 17. Mai 1930.

⁴⁾ Niccolai, La Diga a pilastri. *L'Ingegnere*, November 1933.

Bauleitung liegt in Händen des Ingenieurs Bronzini, die Abdichtungsarbeiten führt die Unternehmung Rodio in Mailand aus.

Unter den Bogentalsperren ist an erster Stelle ein kühnes Bauwerk im Apennin zu nennen, das einen kräftigen Erdbebenstoß, durch den die in der Nähe stehenden Häuser glatt umgeworfen wurden, ohne Schaden überstanden hat⁷⁾.

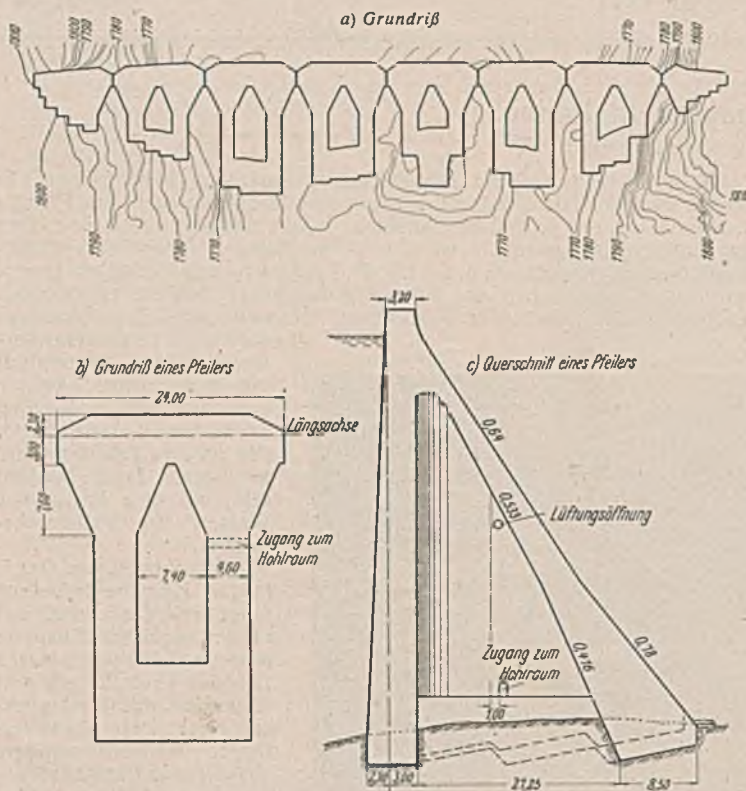
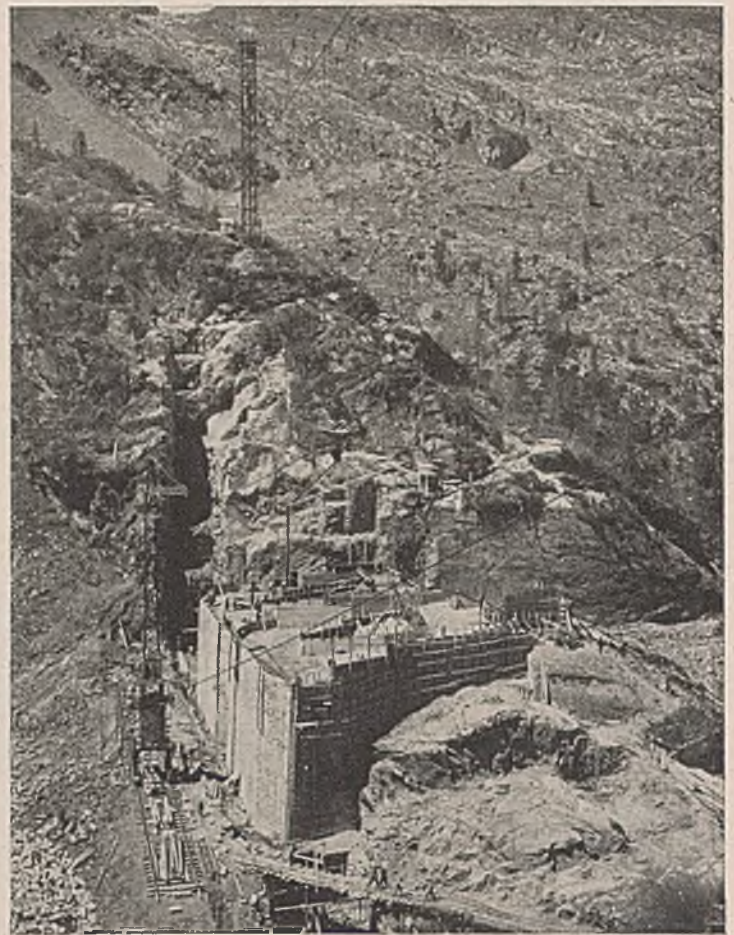
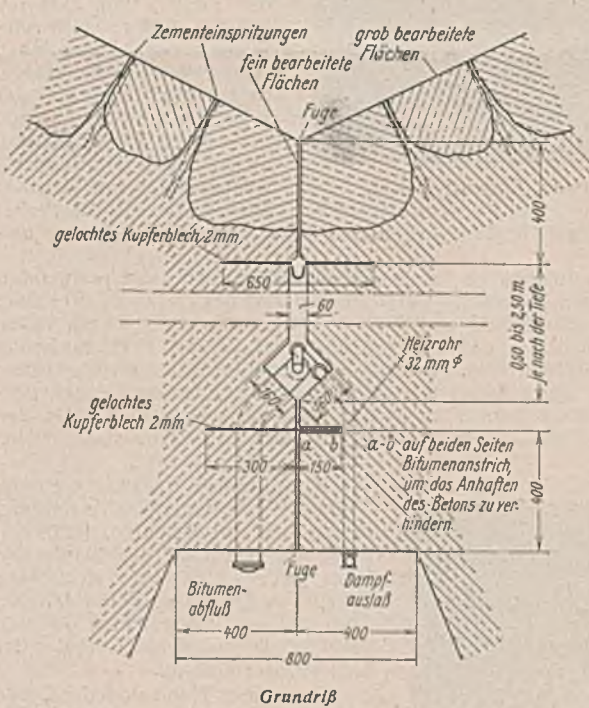


Abb. 3. Grundrisse und Querschnitt.



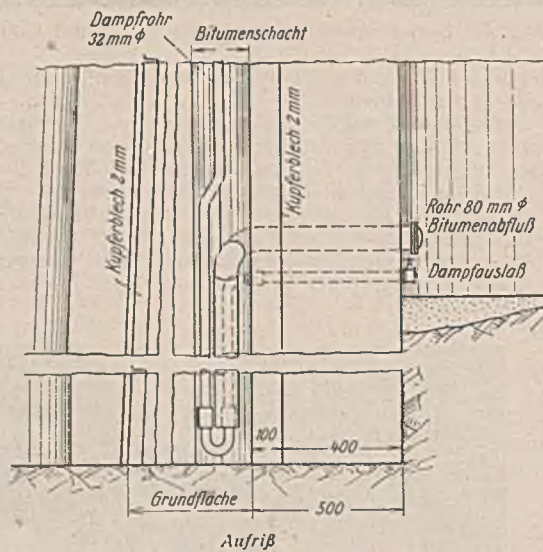
Aufmauern zweier Pfeiler, Aushub für den Sporn im linken Talhang.

Abb. 5. Bauausführung.



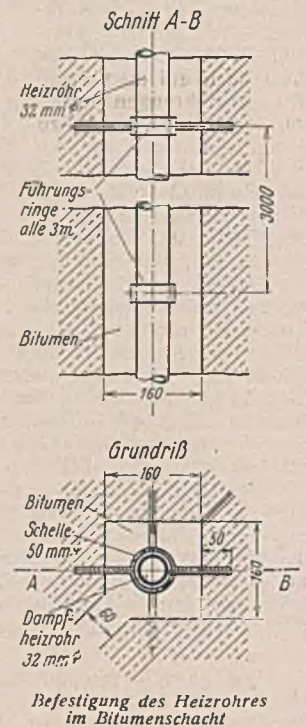
Grundriß

Abb. 3 bis 6. Italienische Stauwand mit Hohlpiellern, Entwurf Marcello; wird zur Zeit in den Alpen erbaut.



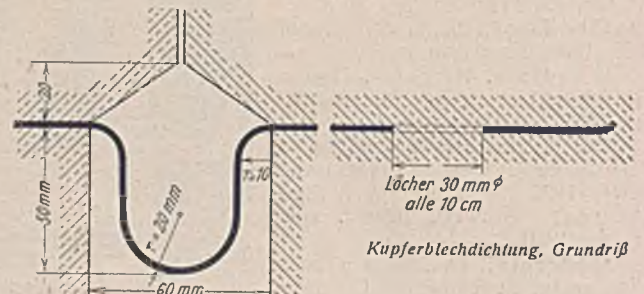
Aufriß

Abb. 4. Ausbildung der Fugen zwischen den Pfeilern.



Befestigung des Heizrohres im Bitumenschicht

Eine weitere bemerkenswerte Ausführung einer Wasserkraftanlage findet sich in den italienischen Ostalpen. Abb. 7 zeigt den Längsschnitt in der Achse der Talsperre mit dem anschließenden Entlastungsgerinne, das auf einer über die Felsschlucht gespannten Brücke angeordnet und für ein Hochwasser von 2000 m³/sek bemessen ist. Durch diese in der Folge verlassene Anordnung sollte eine für den Bestand der Talsperre gefährliche Kolkbildung unmittelbar unterhalb der Mauer dadurch vermieden werden, daß man den Wasseranriff talabwärts verschob und ihn durch zweckmäßige Formgebung des Entlastungsbauwerks bedeutend ermäßigte. Diese Anordnung ist technisch bemerkenswert und wird in ähnlichen Fällen auch



⁷⁾ Mangiagalli, Energ. Elett., Januar, Februar, März 1927. — Tölke, Talsperren, S. 474. Berlin 1936, J. Springer.



Zu Abb. 6.
In die Fugen der Verblendung sind im oberen Teile des Bildes Holzkeile, im unteren Teile Röhre für die Zement einspritzung eingesetzt. Im noch offenen oberen Teile der Pfeilerfuge das wasserseitige Dichtungsblech (Kupfer) und das talseitige Begrenzungsblech (Kupfer oder Aluminium).

Abb. 6. Bauausführung, Aufmauern zweier Pfeiler.

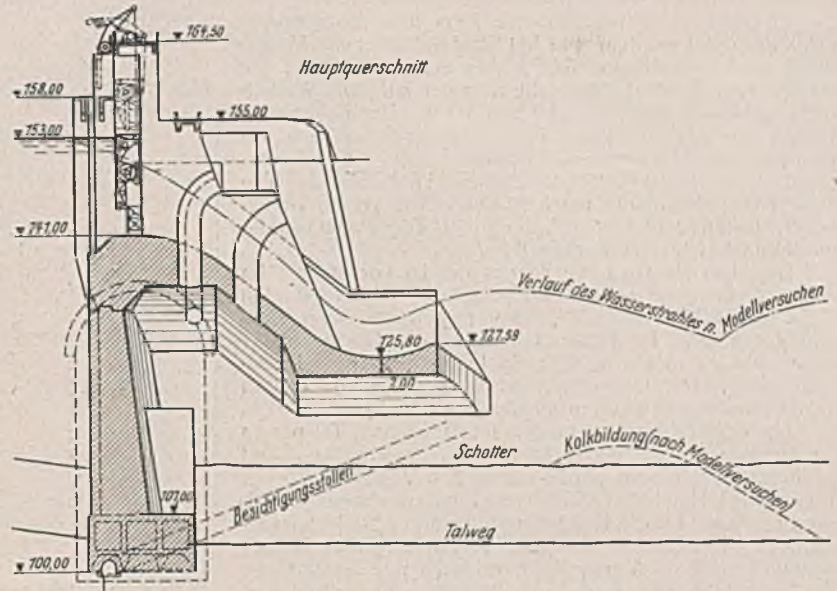


Abb. 7. Talsperre in den italienischen Ostalpen, Entlastungsgerinne.



Abb. 8. Italienische Bogensperre.

wirtschaftlich in Frage kommen⁸⁾.

Schon vorher ist die in Abb. 8 wiedergegebene Bogensperre⁹⁾ erbaut worden. Hier waren in dem tief eingeschnittenen Tale die Gründungsverhältnisse besonders schwierig. Auch mußte der linke Talhang tiefer ausgemastet werden, als vorgesehen war, wodurch sich schließlich eine mehr symmetrische und daher günstigere Bogenform ergab. Die Talsperre hat an der Mauerkrone einen Krümmungshalbmesser von 49 m mit 132° Umfangswinkel. Auffallend ist die starke Neigung der Mauerwand, die auf der Wasserseite 43° und auf der Talseite 28° beträgt.

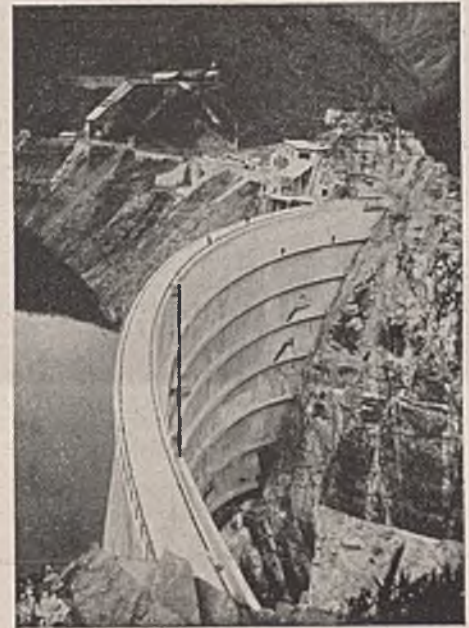
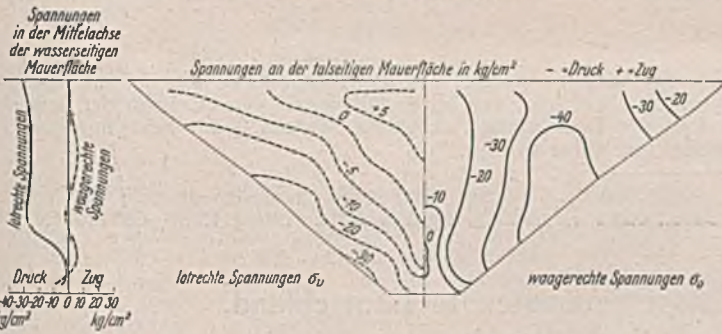


Abb. 9. Bogensperre im Apennin, Entwurf Niccolai.



⁸⁾ Semenza, Un caso caratteristico nella costruzione di grandi dighe. Energ. Elett., Mai 1940.

⁹⁾ Niccolai, Energ. Elett., Juni 1933. — Tölke, Talsperren, S. 464. Berlin 1936, J. Springer. Abb. 8 ist dort entnommen.

Abb. 12. Spannungen in der Staumauer, am Modell nach dem photoelastischen Verfahren ermittelt.
Abb. 10 bis 12. Kuppelsperre im Apennin, Entwurf Niccolai.

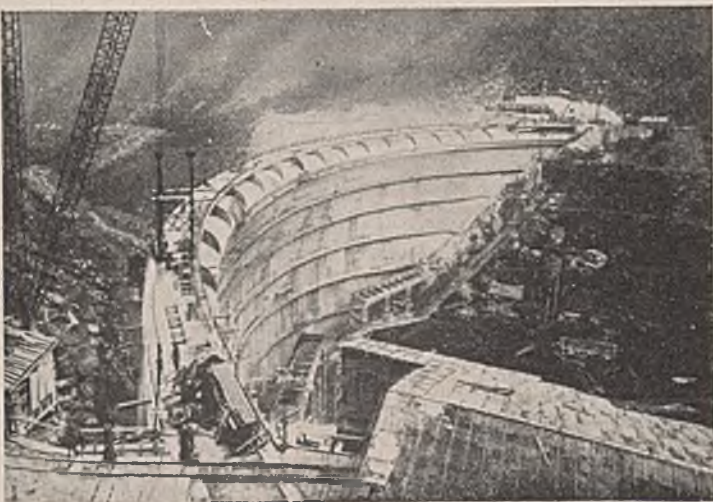


Abb. 10. Ansicht von der Talseite, kurz vor der Vollendung des Bauwerks.

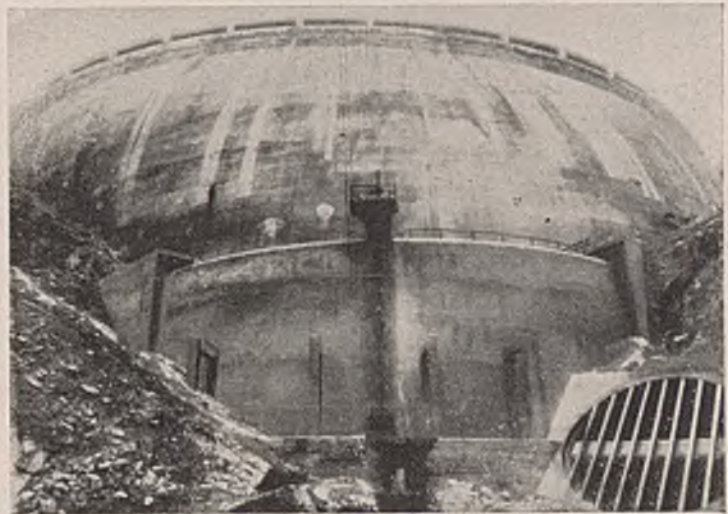


Abb. 11. Ansicht von der Wasserseite, Vorsperre und Grundablaß.

Im Apennin ist kürzlich eine 70 m hohe Bogensperre (Abb. 9) erbaut worden. Sie hat Stahleinlagen; die Mauerdicke ist an der Krone 3,15 m, an der Sohle 11 m; sie wächst vom Scheitel gegen die Kämpfer an. Die Winkelöffnung beträgt zwischen 100 und 120°. Der Bogenhalbmesser ist in Kronenhöhe 72 m und verringert sich allmählich auf 34 m an der tiefsten Stelle. Die Wandneigung auf der Wasserseite beträgt 17%, auf der Talseite hängt die Mauer um 5% über. Die größte Druckbeanspruchung ist 50 kg/cm², die größte Zugbeanspruchung im Beton bei leerem Becken 8 kg/cm².

Eine fast ebenso hohe Sperrmauer ist vor kurzem im Apennin in Form einer Kuppelsperre erbaut worden (Abb. 10 u. 11). Sie ist auf Dioritporphyr bester Beschaffenheit gegründet. Ihr Bogen hat einen von 108 m an der Krone bis zu 18,5 m an der Sohle abnehmenden Innendurchmesser. Die Querschnittsdicken nehmen von 3,60 m an der Krone auf 10,65 m an der Sohle zu¹⁰⁾.

Die Entwürfe zu den beiden letztgenannten Talsperren im Apennin stammen von Ingenieur Nicolai und sind im Modell nach dem photo-elastischen Verfahren an der Technischen Hochschule in Mailand untersucht worden¹¹⁾. Die Ergebnisse für die Kuppelsperre sind in Abb. 12 wiedergegeben. Sie haben zu einer Verstärkung der Mauerkrone von 3,6 auf 6 m geführt, wodurch ihre übermäßige Elastizität berichtigt wurde. Als Einzelkuppel stellt dieses Bauwerk die erste Ausführung dieser Art in der Welt dar.

Besondere Erwähnung verdient bei den beiden letztgenannten Sperren die vom Ministerium für Öffentliche Arbeiten zuerst genehmigte und neuerdings geforderte Ausschaltung der Seiteneinspannung. Sie wird durch eine „Umfangsfuge“ erreicht, die eine vollständige Trennung zwischen dem Tonnen- oder Kuppelgewölbe der Mauer und der Felsfläche bewirkt, die entsprechend bearbeitet wird. Wasserseitig ist die Umfangsfuge durch ein Kupferblech abgedeckt. Durch diese Anordnung werden bei leerem Becken die Zugbeanspruchungen vermieden, die Einspannwirkung wird dagegen bei vollem Stau voll erhalten, da in diesem Falle die Stützflächen unter Druck stehen (Abb. 13).

Genannt sei noch der zur Zeit begonnene Bau einer 140 m hohen Bogentalsperre in Norditalien. Im Vorentwurf der Ingenieure Bonfioli und Campini waren auf der Talseite der Hauptsperre zwei weitere Bogensperren von 50 und 25 m Höhe hintereinander angeordnet. Die so geschaffenen Wasserbecken sollten die lebendige Kraft des überlaufenden Hochwassers, das durch Schütze über die Mauerkrone abgelassen wurde, vernichten. Der endgültige, von Ingenieur Bonfioli verfaßte Entwurf sieht eine Bogenstaumauer von 140 m Gesamthöhe mit einem Staubecken von 180 Millionen m³ Inhalt vor. Die Talsperre wird stufenweise aufgebaut, wobei die Dichtigkeit des Felsens genau überprüft wird.

Eine noch höhere Bogensperre von 200 m Höhe soll in den italienischen Ostalpen erbaut werden, der baureife Entwurf dafür liegt bereits

¹⁰⁾ Pagliaro, Il progresso delle dighe. Energ. Elett., Dez. 1940.

vor. Sie wird die höchste in Europa sein. Die Sperre ist von Ingenieur Semenza entworfen und im Modell aus Gips und Celit in der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Mailand¹¹⁾ mit befriedigendem Ergebnis untersucht worden.

¹¹⁾ Oberti, Studi sul comportamento statico di archi circolari considerati come elementi di dighe a volta. Energ. Elett., Okt. 1936.

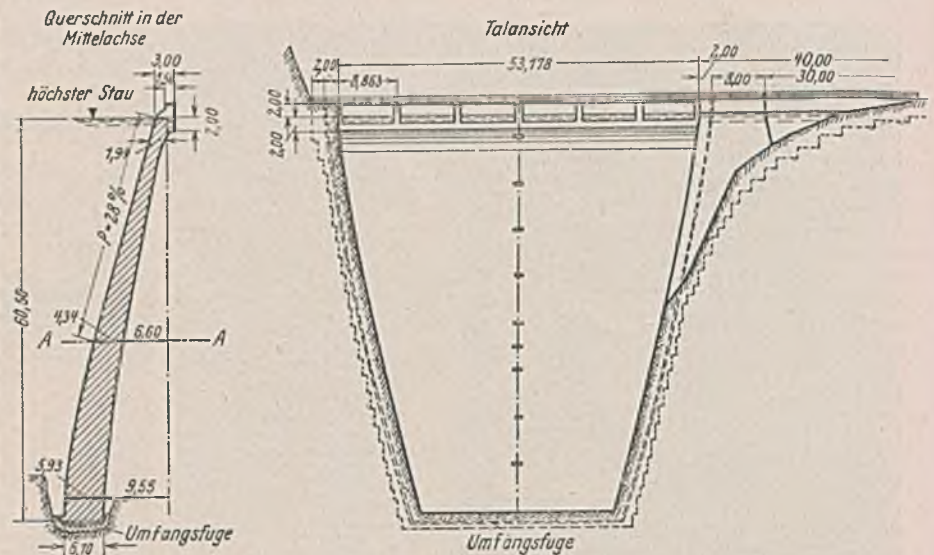
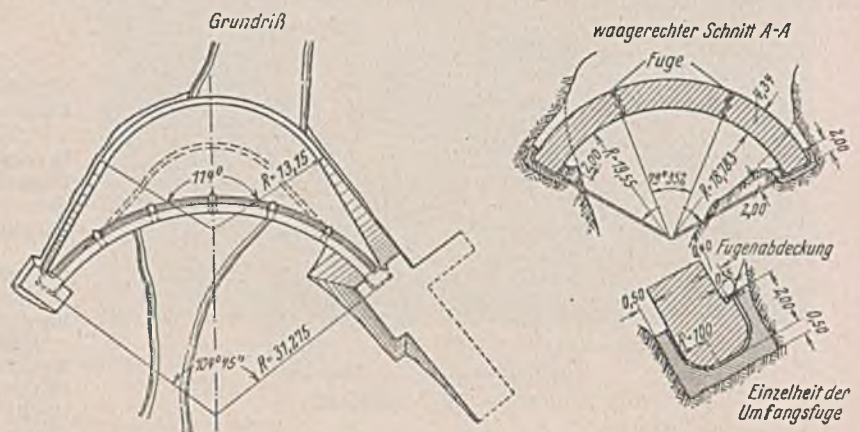


Abb. 13.

Italienische Bogensperre mit Umfangsfuge zur Ausschaltung der Seiteneinspannung.



Zu Abb. 13.

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkungen über einige neuere Talsperrenbauten in Deutschland.

Von Oberregierungs- und -baurat Krause, Berlin.

Der Bau von Talsperren wird im Großdeutschen Reich in naher Zukunft eine Bedeutung erlangen, wie sie vor noch nicht allzu langer Zeit kaum voraussehen gewesen ist. Bei allen wasserwirtschaftlichen Planungen im großen wie im kleinen merken wir, daß die außerordent-

ernährungsminister in den letzten Jahren für sämtliche Flußgebiete in Deutschland eingerichtet hat, haben daher als eine der wichtigsten Aufgaben den Auftrag zu ermitteln, wo überhaupt noch Speichermöglichkeiten vorhanden sind, und von einigen Gebieten Deutschlands können wir jetzt schon voraussagen, daß bereits in wenigen Jahrzehnten in ihnen sämtliche Talsperren gebaut sein werden, die überhaupt noch technisch möglich sind.

Damit wir uns für die großen Aufgaben, die uns hierbei bevorstehen, so gut wie möglich rüsten, müssen wir uns auch immer wieder die Erfahrungen zunutze machen, die man bei den bestehenden Talsperren gemacht hat und noch macht. In diesem Sinne möchte ich im folgenden auf einige bauliche Einzelheiten bei neueren Talsperren in Deutschland hinweisen, die mir beachtlich erscheinen, einige, weil man sie als Verbesserungen gegenüber früheren Anordnungen ansehen kann, andere, weil sie zeigen, wie man Schwierigkeiten überwunden hat, und schließlich solche, die sich als fehler- oder mangelhaft herausgestellt haben.

1. (Abb. 1.) Bei einem Staudamm, der in den letzten Jahren in Westdeutschland gebaut worden ist, war im ersten Entwurf nur ein einziger Grundablaß, und zwar in der Talsohle vorgesehen worden. Bei der Prüfung des Entwurfs tauchte nun der Wunsch auf, zur Sicherheit noch einen zweiten Grundablaß anzulegen, wie es z. B. auch in der preußischen Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren¹⁾ in Ziffer C 17 empfohlen wird. Da aber bereits mit dem Bau des Dammes begonnen war, ließ es sich nicht mehr ermöglichen, den zweiten Grundablaß wieder in der Talsohle, etwa neben dem ersten, anzulegen. Außerdem sollten natürlich alle irgendwie vermeidbaren Ausgaben gespart werden.

¹⁾ Anlage (Neubearbeitung von 1933) zur III. Ausführungsanweisung zum Preuß. Wassergesetze vom 7. April 1913 — Lw. M. Bl. für 1933, S. 356.

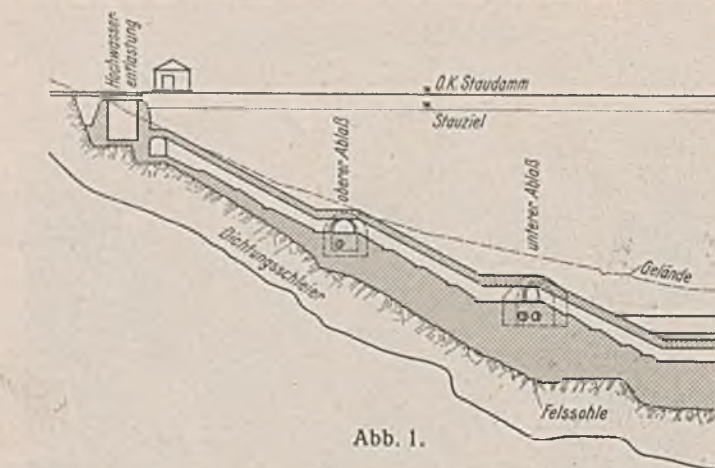


Abb. 1.

lichen Anforderungen, die in Zukunft die Wasserversorgung, die Landwirtschaft, die Schifffahrt, die Kräfteerzeugung an unseren Wasserschätz stellen werden, nur noch befriedigt werden können, wenn wir Wasservorratswirtschaft treiben. Die Wasserwirtschaftsstellen, die der Reichs-

Die Aufgabe wurde in sehr befriedigender Weise dadurch gelöst, daß man den zweiten Grundablaß auf etwa die halbe Höhe des Staudammes legte. Dieser obere Grundablaß konnte noch bequem trotz des vorgeschrittenen Bauzustands des Damms hergestellt werden. Außerdem gewann man durch ihn den Vorteil, daß er ganz erheblich billiger war als ein zweiter Grundablaß in der Talsohle, denn er wurde nur etwa halb so lang als ein tiefelegener Abfaß, und die Verschlüsse und Betriebsrichtungen konnten wegen des geringeren Wasserdrucks leichter und einfacher werden, als es bei einem Abfaß unten der Fall gewesen wäre. Andererseits bot eine solche Abfaßvorrichtung in halber Höhe des Staudammes nahezu die gleiche Sicherheit, als wenn ein zweiter Grundablaß in der Talsohle gebaut worden wäre. Denn selbst bei Unfällen wird es wohl meistens genügen, daß man in der Lage ist, schnell genug die oberen Schichten des Wassers abzulassen. Der obere Grundablaß dürfte sogar teilweise eine größere Sicherheit bieten als ein tiefelegener, da sein wasserseitiger Einlauf viel öfter und leichter zugänglich ist und infolgedessen leichter nachgesehen und ausgebessert werden kann, als es bei den tiefen Grundablässen der Fall ist.

Die Vorzüge eines solchen Grundablasses in halber Höhe dürften so groß sein, daß es durchaus empfehlenswert erscheint, diese Lösung gelegentlich wieder anzuwenden. Dies kann auch bei Mauern geschehen, indem z. B. eine Trinkwasserentnahmeeinrichtung in halber Mauerhöhe so ausgebildet wird, daß sie gleichzeitig auch als Abfaßvorrichtung benutzt werden kann.

2. (Abb. 2.) Bei der gleichen Talsperre stieß man bei der Herstellung der Baugrube für den Betonsockel unvermuteterweise auf eine Kalkschicht.

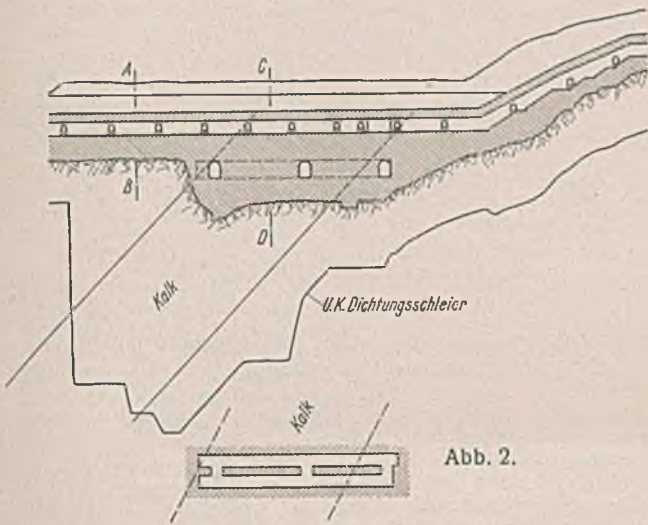


Abb. 2.

Die geologischen Voruntersuchungen, die zahlreichen Probebohrungen und Schürflungen vorher hatten nicht erkennen lassen, daß man mit dem Auftreten von Kalk rechnen mußte. Der Bau war schon so weit vorgeschritten, daß es sehr unangenehm gewesen wäre, wenn man die Baustelle hätte gänzlich aufgeben müssen. Andererseits mußte man das Vorhandensein von Kalkschichten unter einem Erdamm als in höchstem Grade gefährlich für den Bestand des ganzen Bauwerks ansehen. Wenn auch der Kalkstein in den tieferen Lagen dicht und fest war, so mußte man doch befürchten, daß er von dem weichen Wasser der Talsperre allmählich im Laufe der Jahrzehnte aufgelöst werden würde und daß sich alsdann Hohlräume bilden würden, die zu unangenehmen Wasserverlusten, Ausspülungen und schließlich Einbrüchen führen konnten.

Diesen Schwierigkeiten ist man folgendermaßen begegnet. Zunächst wurde in der Kalkzone der Kalkfelsen so tief, wie sich die Baugrube mit dem vorhandenen Baugerät und mit vertretbaren Mitteln nur irgend herstellen ließ, ausgeräumt und durch eine Betonplombe ersetzt. Die Ausmaße dieser Plombe wurden so groß, daß sich in ihr ein zweites unteres Stollennetz einrichten ließ. Von diesen unteren Gängen aus wurden dann als Dichtungsschleier drei Reihen Bohrungen durch die Kalkschichten hindurch bis in den darunterliegenden Tonschiefer heruntergetrieben und sogleich in der üblichen Weise mit Zement ausgepreßt. Die dritte Reihe, an der Luftseite, ist jedoch wieder aufgebohrt worden, damit von ihr aus dauernd beobachtet werden kann, ob und in welchem Umfang sich Unterläufigkeiten und Hohlräume bilden.

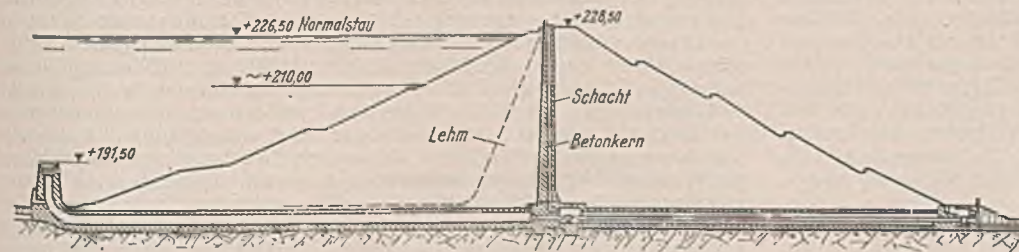


Abb. 4.

Schnitt durch einen der beiden Grundablässe. Der andere Grundablaß ist fast gleich ausgebildet.

Damit dürfte alles getan worden sein, was zur Sicherung der schwierigen Stelle notwendig war. Jedenfalls dürfte damit die wichtigste Forderung, die man im vorliegenden Falle stellen mußte, nämlich daß man jederzeit beobachten kann, was sich im Untergrunde abspielt und daß man jederzeit Nachdichtungen vornehmen kann, erfüllt sein. Sollten einmal die Undichtigkeiten so groß werden, daß man sie mit den üblichen Auspressungen nicht mehr meistern kann, so könnte man immer noch von den unteren Gängen aus einen Schlitz durch die ganze Kalkzone hindurch bis in die darunterliegenden Tonschieferschichten hinuntertreiben und die ganze Kalkzone mit einer Betonwand abriegeln. Die gewählte Lösung scheint so weitgehende Sicherheit zu bieten, daß man die Baustelle wohl auch dann nicht hätte aufzugeben brauchen, wenn man schon bei den Vorarbeiten zum Bau der Sperre die Kalkzone gefunden hätte.

3. Bei einer anderen Talsperre ist der wasserseitige Teil des Grundablaßstollens so ausgebildet, wie es Abb. 3 zeigt. Am Einlaufe befinden sich keine Schieber oder Schütze. Die vordersten Verschlüsse liegen erst an der Stelle, wo der Grundablaß den Betonkern in der Mitte des Damms kreuzt. Leider hat diese Anordnung der Verschlüsse zur Folge, daß der wasserseitige Teil des Stollens praktisch unzugänglich ist und daher nicht besichtigt und ausgebessert werden kann. Zwar ist der Beton des Grundablasses nach den Erfahrungen, die man sonst an dem Bauwerk gemacht hat, sicher sehr gut, trotzdem muß man wohl damit rechnen, daß im Laufe der Jahre und Jahrzehnte sich Schäden einstellen und daß vielleicht erst kleine, nach und nach aber doch auch größere Ausbesserungen notwendig werden. Mindestens ist es ein unbehagliches Gefühl, an einem so großen Bauwerke wichtige Teile nicht laufend beobachten zu können. Man kann den Stollen erst dann betreten, wenn die Talsperre gänzlich abgelassen ist. Jedoch wird man das gerade bei dieser Talsperre nur im äußersten Notfall tun. Denn wenn sie auch nicht einzeln für sich steht, sondern eine von vielen in einer großen Gruppe ist, die wasserwirtschaftlich miteinander verbunden sind und sich gegenseitig mit ihrem Wasser aus helfen können, so ist sie doch so groß, daß man praktisch auf ihren Wasservorrat nicht verzichten kann und daß sie auch erst nach verhältnismäßig sehr langer Zeit wieder aufgefüllt ist.

Es besteht also wohl kein Zweifel, daß das Fehlen von Verschlüssen am Einlauf des Grundablaßstollens bei einer solchen Talsperre unbefriedigend ist und daß man bei neuen Entwürfen für Talsperren Mittel und Wege suchen muß, um diesen Mangel zu vermeiden.

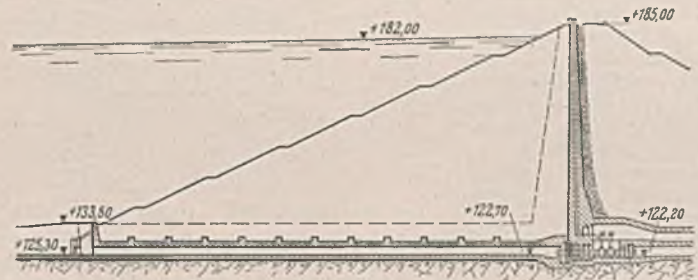


Abb. 3.

4. Abb. 4 zeigt, wie bei einer anderen Talsperre die Grundablässe ausgebildet sind. Es handelt sich ebenfalls um einen Erdamm. Die Sperre dient der Wasserversorgung zahlreicher größerer und kleinerer Ortschaften. Da sie allein das umfangreiche Netz speist, kann sie praktisch niemals, auch nicht für kurze Zeit, außer Betrieb gesetzt werden. Der Wasserspiegel darf allenfalls einmal bis auf etwa +210 absinken, ein tieferes Ablassen oder gar eine völlige Entleerung der Sperre ist nicht möglich.

Bedauerlicherweise muß man bei dieser Talsperre nach dem Befund der sonstigen Betonteile auch noch befürchten, daß der Beton der Grundablässe äußerst mangelhaft ist.

Am Einlauf der Stollen befindet sich zwar eine Notverschlußvorrichtung. Sie besteht aus einem Zylinderventil, das durch Drahtzug von der Sperrdammkronen geschlossen und mit Hilfe eines schwimmenden Windwerks und eines Tauchers wieder aufgezogen werden kann. Da aber diese Notverschlußvorrichtung reichlich umständlich ist und stets tief unter Wasser liegt, hat man Sorge, ob man das einmal abgesenkte Zylinderschütz bestimmt wieder hoch bekommt, und scheut sich, den Verschluß zu betätigen. Die Folge davon ist jedenfalls, daß auch hier wie bei der Talsperre zu 3. der wasserseitige Teil der Abfaßstollen praktisch unzugänglich ist, nicht besichtigt, geschweige denn ausgebessert werden kann, ein Zustand, der in Anbetracht der vermutlich sehr

schlechten Beschaffenheit des Betons im höchsten Grade unbefriedigend ist. Es wird sehr großer Anstrengungen bedürfen, ein Verfahren ausfindig zu machen, das es ermöglicht, unter Aufrechterhaltung des Betriebes der Talsperre, ohne das Bauwerk, die Betriebssicherheit und vor allem ohne die Arbeiter zu gefährden, die beiden Grundablässe trocken zu legen, nachzusehen und auszubessern.

Noch eine andere Lehre muß man aus den Verhältnissen bei dieser Talsperre ziehen, nämlich die, daß es auf die Dauer unerträglich ist, wenn eine größere Wasserversorgung, so wie hier, lediglich von einer einzigen Talsperre abhängig ist. Mag die Talsperre noch so gut gebaut sein, so wird es doch irgendwann einmal notwendig werden, sie für längere Zeit abzulassen und zu überholen. Größere Wasserversorgungen aus Talsperren sollte man daher grundsätzlich so einrichten, daß die Speisung des Netzes mindestens aus zwei Talsperren möglich ist. Und wenn etwa mehrere Wasserversorgungsnetze, die aus Talsperren gespeist werden, verhältnismäßig nahe nebeneinanderliegen, wie es z. B. beim Westharz, Nordharz und Ostharz der Fall ist, so wird man weiter anzustreben haben, daß diese Netze durch Querverbindungsleitungen miteinander gekoppelt werden, damit sie sich jederzeit in Notfällen gegenseitig helfen können.

5. Die Bemühungen, eine befriedigende Form für die Verschlüsse am Einlauf von Grund- und Betriebsablässen bei höheren Staudämmen zu finden, sind mannigfaltig. Am besten ist diese Aufgabe bisher offenbar bei der Odersperre im Harz und bei Schwammenauel in der Eifel gelöst worden. Dort hat man die Grundablässe von der Talmitte weg an den Hang heran- oder gar in den Hang hineingelegt und es dadurch möglich gemacht, die Verschlüsse für den Einlauf als Schütztäfel auszubilden, die auf festen, auf dem Felsen der Hänge gegründeten Rollbahnen hochgezogen und herabgelassen werden können.

Jedoch gestattet nicht immer die Örtlichkeit, es bei anderen Talsperren ebenso zu machen. Man hat auch bisher nicht gewagt, solche Rollbahnen auf die wasserseitige Böschung des Dammkörpers selbst zu legen, weil man damit rechnen muß, daß der Dammkörper sich noch lange bewegt und daher eine sichere Lage der Rollbahn und eine sichere Führung der Schütztäfel nicht gewährleistet ist.

Bei niedrigen Dämmen werden vielfach am Einlauf der Grundablässe Türme angeordnet, die über den höchsten Stauspiegel herausragen und in oder an denen die wasserseitigen Verschlussvorrichtungen so untergebracht werden können, daß sie sich leicht, bequem und sicher bedienen lassen. Bei höheren Dämmen und größeren Wassertiefen kann man aber

solche Türme kaum noch anwenden, weil dann die Durchbildung der Türme selbst, ihre Zugänglichkeit, der Anschluß ihres Sockels an den Grundablaß usw. sehr schwierig werden.

Abb. 5 zeigt, wie man den wasserseitigen Teil der Grundablässe bei einer zur Zeit im Bau befindlichen Talsperre in Westdeutschland ausbilden will. Beide Grund- und Betriebsablässe sind zu einem gemeinsamen Bauwerk, das im Damm an der tiefsten Stelle des Tales liegt, zusammengezogen. Abweichend von den sonst üblichen Ausführungen wird das Wasser auch im vorderen Teile der Stollen in Rohrleitungen geführt. Ganz vorn im Stollengang sind Drosselklappen vorgesehen. Diese Drosselklappen schließen sich im Falle eines Rohrbruchs im Gang, bei höherer Wassergeschwindigkeit oder bei steigendem Wasser auch selbsttätig, außerdem können sie elektrisch ferngesteuert werden. Schließlich, und das ist eine beachtliche Neuerung, sind die beiden Drosselklappen derartig miteinander verbunden, daß jede Klappe auch noch vom Nachbarstollen aus von Hand betätigt werden kann. Für den Fall, daß die Drosselklappen trotzdem versagen sollten oder daß sie ausgebessert werden müssen, sind außen noch Schieberverschlüsse als Notverschluß angebracht, die — und das ist die zweite

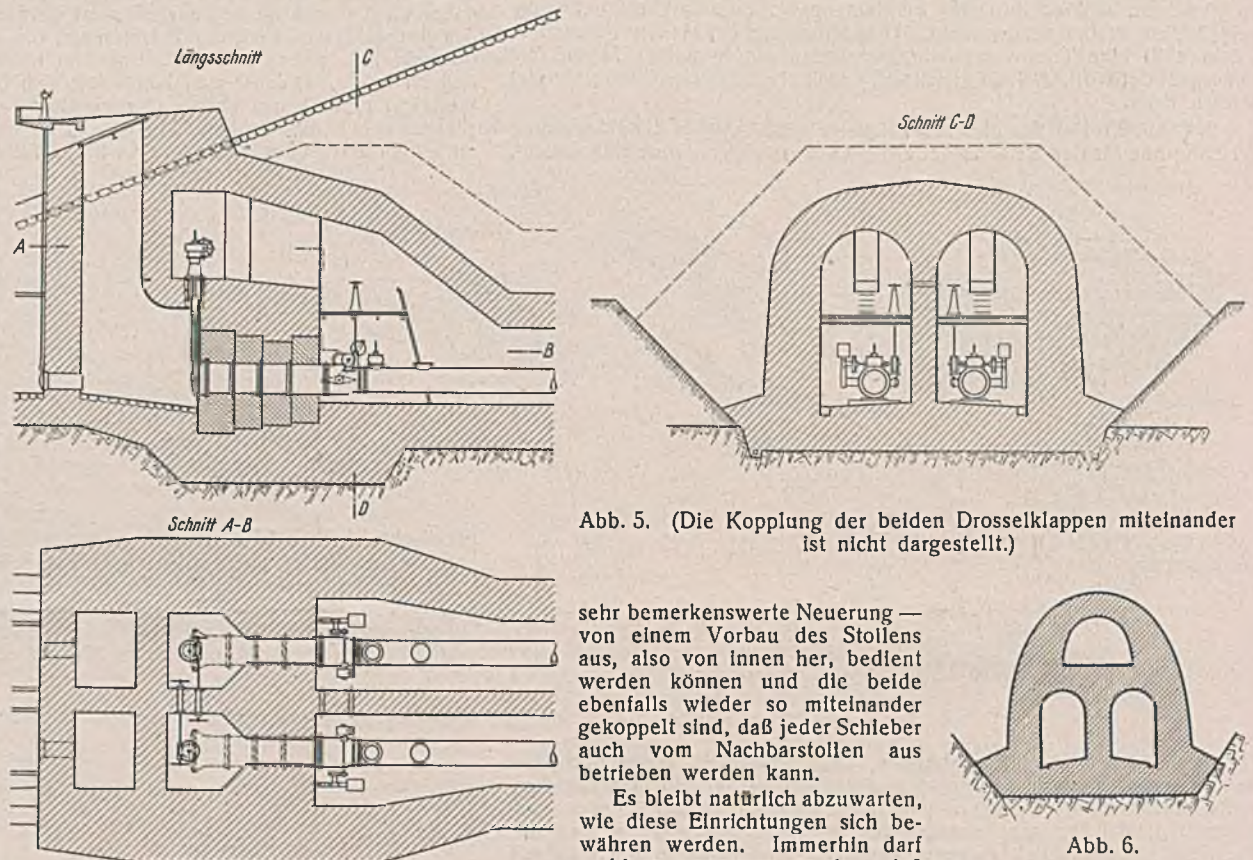


Abb. 5. (Die Kopplung der beiden Drosselklappen miteinander ist nicht dargestellt.)

sehr bemerkenswerte Neuerung — von einem Vorbau des Stollens aus, also von innen her, bedient werden können und die beide ebenfalls wieder so miteinander gekoppelt sind, daß jeder Schieber auch vom Nachbarstollen aus betrieben werden kann.

Es bleibt natürlich abzuwarten, wie diese Einrichtungen sich bewähren werden. Immerhin darf wohl angenommen werden, daß

sie einen wesentlichen Fortschritt gegenüber den bisherigen, z. B. gegenüber den oben unter 3. und 4. beschriebenen Bauweisen bedeuten. Eine kleine Verbesserung wäre allenfalls noch dadurch möglich, daß man über den beiden Stollengängen einen oberen, dritten Gang anordnet und von diesem aus die vorderen Verschlüsse bedient (Abb. 6). Auf diese Weise ließe sich noch eine gewisse Vereinfachung der Bewegungs- vorrichtungen erzielen.

Abb. 6.

Alle Rechte vorbehalten.

Ist eine Krümmung der Kernmauern hoher Erdstaudämme vorteilhaft?

Von Reglerungsbaumeister a. D. Harald Link, Wuppertal.

Eine Kernmauer in einem Erdstaudamm soll die Dichtheit des Bauwerks sichern und bietet für diesen Zweck große Vorzüge. Statische Aufgaben hat sie nicht zu erfüllen; es ist vielmehr wichtig, den Kern nachgiebig genug durchzubilden, damit er nicht das Zusammenwirken der beiden Dammhälften herabsetzt. Der Wasserdruck und der Erddruck der wasserseitigen Dammhälfte werden, je nach deren Beschaffenheit in mehr oder minder hohem Maße, durch den Kern auf den luftseitigen Stützkörper übertragen, der sie durch seinen Erdwiderstand aufnimmt. Damit dieser entstehen kann, muß der Stützkörper um ein gewisses Maß zusammengepreßt werden. Wenn der Kern diesen waagerechten Bewegungen nicht hinreichend folgen kann, sind Biege- und Schubrisse zu erwarten und bei manchen Bauten auch eingetreten. Die Entwicklung¹⁾ in der Formgebung der Kernmauern jüngerer Staudämme, namentlich der deutschen, ging daher dahin, die Dichtungswände teils durch schlanke Bemessung und Bewehrung, teils durch Einlegung waagerechter Fugen nachgiebig zu machen.

In Deutschland sind im letzten Jahrzehnt mehrere große Kernmauerdämme errichtet worden. Die Kernbewegungen sind gemessen worden,

und wir verfügen heute über Erfahrungswerte, nach denen die bei Neubauten zu erwartenden Bewegungen mit hinreichender Annäherung geschätzt werden können. Bei der über einer tiefliegenden waagerechten Fuge rd. 50 m hohen Kernmauer einer deutschen Talsperre betragen die Verschiebungen im höchsten Dammtell an der Krone rd. 30 cm, in der Fuge selbst 4 cm. Bei einer anderen deutschen Sperre ist im Kern durch Anordnung von zwei Fugen in 9 m Höhenabstand ein Pendelgelenk hergestellt. Die waagerechten Bewegungen betragen in der Krone ebenfalls 30 cm, in der 48 m darunterliegenden oberen Fuge 5 cm. In beiden Fällen wurde während des Baues die Mauer durch zeitweiliges Höhererschütten des luftseitigen Dammtells um 12 bis 14 cm nach der Wasserseite vorgedrückt und beim Anstau durch den Wasserdruck um das angegebene Maß nach der Luftseite wieder zurückgeschoben. Bei einem dritten deutschen Staudamm sind in der 69 m hohen Kernmauer, die keine waagerechten Fugen hat, Kronenverschiebungen bis 80 cm aufgetreten. Sie entstanden bereits während der Bauzeit durch den hohen Druck des im Spülverfahren eingebrachten Lehmichtungskörpers vor dem Kern. Ähnliche Erfahrungen wurden bei dem 52 m hohen Staudamm einer weiteren deutschen Sperre gemacht. Hier ist nur im unteren Dammtell eine über der waagerechten Fuge 12 m hohe Kernmauer angeordnet (die Fuge weist einen sehr kleinen

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 1, S. 10.

Reibungsbeiwert auf). Obwohl die Kernmauertafeln der einzelnen Blöcke kurz nach ihrer Einschüttung um 6 bis 8 cm gegen die Wasserseite vorgedrückt waren, wurden sie mit wachsender Dammhöhe durch die Wirkung des — trocken eingebauten — Lehms über die Nulllinie hinaus zurückgeschoben, und zwar in der Gleitfuge um 13 bis 16 cm, an der Oberkante um 22 bis 25 cm. Die größte Schrägstellung betrug 1:100, so daß sich bei einer bis zur Dammkrone durchgehenden Kernmauer eine etwa 30 bis 40 cm größere Kronenverschiebung ergeben würde. Beim Einstau entstand keine weitere Verschiebung; durch den hohen Erddruck des Lehms war bereits der volle Erdwiderstand des Stützkörpers hervorgerufen worden. Auch die obengenannte 69 m hohe Kernmauer zeigte beim Einstau nur noch ganz geringe Verschiebungen.

Hier wird der Einfluß des verschiedenartigen Aufbaues der wasserseitigen Dammhälfte bei den einzelnen Dämmen deutlich. Ein dicker Lehmichtungskörper, wie bei den beiden letztgenannten Dämmen erzeugt durch seinen hohen Erddruck schon beim Bau weitgehend den Erdwiderstand des Stützkörpers. Der Wasserdruck wird wegen des breiten und dichten Lehmkörpers nicht mehr voll auf die Kernmauer wirksam und bewirkt infolgedessen keine nennenswerte weitere Bewegung. Dagegen besteht bei anderen deutschen Staudämmen der wasserseitige Damnteil größtenteils aus durchlässiger Kies- und Steinschüttung, und vor der Kernmauer ist nur eine schmale Schicht Dichtungslehm angeordnet, der auch weniger tonhaltig und plastisch ist wie bei den Dämmen, für deren Bau gute Lehm-lager zur Verfügung standen. Infolgedessen ist bei solchen Dämmen der Erddruck während der Bauzeit geringer, und den Hauptdruck auf die Kernmauer bringt der Wasserdruck. Dabei sind die Bewegungen im oberen Damnteil besonders groß, weil hier der Stützkörper, der infolge der geringeren Auflast nicht so stark verdichtet ist wie die unteren Schichten, einen kleineren Widerstand bietet. Bei einzelnen Dämmen wurde sogar beobachtet, daß sich die luftseitige Böschung verschoben hatte, daß also der Stützkörper sich nicht nur in sich verdichtet, sondern der ganze obere Damnteil eine kleine talwärtige Bewegung gemacht hatte. Auch bei einem 35 m hohen Damm ist bei der raschen Füllung des kleinen Beckens eine verhältnismäßig starke Durchbiegung der Krone eingetreten. Die Bewegung begann erst, als 73% der Stauhöhe erreicht war. Sie setzte sich nach dem Vollstau in geringerem Maße noch rd. 12 Monate fort und erreichte den Höchstwert 62 cm, wobei die größte Verschiebung auf der 34 m tiefen liegenden Gleitfuge 4 cm betrug. Die Größe der Verschiebungen ist natürlich auch davon abhängig, ob die Dammkrone breit oder schmal, die anschließende luftseitige Böschung flach oder steil ist und ob ein größeres oder kleineres Freibordmaß gewählt wurde, sowie vom zeitlichen Verlauf des ersten Anstaus.

Mit solchen unerwünschten, aber unvermeidlichen Bewegungen muß also gerechnet werden. Man bemüht sich, sie klein zu halten, indem man für eine gute Verdichtung des Stützkörpers sorgt und meist den Schüttvorgang so leitet, daß zunächst eine geringe Ausweichung der Kernmauer talaufwärts eintritt. Dann liegt der luftseitige Damnteil mit wirksamem Erddruck fest am Kern an, und die beim Einstau zu erwartende Bewegung nach der Luftseite wird kleiner. Die meisten der oben zusammengestellten Größen der Bewegungen sind jedoch trotz dieser Vorsichtsmaßnahmen eingetreten. Bei solchen Bewegungen ist die Kernmauer um so sicherer, je nachgiebiger sie durchgebildet wird. Doch können bei weitgehender Beweglichkeit auch unerwünschte und schädliche Bewegungen ausgelöst werden, wie z. B. Querverschiebungen längs der Dehnungsfugen. Die Rücksicht auf die Dichtigkeit trotz der Möglichkeit von Verschiebungen verlangt sorgsame und teure Dichtungen der Bewegungsfugen.

Bisher sind Kernmauern stets geradlinig ausgeführt worden. Nur der kleine Damm des Vorbeckens einer rheinischen Talsperre aus dem Jahre 1903 ist im Grundriß bogenförmig, entsprechend dem Gebrauch bei Bruchsteinstaumauern. Wir halten eine stärkere Krümmung nach den heutigen Kenntnissen über das Kräftespiel und die Bewegungen im Dammkörper für unzweckmäßig. Die Steifigkeit des Kerns würde erhöht und das Zusammenarbeiten der beiden Damnteile beeinträchtigt werden. Wenn durch Bogenwirkung die wasserseitigen Drücke auf die Hänge abgeleitet werden, wird der Stützkörper in unerwünschtem Maße entlastet und die Kernmauer durch sehr große Kräfte belastet.

Anders ist dagegen eine schwache Krümmung zu beurteilen, die sehr wohl Vorteile bieten kann. Es muß dabei Grundsatz sein, die

Krümmung so zu wählen, daß die zu erwartenden Bewegungen, durch die der Erdwiderstand des Stützkörpers hervorgerufen wird, möglich bleiben. Die Krümmung soll lediglich bewirken, daß die talwärtigen Verschiebungen gleichmäßiger verlaufen und nicht störend sichtbar werden und daß die Blockfugen, die durch die niedrige Temperatur im Damminnen und das Schwinden offen sind, zusammengedrückt werden, wodurch das Dichthalten der Fugen unterstützt und verbessert wird. Nennenswerte Längskräfte sollen dagegen in der Kernmauer nicht entstehen. Dies möge an einem Beispiel erläutert werden.

Die Zusammenziehung des Kerns durch Temperaturrückgang und Schwinden kann zu 0,000 15 bis 0,000 20 der Länge angenommen werden. Ein hoher Zementgehalt, der zur Erzielung guter Wasserdichtigkeit angewendet werden muß, steigert das Schwinden. Auch wird eine in Weichbeton hergestellte schlanke Kernmauer, die bis zum Einschütten noch längere Zeit freisteht, in gewissem Maße durch Austrocknen schrumpfen. Eine in der Krone 300 m lange, in Blöcke unterteilte Kernmauer würde also im Damm ein Gesamtmaß an offenen Fugen von 45 bis 60 mm aufweisen. Wählt man z. B. einen Krümmungshalbmesser von 1500 m, so ergibt sich der Stich des Bogens zu 7,5 m und die Bogenlänge beträgt 300,50 m. Tritt nun (Abb. 1) eine Durchbiegung von 40 cm ein, so verkürzt sich der Stich auf 7,1 m und die Bogenlänge auf 300,45 m. Bei einer Verkürzung um rd. 50 mm kommen bei dem angenommenen Schwindmaß die Fugen in der Krone gerade fest zum Anliegen. Die Sehnen- und die Bogenlänge darf man nur in dem Bereich in Rechnung stellen, in dem Bewegungen zu erwarten sind; niedrige Ausläufer des Kerns an flachen Hängen bleiben also außer Betracht.

Wichtig ist, daß in tieferen waagerechten Schnitten des Damms beim gleichen Krümmungshalbmesser die Pfeilhöhe und damit die Änderung der Bogenlänge rasch kleiner wird. In den unteren Teilen des Damms werden also die Fugen nicht mehr fest geschlossen. Aus diesem Grunde braucht man in der Wahl der Krümmung nicht allzu vorsichtig zu sein. Würde eine größere Bewegung als erwartet eintreten wollen, z. B. von 60 cm an der Krone, so wäre dazu eine Verkürzung des Bogens von 8 cm erforderlich. Da die Summe der Fugenweiten sicher kleiner ist, würde in diesem Falle im oberen Bereich eine Abstützung der Blöcke der Kernmauer gegeneinander eintreten. Dadurch wird einer weiteren Durchbiegung der Krone entgegengewirkt, was nur erwünscht sein kann. Bei gekrümmtem Dammgrundriß wird der Stützkörper durch die talwärtige Bewegung des Kerns nicht nur in der Talrichtung, sondern auch in der Dammlängsrichtung zusammengedrückt, und man darf deshalb erwarten, daß der dem Gleichgewicht entsprechende Erdwiderstand sich bereits bei einer kleineren Verschiebung einstellt,

als sie bei einem geraden Damm eintreten würde. Wenn man den Kern Längskräften nicht aussetzen will, kann dies dadurch vermieden werden, daß man die Blockfugen im oberen Bereich mit einer nach oben an Dicke zunehmenden Schicht von weichem Bitumen versieht, das seitlich herausgequetscht werden kann. Bei Wahl eines genügend dicken Polsters hat man die Möglichkeit, die Krümmung so stark zu wählen, daß ein fester Fugenschluß auch auf größerer Höhe der Kernmauer erreicht wird. Im tiefsten Teil des Damms ist die Längenänderung des Bogens so gering (z. B. bei $R = 1500$ m, $s = 100$ m, $h = 0,8$ m und 10 cm Verschiebung nur 4 mm), daß es für die Wirkung der Krümmung einerlei ist, ob der Kern mit einer waagerechten Gleitfuge ausgestattet ist oder nicht.

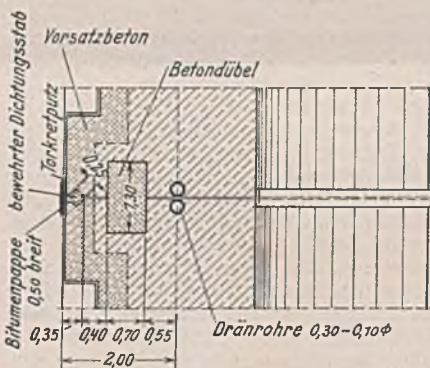


Abb. 2. Schnitt durch eine Blockfuge der Kernmauer eines neueren deutschen Staudammes.

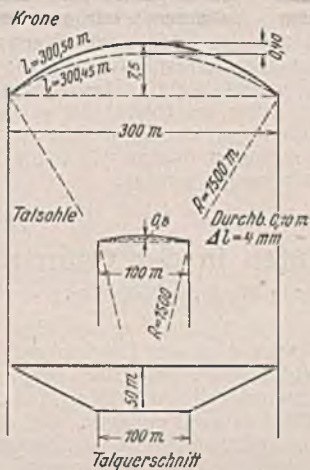


Abb. 1. Grundriß einer gekrümmten Kernmauer mit Verschiebungsmaßen.



Abb. 3. Fugenausbildung für einen gekrümmten Betonkern.

Bei dem Bau von Steindämmen mit wasserseitiger Dichtungsdecke aus Eisenbetontafeln, also ohne Kernmauer, ist es üblich, dem Damm eine gewisse Vorwölbung gegen die Wasserseite zu geben, damit bei waagerechten Setzungen die Fugen zusammengedrückt werden. Die Vorwölbung wird mindestens so bemessen, daß durch die zu erwartende, meist reichlich angenommene Setzung eine gerade Dammachse erreicht wird. Manche Dämme erhielten eine stärkere Krümmung, z. B. hat der 1917 erbaute 42 m hohe Strawberry-Damm²⁾ in Kalifornien bei 182 m Kronenlänge einen Stich von 6 m. Bei einem der jüngsten Steindämme,

²⁾ Ziegler, Der Talsperrenbau, 3. Aufl., Bd. 1. Berlin 1925, Wilh. Ernst & Sohn.

dem 1934 bis 1936 erbauten 78 m hohen Malpaso-Damm in Peru³⁾, beträgt der Krümmungshalbmesser 900 m; die Pfeilhöhe der 152 m langen Krone ist 3,5 m. Ähnliche Krümmungen wurden bei den beiden höchsten nordamerikanischen Steindämmen, dem Dix-River-⁴⁾ und dem Salt-Springs-Damm⁵⁾ angewendet. Die günstigen Erfahrungen, die man bei der Dichtungsdecke dieser Dämme mit einer leichten Krümmung der Dammachse gemacht hat, sprechen dafür, sie auch für senkrechte Kernmauern zu erproben.

In diesem Fall ist es auch möglich, die Ausbildung der Blockfugen der Kernmauer zu vereinfachen, namentlich, wenn vor dem Kern eine gute Lehmdichtung liegt. Bei einer Dichtung wie der der Abb. 2, wo mit bestem Erfolge auf eine Kupferblechdichtung verzichtet und dafür ein Dichtungsstab und als zweiter Fugenverschluß ein bei niedriger Temperatur nachträglich eingebrachter Betondübel verwendet wurden, könnte z. B. die Verdübelung durch eine einfache trapezförmige Verzahnung ersetzt werden. Die Verdübelung, die bei einer geradlinigen Kernmauer für ein Zusammenhalten der einzelnen Blöcke bei Verschiebungen wichtig ist, ist wegen der Notwendigkeit von Verstärkungen des Mauerquerschnitts im oberen schlanken Teil und des Aufwands für die nachträglichen Arbeitsgänge verhältnismäßig teuer. Als Anregung für eine Fugenausbildung ist Abb. 3 beigegeben. Im luftseitigen Teil der Fuge kann noch ein Schacht zum Ableiten etwaigen Sickerwassers und zum Messen von Bewegungen angefügt werden⁶⁾. Das Bitumenpolster neben einem wasserseitigen Dichtungsstab ist auch dann nötig, wenn man es auf der übrigen Fugenbreite bei schwacher Krümmung noch nicht braucht, weil der Dichtungsstab oft erst eingebracht wird, wenn die Kernmauer schon eine gewisse Schwindung

³⁾ Bautechn. 1940, Heft 10, S. 112.

⁴⁾ Eng. News-Rec., Bd. 94, 1925, S. 548.

⁵⁾ Eng. News-Rec., Bd. 104, 1930, S. 92.

⁶⁾ Vgl. auch E. Link, Entstehung und Abdichtung von Schwind-, Zusammenziehungs- und Dehnungsfugen in Staumauern. Bericht zum II. Talsperrenkongreß, Washington 1936.

durchgemacht hat. Wo man auf die als zuverlässige Dichtung bewährte Kupferfeder nicht verzichten will, wäre zu überlegen, ob man sie auf den unteren Teil der Kernmauer beschränkt, bis zu der Höhe, oberhalb derer auf der ganzen Fugenbreite ein Bitumenpolster angeordnet wird.

Ein Vordrücken des Kerns nach der Wassenseite während des Baues, um die talwärtige Abweichung von der Achse durch die beim Einstau zu erwartende Bewegung klein zu halten, hat bei einem gekrümmten Kern geringe Bedeutung. Man kann auf diese Maßnahme, die auch unerwünschte Bewegungen zur Folge haben kann, verzichten und hat nur dafür zu sorgen, daß der Boden unmittelbar hinter dem Kern gut verdichtet ist und fest am Kern anliegt.

Ein nicht zu unterschätzender Vorteil einer leichten Krümmung der Kernmauer und des Dammes liegt darin, daß die Durchbiegung nicht störend ins Auge fällt. Eine geringe Verflachung des Bogens ist ohne Messungen nicht zu erkennen. Man vermeidet also die unschöne Durchbiegung einer geraden Dammachse nach der Talseite. Sie offenbart sofort, daß Bewegungen stattgefunden haben, wird von nicht Sachkundigen leicht als Schwäche des Bauwerks gedeutet und führt zu Zweifeln an der Güte der Bauausführung oder gar an der Sicherheit der Anlage. Aus beiden Gründen hat man an einer der genannten deutschen Sperren die Kernkrone durch eine Eisenbetonplatte überdeckt und die gerade Achse der Brüstung und der Straße wiederhergestellt. Auch schönheitliche Gründe können für eine leichte Krümmung des Dammes sprechen. Die gebogene Form paßt sich den geschwungenen Linien der Landschaft besser an, während ein gerader Damm leicht etwas Starres hat.

Die Mehrlänge einer schwach gekrümmten Kernmauer gegenüber der geraden ist unwesentlich; in dem angeführten Beispiel beträgt sie 0,5 m auf 300 m. Der Mehraufwand an Mauerwerk und an Dammasse ist daher verschwindend gering. Die Ausführung wird für die leichte Krümmung ebenfalls nicht nennenswert erschwert. Die unbedeutenden Mehrkosten dürften jedenfalls durch die geschilderten Vorteile reichlich aufgewogen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen bei Tunnelbauten in der Ostmark.

Von Dipl.-Ing. Baumeister Martin Blodnig, Salzburg.

Angeregt durch einen Aufsatz über den geplanten Katschbergtunnel¹⁾ möchte ich als Tunnelpraktiker²⁾ im folgenden einige Hinweise geben, die für die kommenden Bauten nützlich sein können.

Der Tunnelbau ist zum größten Teil Sache der Erfahrung. Deshalb hat die österreichische Bahnverwaltung für die großen Tunnelbauwerke immer wieder erfahrene Ingenieure herangezogen, beispielsweise die Aribergleute zu den Alpentunneln der Jahre 1901 bis 1908. Für solch kostspielige und mit mancherlei technischen Schwierigkeiten verbundene Bauwerke müssen eben erprobte Arbeitskräfte und erprobte Bauverfahren und Baustoffe eingesetzt werden. Dieser Grundsatz hat sich bei der Planung und Baudurchführung stets bewährt.

Der Tunnelbau unterscheidet sich wesentlich vom Bergbau, dessen Zielsetzung eine ganz andere ist. Die wichtigste und stets vordringliche Aufgabe im Tunnelbau ist der Vortrieb des Richtstollens von beiden Seiten. Seine Anlage wird jedenfalls den örtlichen Bedürfnissen angepaßt werden müssen, wofür bei zahlreichen Bauten grundlegende Erfahrungen gesammelt sind. Im Gefälle liegende Stollen ersaufen, das hat sich im Karawankentunnel beispielhaft erwiesen. Zu große Querschnitte verhindern raschen Vortrieb, stören unnötig die Gebirgsspannung, erfordern vielleicht starken Einbau und viel Sprengstoff. Der Richtstollen schließt das zu durchörternde Gebirge auf, schafft damit Angriffspunkte für die übrigen Arbeitsvorgänge und muß daher zur möglichsten Abkürzung der Bauzeit mit allen Mitteln der Erfahrung und unter Vermeidung zeitraubender Versuche soweit als möglich maschinell vorgetrieben werden.

Die Anwendung maschineller Einrichtungen im Stollen- und Tunnelbetrieb ist durch den beschränkten Raum begrenzt. Beispielsweise hat der Einsatz von Sonderfördergeräten keine besseren Ergebnisse gegenüber den Leistungen bei den großen Alpentunneln erbringen können; anders lautende Berichte aus Amerika sind für unsere Verhältnisse nicht maßgebend. Abgesehen von der Auswirkung auf den Baufortschritt ist aber gegenwärtig der weitgehende Ersatz der Menschenkraft durch Maschinen eine wichtige Sorge.

Ein sogenannter Angriff vor Ort im Richtstollen erfordert bei einem 6 m² großen Stollenquerschnitt im mittelfesten Gestein und bei leichtem Türstockeinbau ohne Wasserzudrang mit vier Bohrmaschinen und Handschütterung etwa 16 bis 18 Häuer und Schütterer einschließlich der Aufsicht und folgenden Zeitaufwand für 1 m Vortrieb:

Anteil für die Festlegung von Richtung und Höhe	10 min.,
Heranschaffen der Bohrgeräte, Ansetzen der Bohrer für etwa	
14 Bohrlöcher von 1,40 m Tiefe, Bohren, Laden und Ab-	
feuern	180 „
Schüttern und Förderung der gefallenen Berge bei etwa 1 m	
Fortschritt und 10 m ³ Fördermasse	170 „
Zusammen 360 min.	

¹⁾ v. Gottstein, Reichsautobahn durch den Katschberg. Straße 1940, S. 106. — Vgl. auch Rabcewicz, Forderungen an neuzeitliche Tunnelbauweisen mit besonderer Berücksichtigung der Alpentunnel der Reichsautobahnen, Bautechn. 1940, S. 547.

²⁾ Der Verfasser hat fünf Jahre lang bei der Überwindung der nicht geringen Schwierigkeiten des Karawanken-, Tauern- und des Bosrucktunnels an maßgebender Stelle mitgewirkt.

Auf 24 Stunden kommen also vier Angriffe oder 4 m Fortschritt. Danach wird der Durchschlag der von beiden Seiten gleichmäßig vorgetriebenen Richtstollen durch den Katschberg, wenn nicht besondere Schwierigkeiten eintreten, in rund zwei Jahren erreicht sein. In dieser Zeit dürfte es auch gelingen, die 4700 m langen Tunnelröhren in Ausbruch und Ausmauerung so weit fertigzustellen, daß nach Ablauf eines weiteren Jahres der Verkehr aufgenommen werden kann. Im störungslosen Betrieb kommt es vielfach auf die Geschicklichkeit der Häuer im Ansetzen der Bohrlöcher an, ob der Erfolg der Sprengungen gut ist und nicht tiefe Pfeifen nach dem Abschluß verbleiben, was für den Fortschritt von maßgebender Bedeutung ist.

Die Erfahrungen beim Tauerntunnel lassen vermuten, daß auch am Katschberg der Vortrieb im Hangschutt Druck und Wasser und damit Aufenthalte ergeben wird. Der Bau des Tauerntunnels war leider durch Finanzierungsschwierigkeiten gehemmt und kann daher zu einem Vergleich mit der planmäßigen Baudurchführung nicht herangezogen werden. Es sei aber daran erinnert, daß wiederholt Wassereintritte stattgefunden und zu vollständiger Einstellung des Baubetriebes bis zur Dauer von fünf Monaten geführt haben. Auch sei auf die sieben Monate lange Unterbrechung des Baues des Bosrucktunnels hingewiesen, die infolge Wassereintritts und der Bildung von Sumpfgas knapp vor dem Durchschlag eintrat.

In den Jahren 1901 bis 1908 sind in Altösterreich 126 Tunnel mit zusammen 42,4 km Länge, davon 80 in der heutigen Ostmark, gebaut worden. 23 km sind zweigleisige Tunnel, deren Abmessungen dem geplanten Katschbergtunnel entsprechen. Ingenieure von Ruf haben sich im Laufe dieser acht Jahre eingehend und gründlich mit den Fragen des maschinellen Einsatzes befaßt, um Zeit und Geld zu sparen.

Vielerlei Bohrmaschinenbauarten mit Preßluft-, Druckwasser-, elektrischen und gemischten Antrieben, auf Spannvorrichtungen und auf Bohrwagen befestigt, tragbar und fahrbar, sind angewendet, genau beobachtet, verglichen und verbessert worden. Die Entwicklung der Preßluftwerkzeuge hat im Laufe der Jahre Bohrhämmer der gewünschten Handlichkeit und Leistungsfähigkeit herausgebracht. Mit diesen Werkzeugen wird die schwere Häuerarbeit wesentlich erleichtert und die zeitraubende Unterbrechung während der Schütterung zum Teil ausgeschaltet.

Für die Schütterung, die die Menschenkraft am stärksten in Anspruch nimmt, sind die verschiedenartigsten Hilfswerkzeuge und Maschinen erprobt worden, jedoch ohne daß sie zu sicherem und ausschlaggebendem Erfolg geführt haben. Die Beschränkungen im engen Raum lassen im Gegensatz zur offenen Baustelle nur kleine Abmessungen der Fördervorrichtungen zu. Außerdem sind die Geräte dem Steinschlag der Sprengungen und sonstigen groben Beanspruchungen ausgesetzt. Man ist daher immer wieder auf die Handschütterung als die sicherste zurückgekommen. Mit Rüttel- und Förderbändern sind zumeist schlechte Erfahrungen gemacht, sie sind nur in ruhigen Betriebsstrecken des Bergbaues zu verwenden. Im Tunnelbau bleibt die Gleisförderung mit entsprechenden Kippwagen und Zugmaschinen das einzig Richtige. Dagegen unterstützen geeignete Verladevorrichtungen, wie Löffelbagger besonderer Bauart in Verbindung mit Förderbändern, die Schütterarbeit in einem Maße, daß damit nicht nur an Zeit gespart wird, sondern auch an menschlicher Schwerarbeit. Schüttermaschinen sind angeblich mit großem Erfolg

in Amerika eingesetzt worden. Aber auch die deutsche Maschinenindustrie hat derartige Vorrichtungen bereits geschaffen und wird auf diesem Gebiete, das durch die bevorstehenden Bauten in den mächtigen Gebirgen der Ostmark in nächster Zeit sehr an Bedeutung gewinnen wird, weitere gute Leistungen hervorbringen.

Der Vollaussbruch und die Ausmauerung sind, wenn keine Druck-, Treib- oder Schwellerscheinungen oder Wassereinbrüche auftreten, eine verhältnismäßig einfache Angelegenheit. Der Katschbergtunnel wird wahrscheinlich nur in der Hangzone starke Ausmauerungen erfordern, während im Urgestein Verkleidungen ohne Sohlgewölbe genügen werden.

Die Lage dieses doppelten Tunnels ist auf Grund der geologischen Vorhersage und nach vorhandenen Aufschlüssen so geschickt gewählt, und die Hangstrecke ist möglichst vermindert worden, daß voraussichtlich Schwierigkeiten mit verhängnisvollen Folgen nicht eintreten werden.

Der Katschberg soll in zwei 60 m voneinander entfernten, gleichlaufenden Röhren durchörtert werden. Der gleichzeitige Vortrieb der beiden Stollen kann naturgemäß vorteilhaft für die Lüftung, Wasser-

haltung und Förderung ausgenutzt werden. Einer der Richtstollen kann als Sohlstollen, der zweite als Firststollen mit entsprechendem Höhenunterschiede und mit schrägen Querschlägen in geeigneten Entfernungen vorgetrieben werden. Das Wasser wird im tiefer gelegenen Sohlstollen abgeleitet, die Lüftung benutzt den Firststollen. Auch für die Förderung des Ausbruchs und der Baustoffe und die Belüftung der fertigen Tunnel können unter Umständen die Querschläge herangezogen werden. Bei dieser Anordnung der beiden Richtstollen werden Vollaussbruch und Ausmauerung in der Röhre mit dem Sohlstollen nach der erprobten neuzeitlichen österreichischen Bauweise vorgenommen, in der anderen Röhre nach der holzsparenden Kernbauweise. Bekanntlich wurde das neuzeitliche österreichische Einbauverfahren in allen zweigleisigen Tunneln der Ostmark und bei fast jeder Gebirgsbeschaffenheit vorteilhaft angewendet. Der Holzverschnitt ist gering, rasche Auswechslung bei der Mauerung leicht. Bei geringem Gebirgsdruck können die Einbauhölzer wiederholt verwendet werden. Die Bauweise ist übrigens nicht zu verwechseln mit der in Lehrbüchern angeführten alten österreichischen Bauweise.

Dichtung eines Klär- und Kühlbeckens im Bergbausenkungsgebiet mit Asphaltbeton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. A. Milke, Herten i. Westf.

In Bergbausenkungsgebieten versagen starke Dichtungen von Sohl- und Böschungsflächen, da sie keinerlei Bodenbewegungen, Zerrungen oder Pressungen mitmachen können. Die Forderung nach einer einwandfreien Dichtung in Bergbausenkungsgebieten ist mehrfach erhoben worden; im folgenden wird eine Dichtung aus Asphaltbeton besprochen, die sich bei einer größeren Werkwasseranlage im Ruhrgebiet bewährt hat.

des Kühlers und damit auch das unter dem Kühler angeordnete, durch eine Trennwand in zwei gleich große Kammern geteilte Kühlbecken bedienen zu können. Über einen Überfall für jede Kühlbeckenhälfte tritt das Wasser in das Klärbecken, das bei einem Wasserinhalt von rund 20 000 m³ in etwa 4 1/2 Stunden durchströmt wird.

Das Klärbecken ist durch Ausschachten hergestellt worden, indem die Dämme, die es einschließen, aus dem Aushubboden geschüttet wurden.

Auf der Wasserseite ist der Damm in der Neigung 1:2, landseitig 1:1 1/2 geböschet. Die Dammkrone liegt 3,85 m höher als die Beckensohle. Die wasserseitige Böschungsfläche ist 3500 m², die Sohlenfläche 6000 m² groß. Die Sohle hat eine geringe Neigung, damit das Becken völlig entleert werden kann.

An das Klärbecken schließt sich das Pumpenhaus an. Kühler und Klärbecken können bei Ausbesserungsarbeiten oder zum Zwecke der Reinigung ohne Betriebsunterbrechung der Anlage getrennt stillgelegt werden.

Die Bodenuntersuchungen hatten ergeben, daß der mit Ton durchsetzte Lehm des Untergrundes keine weiteren Dichtungsmaßnahmen erforderlich machte. Die Dämme wurden daher mit dem ausgebaggerten Lehm geschüttet und mit einem Delmag-Frosch verdichtet. Durch ständige Überwachung wurde festgestellt, daß genügende Dichtigkeit erzielt wurde. Der obere Teil der wasserseitigen Dammböschung wurde abgeplästert, um Ausspülungen durch Wellenschlag zu vermeiden.

Nach Inbetriebnahme arbeitete die Anlage zunächst einwandfrei, bis nach mehreren Tagen im Zeitraum von knapp 3 Stunden 12 000 m³ Wasser aus dem Klärbecken abgesunken waren. Nach Leerung der Anlage traten auf der Beckensohle mehrere Erdrisse zutage (Abb. 2), durch die das Wasser abgesackt war. Es fiel bei einer benachbarten Steinkohlenzeche auf 500 bis 600 m Tiefe wieder an.

Aus den tektonischen Karten war ersichtlich, daß die Hauptbrüche im Klärbecken über Flözen lagen und in Richtung der Flöze verliefen. Wie bereits bei Aufstellung des Entwurfes bekannt war, liegt die Anlage im Zerrungsgebiet von stillgelegten Steinkohlen-Abbaufeldern, deren

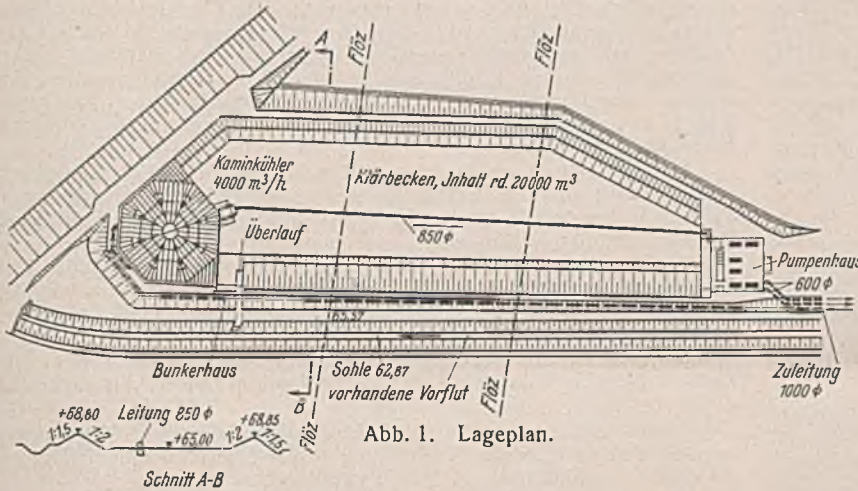


Abb. 1. Lageplan.

Abb. 1 zeigt eine Kühl- und Kläranlage, deren Zweck es ist, das in einem Hüttenwerk gebrauchte und um etwa 10° erwärmte Wasser zurückzukühlen und in einem Klärbecken von mechanischen Verunreinigungen zu befreien. Das Wasser wird dem Kaminkühler durch eine Rohrleitung von 1000 mm Durchm. im Gefälle zugeführt. Vor Eintritt in den Kühler verteilt es sich auf zwei Leitungswege, um getrennt je eine Hälfte



Abb. 2. Bergbau-Zerrungsriß.



Abb. 3. Klaffung der Zerrung.



Abb. 4. Ausschachtung über den Zerrungsrisen.

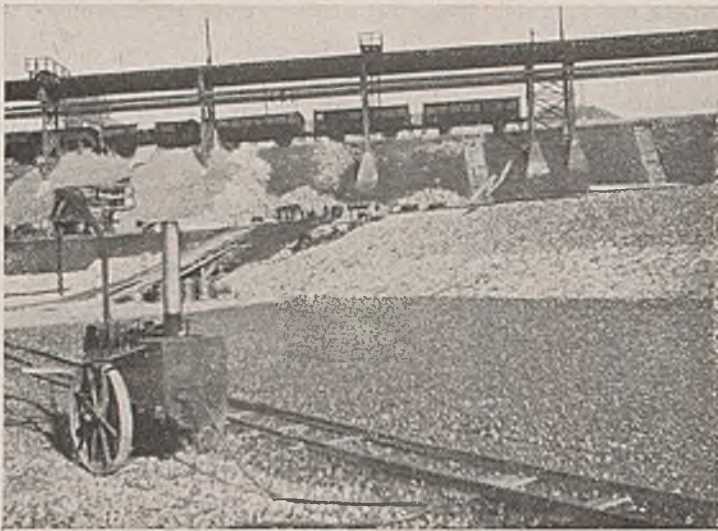


Abb. 5. Unterbau.

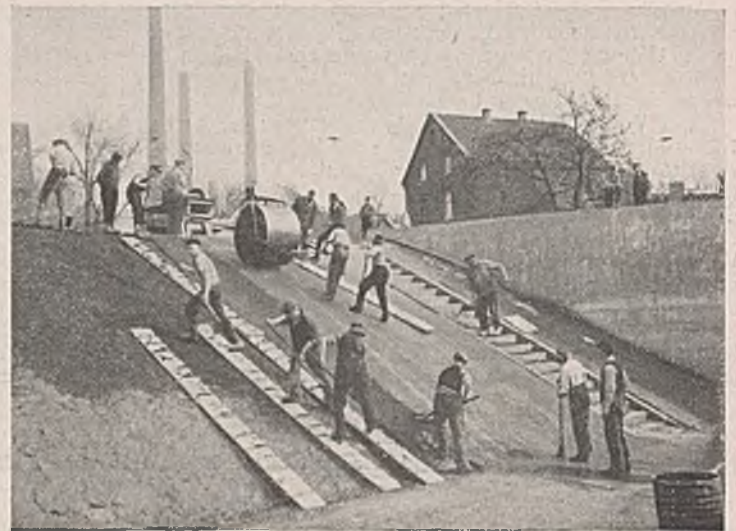


Abb. 6. Dichtung der Böschungen, Bügeln der Anschlußstreifen.

Zerrungswirkung als abgeschlossen galt. Inzwischen war aber in den stillgelegten Flözen der Abbau wieder freigegeben worden, wodurch sich die neue Oberflächenbewegung erklärte.

Die Abbauzerrungen bewirken keilförmige Bodenklaffungen von etwa 10 bis 20 cm Breite und 2 m Tiefe (Abb. 3). Da die dichtende Lehmsschicht nur bis 2 m Tiefe reichte, war das Wasser durch mehrere solcher Zerrungsklaffungen, vor allem über den alten Flözen, abgesackt.

Für den Abschluß der Risse kam nur eine zerrungssichere Dichtung in Frage, die nachgiebig war und etwaige weitere geringe Senkungen und Klaffungen des Untergrundes mitmachen konnte.

Vor dem Aufbringen der neuen Dichtung waren natürlich die Erdrisse zu schließen. Abb. 4 zeigt die Ausschachtung für das Einbringen von Ton in unregelmäßigem, treppenförmigem Querschnitt.

Folgende Forderungen mußte die neue Dichtung erfüllen:

1. eine gute Bildsamkeit, die die Dichtung befähigt, etwaige Bewegungen des Untergrundes mitzumachen, ohne daß sie selbst reißt;
2. völlige Wasserundurchlässigkeit bei Hitze, Frostsicherheit und Unempfindlichkeit gegen chemische Angriffe, die durch Beimengungen des Kühlwassers hervorgerufen werden können;
3. die Dichtung muß schnell eingebaut werden können, die spätere Reinigung des Beckens muß leicht möglich sein.

Diesen Ansprüchen entsprach der Dichtungsbelag aus Asphaltbeton. Asphaltbeton¹⁾ ist ein Gemisch aus Zuschlagstoffen, wie Splitt, Sand und Steinmehl, und mittelweichem Bitumen als Bindemittel. Durch geeignete Auswahl und Mischung der Zuschlagstoffe und der Bitumensorte ist es möglich, einen praktisch wasserundurchlässigen Dichtungsbelag von bleibender Wirkung herzustellen. Da das Bitumen gegen chemische Angriffe unempfindlich ist, sind es auch meist die mit ihm hergestellten Bitumen-Mineral-Gemische.

Um einen einwandfreien Untergrund für den Asphaltbeton zu schaffen, wurde die aufgeweilte Beckensohle zunächst mit einer 8 cm dicken Schicht aus Kesselasche eingeebnet. Auf diese Aschenschicht wurden 120 kg/m² Hochofenschlackenkleinerschlag in der Korngröße von 6 bis 8 cm gleichmäßig verteilt und mit 30 kg/m² Hochofenschlackensplitt der Körnung

10 bis 20 mm verzwickelt. Durch Abwalzen dieses Unterbaues mit einer 5-t-Walze wurde eine standfeste Unterlage geschaffen.

Dieser Unterbau wurde dann mit Heißasphalt abgespritzt (Abb. 5), worauf eine Bindeschicht und dann eine wasserundurchlässige Oberschicht, die eigentliche Dichtung, aufgebracht wurde. Die Bindeschicht wurde aus einem bitumenumhüllten Splitt-Sand-Gemisch hergestellt, so daß zur Aufbereitung und zum Einbau dieselben Maschinen und Geräte und nahezu dieselben Mineralien benötigt wurden wie für die Herstellung der Deckschicht. Die Bindeschicht bestand aus 70 Gewichtsteilen Basaltsplitt 5 bis 15 mm, 30 Gewichtsteilen Rheinsand 0 bis 2 mm und 5,5 Gewichtsteilen Mexphalt 60/70.

Dieses Gemisch wurde heiß aufbereitet, auf den Unterbau gleichmäßig verteilt und im heißen Zustand abgewalzt. Die Schicht wurde 3 cm dick hergestellt, wozu 70 kg/m² bitumenumhülltes Splitt-Sand-Gemisch benötigt wurde.

Die Deckschicht bestand aus 20 Gewichtsteilen Basaltsplitt 3 bis 5 mm, 10 Gewichtsteilen Basaltsplitt 1 bis 3 mm, 50 Gewichtsteilen Rheinsand 0 bis 5 mm, 20 Gewichtsteilen Kalksteinmehl und 9,5 Gewichtsteilen Mexphalt 60/70.

Die Deckschicht war auf der Beckensohle 2 cm dick (im abgewalzten Zustand gemessen). Hierzu waren 50 kg/m² Asphaltbetonmasse der angegebenen Zusammensetzung nötig.

Für die Binder und die Deckschicht wurde dasselbe Bitumen verwendet, weil so eine gute Verbindung beider Schichten miteinander und ihr einheitlich bildsames Verhalten gewährleistet ist.

Auf der wasserseitigen Böschung der das Becken umfassenden Dämme wurde das Pflaster aufgenommen, der Dammquerschnitt durch Auffüllen mit Kesselasche wieder hergestellt und aufs neue mit Pflaster aus Hochofenschlackenkrotzen mit Zementtraßmörtel verlegt. Ohne Einschaltung einer Bindeschicht wurde auf dieser Unterlage, die mit 1,5 kg/m² Bitumenemulsion vorgespritzt wurde, der Asphaltbetondichtungsbelag in einer Dicke von 3 cm aufgebracht, wofür 70 kg/m² Asphaltbetonmasse gebraucht wurde.

Auf der Böschung wurde die Masse mit einer etwa 1 t schweren Handwalze gewalzt, die durch eine auf der Dammkrone fahrende Motorwinde heraufgezogen und herabgelassen werden konnte. Der Einbau geschah in Streifen von 1½ m Breite von unten nach oben (Abb. 6).

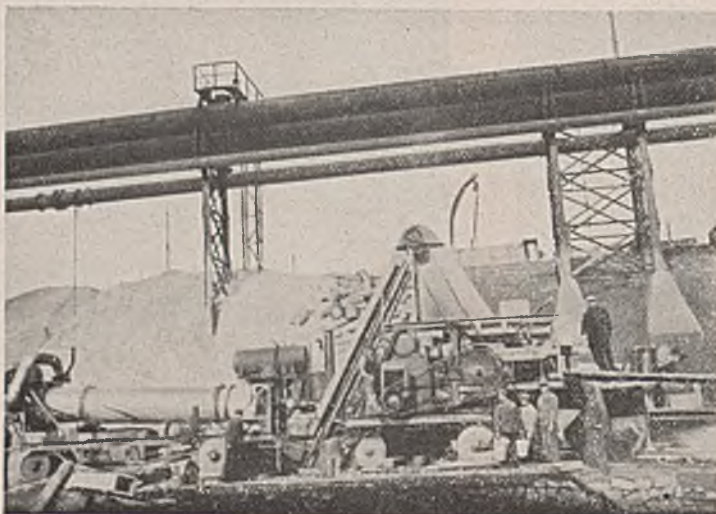


Abb. 7. Aufbereitungsanlage.



Abb. 8. Die fertige Anlage.

¹⁾ Schiller und Gorges, Versuche mit Asphaltbauweisen usw. Bautechn. 1936, Heft 31 u. 32, S. 445 u. 456.

Selbstverständlich muß die Böschung fugenlos an die Sohlendichtung anschließen. Dieser durch „Bügeln“ leicht zu erzielende Anschluß schafft eine einheitliche Dichtung von Sohle und Böschung. Um die Poren an der Oberfläche zu schließen, wurden Beckensohle und Böschungen mit Heißbitumen eingespritzt. Unter dem Entwässerungsrohr von 1000 mm Durchm., das das Klärbecken der Länge nach durchquert und ein Walzen nicht zuläßt, wurde die Sohle mit einem streichbaren Gußasphalt gedichtet, der sich mit dem anschließenden Asphaltbeton fugenlos verbindet.

Die Asphaltabdichtung ist an bestehende Bauwerke nicht unmittelbar angeschlossen, sondern von ihnen durch eine 2 cm breite Fuge, die mit Fugenvergußmasse gefüllt wurde, getrennt, eine Maßnahme, die in ähnlichen Fällen immer vorgenommen werden sollte. Damit kein Wasser unter die Bindschicht der Böschung treten kann, ist die Dammkrone mit einer leichten Asphaltdecke versehen worden.

Für den Einbau wurden die üblichen Aufbereitungsanlagen mit Trockentrommel, Entstäuber, Bitumenwaage usw. verwendet (Abb. 7).

Die Einbaumassen wurden mit Loren von $\frac{1}{2}$ m³ Fassungsraum zur Einbaustelle gefahren, dort gekippt und gleichmäßig von Hand verteilt. Die Einbautemperatur betrug 170°. Der Asphaltbeton war nach zweimaligem Walzen völlig verdichtet. Die Menge, die die Mischmaschine verließ, durfte nicht zu groß gewählt werden, um einen starken Temperaturabfall der ungewalzten Masse zu vermeiden. Auf den nahtlosen An-

schluß der Nachbarstreifen wurde besonders geachtet, er wurde stets durch Bügeln gesichert.

Der Einbau der gesamten Dichtung einschließlich der Herstellung des Unterbaues vollzog sich bei einer Belegschaftsstärke von durchschnittlich 25 Mann innerhalb von 45 Arbeitstagen.

Durch Untersuchung von an der Decke entnommenen Probestücken im Prüfraum der Rhenania-Ossag ist festgestellt worden, daß die Wasseraufnahme der Dichtungsschicht im Vakuum in Raumteilen weniger als 1% beträgt, daß also die gewählte Zusammensetzung einen praktisch wasserundurchlässigen Belag ergeben hat.

Etwa drei Jahre nach Inbetriebnahme wurde die Dichtung anlässlich einer Überholung der Anlage eingehend untersucht. Dabei wurde durch Aufnahmen an verschiedenen Stellen festgestellt, daß die Asphaltabdichtung die Bodenbewegungen, vor allem die Pressungen, mitgemacht hatte. An einigen Stellen waren allerdings feine Risse im Asphaltbeton zu beobachten. Beim Aufbruch stellte sich heraus, daß keilförmige Klüffungen im Untergrund von mehr als 30 cm Breite und 1,50 m Tiefe entstanden waren. Derartig große Oberflächenänderungen wird kein Baustoff mitmachen können.

Die Asphaltbetondichtung hat sich jedenfalls bei dieser Bauausführung bewährt, sie kann für ähnliche Fälle, vor allem in Bergbausenktungsgebieten, empfohlen werden.

Vermischtes.

Sommersitzung des Fachausschusses für Holzfragen. Am 27. und 28. Juni hat in Bad Hersfeld die diesjährige Sommersitzung des Fachausschusses für Holzfragen beim Verein deutscher Ingenieure und Deutschen Forstvereine, verbunden mit einer Sitzung des Arbeitskreises „Holztrocknung“, stattgefunden, auf der vom Vorsitzenden des Fachausschusses für Holzfragen, Oberlandforstmeister Dr.-Ing. e. h. Gernlein, über 50 Fachgenossen aus allen Gauen Großdeutschlands begrüßt werden konnten. In der Vormittagssitzung folgten den Begrüßungsworten des Vorsitzenden zunächst die Berichte der einzelnen Arbeitsausschüsse. Der vom Obmann des Ausschusses „Holzdecken“, Professor Dr.-Ing. Stortz, Stuttgart, verfaßte Bericht über das vorläufige Ergebnis der Stuttgarter Versuche mit Sparbalken für den sozialen Wohnungsbau wurde verlesen. Aus den bisherigen statischen und dynamischen Versuchen geht hervor, daß merkliche Unterschiede zugunsten der geleimten Balken gegenüber den nur genagelten bestehen, die sich allerdings bei den Hohlbalken weniger als bei den I-Balken bemerkbar machen. Immerhin bleibt das endgültige Ergebnis der Lastwechselversuche abzuwarten, bei denen 100 000 Lastwechsel vorgesehen waren, aus versuchstechnischen Gründen aber bisher nur 5000 vorgenommen werden konnten. Überraschend ist die Feststellung, daß der Zwischenboden auch bei geleimten und genagelten I-Balken unbedenklich ohne besondere Leisten auf die unteren Flansche gelegt werden könne. Oberregierungs- und -baurat Wedler berichtete über die umfangreichen Arbeiten des Ausschusses „Dachstühle“, von dem nunmehr 54 verschiedene Arten von Dachstühlen nach einheitlichen Richtlinien überprüft worden sind. Es hat sich dabei gezeigt, daß die neueren Dachbauweisen erst bei größeren Stützweiten von Vorteil sind. Die Versuche des Ausschusses „Schallschutz bei Decken“ harrten noch der Durchführung. Oberlandforstmeister Dr.-Ing. e. h. Gernlein betonte in dem Bericht des Ausschusses „Holzschutz im Grubenbau“ die vordringliche Wichtigkeit gerade des Holzschutzes im Bergbau, der einen jährlichen Bedarf von 6 Mill. im Grubenholz hat, und verwies besonders auf das von Professor Dr. Liese, Eberswalde, bearbeitete Merkblatt. Regierungsrat Dr.-Ing. Metz, Berlin, sprach über die Arbeiten des Ausschusses „Holzfaserplatten“ und berichtete über die Verwendung von Flammenschutzmitteln bei Holzfaserplatten u. ä. im Vergleich zum Holz. Dr.-Ing. Fonrobert, Holzwinden, konnte über die vorläufigen Ergebnisse der Versuche berichten, die von ihm durchgeführt worden sind, um den Widerstand von Nägeln gegen Herausziehen aus dem Holz zu bestimmen. Die bisherigen Versuche haben ergeben, daß ein Abreißen der Dachschalungen durch Sog und Unterwind im allgemeinen wohl nicht zu befürchten ist. Dagegen hat es sich herausgestellt, daß die Haftkraft der sogenannten Sparrennägel, mit denen die Sparren auf den Pfetten oder Bindern befestigt werden, an und für sich schon unzureichend ist und noch dazu mit der Zeit abnimmt, worüber noch weitere Versuche genaueren Aufschluß bringen sollen. Oberbaurat Dr.-Ing. Erhart, Wien, berichtete kurz über den Stand der Arbeiten, die im Auftrage der Zweigstelle Wien des Fachausschusses für Holzfragen durchgeführt werden.

An die Berichte schlossen sich sodann einige Vorträge an. Ingenieur Trysna, Kassel, sprach über „Die Formänderungen hölzerner Tragwerke“. Durch die Entwicklung geeigneter Bauweisen, durch die Verwendung ausreichend trockenen Holzes und durch genaue Arbeit läßt es sich erreichen, daß das elastische Verhalten der Holzbauten dem der Stahlbauten entspricht. Besonders wichtig ist es dabei, die Beanspruchung des Holzes quer zur Faser ganz auszuschalten oder wenigstens gering zu halten. Die bleibenden Formänderungen werden vor allem durch die Anschlüsse der Hölzer bedingt. In Dachbauten wirken sich die Formänderungen deshalb besonders ungünstig aus, weil sie Undichtigkeiten der Eindeckung zur Folge haben.

Der Vortrag von Professor Dr.-Ing. Melan, Wien, über „Versuche mit genagelten Vollwandbogenträgern“ wurde durch Dr.-Ing. Schischka, Wien, verlesen. Aus den durch zahlreiche Lichtbilder erläuterten Ausführungen ging u. a. hervor, daß sich der Nagel bei diesen Bogenträgern sehr gut bewährt hat. Die Versuche sind an Versuchskörpern in natürlicher Größe (bis 25 m Stützweite) durchgeführt worden und haben wert-

volle Aufschlüsse über das hervorragend günstige Verhalten der Vollwandbogenträger erbracht.

Abschließend berichtete Oberbaurat Dr. Drögsler, Wien, über die „Auswertung der Prüfung von Flammenschutzmitteln“.

Während am Vormittag im Zunfthaus der Maschinenbau AG. Schilde getagt worden war, hat die Nachmittagssitzung des Arbeitskreises „Holztrocknung“ nach einer Besichtigung geschichtlich bedeutungsvoller Bauten der alten Stadt Hersfeld in der Versuchshalle der Firma Schilde stattgefunden. Einleitend sprach der Obmann des Arbeitskreises, Professor Graf, Stuttgart, über die Notwendigkeit der Holztrocknung und die Fragen, die mit der Verwendung künstlich getrockneten Holzes im Bauwesen zusammenhängen, z. B. über den Ausgleich der Trocknungskosten durch Zulassung höherer zulässiger Beanspruchungen. Während in Dachstühlen und zur Not auch noch in Decken außer für geleimte Bauteile auch halbtrockenes Holz verwendet werden kann, wenn ihm nur Gelegenheit zum nachträglichen Austrocknen gegeben ist, muß für geleimte Bauteile unbedingt trockenes Holz genommen werden. Es folgten sodann die Berichte von Oberingenieur Merkel, Nürnberg, über den „Einfluß des Sprühens auf die Spannungsverhältnisse im Holz“, von Professor Dr.-Ing. Krüser, Darmstadt, über die „Physikalischen Gesetzmäßigkeiten der Feuchtigkeitsbewegung bei der Holztrocknung“, von Dr.-Ing. Fischer, Essen, über die „Heißtrocknung von Weichholz in elektrisch beheizten Trockenräumen“ und von Franzelin, Hersfeld, über den „Einfluß der Luftgeschwindigkeit im Holzstapel auf die Trockenzeit“. Dr.-Ing. Schlüter, Berlin, gab einen von vorzüglichen Lichtbildern unterstützten Bericht über die von ihm durchgeführten Versuche, vor allem im Hinblick auf den Trockenverlauf und die Trockenkosten sowie auf die Schwierigkeiten, die durch die verschiedene Anfangsfeuchtigkeit des Holzes bedingt sind. Nachdrücklich wies er darauf hin, wie wichtig es ist, bei hoher Luftfeuchtigkeit zu trocknen, um das ungünstige Verschalen des Holzes zu vermeiden. Seinen Angaben nach sind die technischen und physikalischen Fragen gelöst, während die Kostenfrage noch überprüft werden muß. Die Trockenkosten für Bauholz schwanken zwischen 14 und 24 RM/m³. Über die „Frage der Trockenkosten“ berichtete ebenfalls Dr.-Ing. habil. Egner, Stuttgart, während abschließend Ingenieur Schleussner, Wien, über den Stand des demnächst erscheinenden Merkheftes „Natürliche Holztrocknung durch Stapelung“ sprach und seine Ausführungen durch eindrucksvolle Lichtbilder erläuterte, die leider nachwies, wie sehr auch heute noch selbst in großen Betrieben bei der Stapelung des Holzes gesündigt wird, und wie wichtig es ist, auch in dieser Hinsicht aufklärend zu wirken.

Der zweite Tag war der eingehenden Besichtigung von Holzbauten der Werke Kaiseroda und Wintershall der Wintershall AG., Kassel, unter Führung durch Ingenieur Trysna, Kassel, gewidmet. Die zahlreichen Holzbauwerke machten in ihrer oft überraschenden Größe auf alle Teilnehmer der Besichtigung einen starken und nachhaltigen Eindruck. Eine Einfahrt in ein Kalibergwerk vermittelte zum Schluß allen Teilnehmern lehrreiche Einblicke in die Kaligewinnung.

Daß auch die Sommersitzung 1941 des Fachausschusses für Holzfragen wieder als ein voller Erfolg in der langen Reihe dieser Veranstaltungen gebucht werden kann, war die einstimmige Auffassung aller Sitzungsteilnehmer. Sie brachten ihren herzlichen Dank in gleicher Weise der Geschäftsführung für die reibungslose Abwicklung aller Veranstaltungen, den Vortragenden für ihre aufgewendete Zeit und Mühe und nicht zum wenigsten den beteiligten Unternehmen für die genossene Gastfreundschaft wiederholt zum Ausdruck.

Fonrobert VDI.

Bau der französischen Saharabahn. Die technischen Vorarbeiten für den Bau der Saharabahn sind so weit abgeschlossen, daß mit der Ausführung begonnen werden kann. Wie die Abbildung zeigt, verbindet die etwa 2500 km lange Bahn das Mittelmeer mit Nigeria an der afrikanischen Westküste. Für die erfolgreiche Entwicklung der künftigen wirtschaftlichen Beziehungen zwischen Europa und Afrika ist diese Bahn von größter Bedeutung. In erster Linie dient sie dem Zwecke weiter-

gehender wirtschaftlicher Erschließung des großen westafrikanischen französischen Kolonialbesitzes, die sonst mit Hilfe von Straßen und Luftverkehrslinien nicht in diesem Ausmaße möglich wäre. Das wirtschaftliche Einflußgebiet der Bahn umfaßt etwa 40 Mill. Bewohner, was seine Bedeutung genügend kennzeichnet. Vom technischen Standpunkt aus scheinen der Durchführung dieses großzügigen Unternehmens keinerlei erste Schwierigkeiten entgegenzustehen. Das Gebiet, das die Bahn durchquert, ist ohne bedeutende Höhenunterschiede, erfordert deshalb auch nur wenige größere Kunstbauten. Auf der ganzen Strecke zwischen



Colomb-Béchar und Adrar, eine der ersten von der Bahn berührten Oasen, scheint nur eine Eisenbahnbrücke notwendig zu werden. Mit Rücksicht auf die dortige Beschaffenheit der weitausgedehnten Dünen wird auch keine Versandung der Bahn befürchtet. Die Linie hat ihren Ausgangspunkt in Abu-Arfa, dem Becken von Guir, nördlich von Colomb-Béchar, dem derzeitigen Endpunkt der Eisenbahnstrecke von Oran nach der Küste. Von dort entwickelt sich die Bahn

über Kenadza, Beni-Abbes, Adrar und In Tassit, um dann von Tanezroust ab die mittlere Sahara zu durchqueren, an deren Südeinde sie über die Oase Araouan Timbuktu erreicht. Von dort führt sie entlang des Nigerflusses nach Segou. 200 km von hier liegt Bamako, der derzeitige Endbahnhof der Sudan-Senegal-Eisenbahn nach Dakar. Etwa 400 km südwestlich Bamako liegt der für die Ausfuhr kolonialer Erzeugnisse wichtige Hafen Konakry in Guinea.

Als erstes Baulos ist die in Algier Kenadza mit Abu-Arfa verbindende Strecke, im Kohlengebiet von Guir, vorgesehen. Hier soll dann sofort mit einem wirtschaftlichen Abbau der Kohlevorkommen begonnen werden, was bis heute, infolge Fehlens neuzeitlicher Verkehrswege, nicht möglich gewesen ist. Außer der Gewinnung vorhandener Bodenschätze wird die Bahn mittelbar einer weitgehenden Verbesserung weiter landwirtschaftlicher Gebiete dienen, deren Erträge, durch den gleichzeitigen Bau großzügiger Bewässerungsanlagen im alten Nigerdelta, im wesentlichen für mehr als 1 Mill. ha Baumwollpflanzungen, erheblich gesteigert werden sollen.

Die keineswegs einfache Lösung des Lokomotivzuges wurde zugunsten der Diesellokomotive entschieden, die am wenigsten Wasser benötigt. Der für ihren Betrieb notwendige Brennstoff wird den Destillationsanlagen am Niger entnommen. Die Gesamtkosten der neuen Bahn, einschließlich der Anschlußstrecken in Algier, sind zu 4 Milliarden Franks (nach dem Kostenstande vom April 1940) veranschlagt. (Le Vie del'Mondo, April 1941, S. 435/36.)

Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen.

Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Grundsätzliches über die Berechnung von Spundwänden¹⁾.

Professor Dr.-Ing. e. h. Jacoby hält die Forderung, daß die Ankerwand so weit zurückzusetzen ist, daß die Gleitflächen des tätigen Erddruckes auf die Wand und des widerstehenden Erddruckes der Ankerwand sich nicht schneiden können, für völlig unbegründet.

Meines Erachtens ist diese Forderung dadurch begründet, daß bei einem Überschneiden der Gleitlinien der Druck, den die Ankerwand auf das vor ihr befindliche Erdreich ausübt, sich auf den frei stehenden Teil der zu verankernden Wand übertragen und diesen zusätzlich belasten wird. Das würde bedeuten, daß die Spundwand, der Anker und die Ankerwand stärker als nötig bemessen werden müssen. Es ist daher verständlich, wenn immer wieder gefordert wird, daß die Gleitfläche des widerstehenden Erddruckes sich nicht mit der Gleitlinie des tätigen Erddruckes überschneidet. Angesichts der Forderung nach Eisenersparnis wird man jedoch eine geringe Überschneidung ruhig hinnehmen können, da der waagerechte Schub der Ankerwand auf das Erdreich dicht unter der Erdoberfläche nur gering ist.

Daß der Widerstand einer Ankerwand um so größer wird, je näher die Ankerwand zur Spundwand rückt, ist in der Tat zunächst überraschend. Dies darf aber nicht dazu verleiten, sich mit der Berechnung der Ankerwände aus der Grundbruchuntersuchung zu begnügen und die Folgen für die Spundwand selber, die sich aus einem Heranrücken der Ankerwand zur Spundwand ergeben, zu vernachlässigen.

Eichstaedt, Marine-Hilfsbauassessor.

¹⁾ Bautechn. 1941, Heft 8, S. 88.

Erwiderung des Verfassers.

Eine zusätzliche Belastung des oberen Spundwandteils durch den Druck, den die Ankerwand auf das vor ihr befindliche Erdreich ausübt, kann nicht entstehen. Dieser Druck — der tatsächliche Gegendruck der Erde gegen die Ankerwand — ist immer nur so groß wie die durch den Erddruck auf die Spundwand bedingte Ankerkraft, unabhängig von der Länge des Ankers. Nur der Grenzwert des Erdwiderstandes gegen die Ankerwand wächst mit abnehmender Entfernung der Ankerwand von der Spundwand, weil sich die für den Grenzwert maßgebende ungünstigste Gleitfläche nicht ausbilden kann. Zusätzliche Kräfte können entstehen, wenn der Anker vorgespannt wird und wenn der obere Stützpunkt der Wand nicht nachgeben kann. In letzterem Falle entspricht die angenommene Erddruckverteilung nicht der tatsächlichen, sondern der obere Wandteil erhält in Wirklichkeit mehr, der untere weniger Druck, als nach der klassischen Erddrucklehre erhalten wird. Jacoby.

Erwiderung des Einsenders.

Der Druck auf die Spundwand kann vergrößert werden, wie folgende Untersuchung zeigt. G , E_w und R in Abb. 1 seien im Gleichgewicht. Zerlegt man die Kraft R nach T und N , dann fließt bei Anordnung der Ankerwand nach Abb. 1 die Kraft T und N ohne weiteres in das von dem waagrecht gestrichelten Erdkeil „A“ unabhängige Erdreich „E“, während bei Anordnung nach Abb. 2 einzelne Kraftanteile von T und N zwischen Punkt B und C den Erdkeil „A“ belasten und damit einen Druck auf die Spundwand ausüben. Dies ist die theoretische Seite unter Annahme der Ausbildung von Gleitflächen.

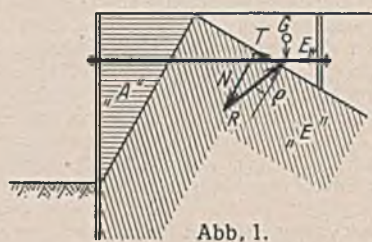


Abb. 1.

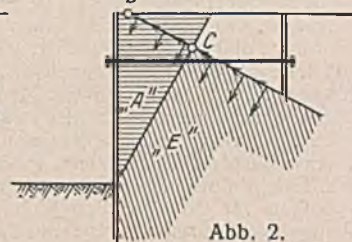


Abb. 2.

In Wirklichkeit werden sich die Kraftlinien im wesentlichen nach Abb. 3 in Richtung der Mittelkraft aus Erdgewicht und Ankerwandbelastung ausbilden, also etwa nach einer Parabel verlaufen. Nur solange die oberste Kraftlinie unter dem Fußpunkt D liegt, tritt keine zusätzliche Belastung der Spundwand ein. Es ist aber durchaus der Fall möglich, daß einzelne Kraftlinien über D liegen, daß also die Wand zusätzlich belastet wird und daß doch der durch die Kraftlinien unterhalb von D gewährleistete Erdwiderstand genügt, um den Ankerzug aufzunehmen.

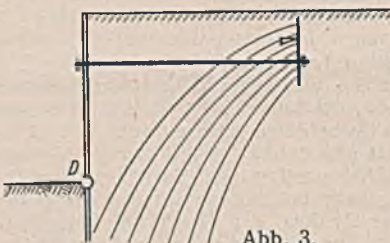


Abb. 3.

Eine genaue Berechnung der Ankerlänge ist nach meiner Ansicht nur dann möglich, wenn es gelingt, den Verlauf der Kraftlinien mittels der Elastizitätstheorie des Erdbodens in Anlehnung an die Verfahren von Professor Kögler und Dr. Scheidig zu bestimmen.

Eichstaedt.

Erwiderung des Verfassers.

Die Überlegungen Assessor Eichstaedts wären richtig, wenn man die Spundwand als ein selbständiges Bauwerk und die Ankerwand als ein zweites selbständiges Gebilde betrachten dürfte, das durch eine beliebige Kraft E_w zur Spundwand hin bewegt wird. In Wirklichkeit sind aber die Spundwand und die Ankerplatte durch den Anker miteinander verbunden. Der angreifende Erddruck auf die Spundwand ruft die von ihm abhängige Gegenkraft E_w hervor. Eine Gegenkraft kann niemals die angreifende Kraft vergrößern, weil Kraft und Gegenkraft immer im Gleichgewicht sind. Jacoby.

Die Aussprache ist damit geschlossen. Die Schriftleitung.

Personalmeldungen.

Hochschulnachrichten. Technische Hochschule Darmstadt. Regierungs- und Baurat Wilhelm Detig ist unter Ernennung zum ordentlichen Professor der Lehrstuhl für Wasserbau, Wasserwirtschaft und Kulturbau übertragen werden.

INHALT: Neuere Talsperrenbauten in Italien. — Bemerkungen über einige neuere Talsperrenbauten in Deutschland. — Ist eine Krümmung der Kernmauern hoher Erdstaudämme vorteilhaft? — Erfahrungen bei Tunnelbauten in der Ostmark. — Dichtungen eines Klär- und Kühlbeckens im Bergbaubereich mit Asphaltbeton. — Vermischtes: Sommeritzung des Fachausschusses für Holzfragen. — Bau der französischen Saharabahn. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.