

Die technischen Kongressberichte und der Verlauf der Sitzungen

Objekttyp: **Chapter**

Zeitschrift: **Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie**

Band (Jahr): **54 (1962)**

Heft 1-2

PDF erstellt am: **27.09.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

B. Die technischen Kongreßberichte und der Verlauf der Sitzungen

Dr. Ing. *Bernhard Gilg*, Elektro-Watt, Zürich

DK 627.81 : 061.3 (100) (048)

1. Einleitung

Das technisch-wissenschaftliche Material, welches für den Römer Kongreß zusammengetragen wurde, ist in 124 Rapporten aus 22 Ländern wiedergegeben. Die gesamte Dokumentation entspricht einem Werk von mehreren Tausend Druckseiten, und es lohnt sich die Mühe, die zum Teil sehr sorgfältig abgefaßten Arbeiten zu durchgehen.

Natürlich ist sich auch die Kongreßleitung jeweils bewußt, daß nur wenige der interessierten Fachleute die Zeit erübrigen können, diese Nachschlagearbeit zu leisten, und hat deshalb wiederum anerkannte Spezialisten mit der Ausarbeitung von Generalberichten für jedes der vier Kongreßthemen beauftragt. Diese Generalberichte erleichtern weitgehend den Überblick über die verschiedenen Publikationen und geben deren wichtigste Erkenntnisse wieder, ohne freilich auf oft sehr interessante Einzelheiten eingehen zu können.

Wir haben uns im folgenden bemüht, die verschiedenen Diskussionsthemen sowohl auf Grund der eingereichten Vorberichte als auch auf Grund der in den technischen Sitzungen vorgebrachten Kurzreferate zu beleuchten und dabei vor allem auch auf diejenigen Punkte einzutreten, welche unsere nationalen Fachkreise beschäftigen. Allerdings unterscheiden sich die internationalen Probleme von den spezifisch schweizerischen nicht grundlegend.

2. Allgemeiner Überblick

Das Schwergewicht der technischen Arbeit liegt zweifellos auf den Vorberichten. Diese wurden zwar bereits vor dem Kongreß den eingeschriebenen Teilnehmern zugestellt, doch war die Zeit für deren Verarbeitung für die meisten Delegierten zu kurz; unseres Erachtens sollte es in Zukunft möglich sein, die Rapporte sofort nach ihrer Drucklegung zu verteilen, so daß vielleicht während zwei Monaten vor dem Kongreßbeginn die Arbeiten sukzessive einlaufen und nicht alle 124 im letzten Augenblick. Denn nur eine einigermaßen vertiefte Kenntnis der behandelten Probleme ermöglicht die intensive Teilnahme an den Arbeitssitzungen, in welchen die Redner sehr oft zu ihren Vorberichten Stellung nehmen und — da die Redezeit kurz bemessen ist — nicht umfangreiche Erklärungen abgeben können.

Im übrigen liefern die Vorberichte, welche aus fast allen Ländern stammen, in denen Talsperren projektiert und gebaut werden, einen umfassenden Überblick über den Stand der heutigen Forschung und über die zum Teil divergierenden Ansichten der verschiedenen Fachkreise; denn wenn die Ingenieure auch weniger Differenzen in die Welt setzen als die Staatsmänner, so haftet doch auch dem Talsperrenbau bisweilen ein nationaler Charakter an.

Ein hauptsächlichster Wesenszug, welcher einem Großteil der Veröffentlichungen anhaftet, ist das Bestreben, sämtliche mehr oder weniger stark ins Gewicht fallenden Schwierigkeiten zu meistern — oder mit anderen Worten: auch dort Talsperren zu errichten, wo dies noch vor wenigen Jahren kaum möglich schien,

und Baumaterialien — sei es für Betonmauern oder Erd- und Steindämme — zu verwenden, welche früher für weitgehend unbrauchbar angesehen wurden.

Nach diesen allgemeinen Erörterungen werden die einzelnen Kongreßthemen näher betrachtet. Hinweise auf die Vorberichte, für welche ein Verzeichnis zusammengestellt wurde (S. 71/73), werden z. B. mit R 30 (= siehe Rapport Nr. 30) gegeben.

3. Die Wahl und Behandlung der Betonzuschlagstoffe (Frage 24)

a) Verwendung von gebrochenem Material

Da der Bau von Betonmauern längst nicht mehr durch den Mangel an erstklassigen Zuschlagstoffen behindert wird, werden heute zur Betonierung alle möglichen Materialien verwendet.

Im Steinbruch gewonnen werden vor allem magmatische Gesteine wie z. B. Granit und Andesit, ferner aber auch metamorphe (R 30) und sogar gewöhnliche Sandsteine (R 49) sowie kristalline Kalke (R 112). Ein wichtiges Problem ist die Beeinflussung der Gestalt (Form) der gebrochenen Körner, welche nicht nur durch die Einstellung der Brecher (R 8) — d. h. vor allem des freien Raumes zwischen den bewegten Teilen und der Geschwindigkeit derselben (R 52) —, sondern auch durch die Beschickungsintensität geschieht.

In Schweden (R 24) wurde eindeutig festgestellt, daß eine «magere» Beschickung flache Körner zur Folge hat, während bei reichlicher Beschickung sich die Körner gegenseitig zerstören und rundere Formen erhalten. Eine nach dem Brecher installierte Rutsche, auf welcher die runden Körner in größere Geschwindigkeit geraten als die flachen und deshalb am Ende weiter hinaus geschleudert werden, ermöglicht die Separierung der flachen, ungeeigneten Teile und deren Wiedereinführung in den Brechprozeß.

Das U. S. Corps of Engineers (R 52) hat auf Grund verschiedener Versuche die Regel aufgestellt, daß pro Brecher eine 2- bis 4malige Verkleinerung des größten Korndurchmessers stattfindet. Besitzen also die größten anfallenden Blöcke einen Durchmesser von 60 cm, so wird man normalerweise in einem Brechgang nicht auf eine Granulometrie mit $d_{\text{MAX}} = 15$ cm kommen. Im übrigen können bei mehrfacher Brechung für den 1. Gang ohne weiteres Backenbrecher verwendet werden, für den 2. und evtl. 3. Gang sind Kreiselbrecher zu installieren. Sand wird meistens mit Rod-Mills (R 33) produziert.

Bei Verwendung von Stollen- und Kavernenausbruch (R 33, R 87) ist eine minutiöse Vortriebskontrolle angezeigt, damit schlechte Felspartien mit Sicherheit aus dem Produktionsprozeß ausgeschaltet werden können.

In Japan wurden Brechanlagen in Betrieb gesetzt, welche bis 600 t/h lieferten, d. h. also ungefähr das Äquivalent von 280 m³/h (R 29), was etwa der Betoniergeschwindigkeit der Staumauer Mauvoisin (Wallis) entspricht.

b) Die Kieskomponenten

Eine bemerkenswerte Übereinstimmung herrscht heute in der Wahl der maximalen Korngröße, welche im allgemeinen 150 mm beträgt (R 30, 39 und 48). In Portugal (R 87) wurde z. B. für die Castelo do Bode-Sperre nur deshalb $d_{\text{Max}} = 200$ mm gewählt, weil der natürliche Anfall eine solche Wahl begünstigte, im übrigen zeigten Laboratoriumsversuche, daß die Überschreitung von $d_{\text{Max}} = 150$ mm keine wirtschaftlichen Vorteile bringt. Bei schlanken Mauern (R 30) und für den Vorsatzbeton wird $d_{\text{Max}} = 120$ mm oder kleiner angesetzt, wobei aber Versuche (R 87) gezeigt haben, daß die Herabsetzung des Maximalkornes von 150 mm auf 50 mm bei gleichbleibender Zementdosierung eine Reduktion der Druckfestigkeit um einen Drittel bewirkt.

In Deutschland (R 71) kommt öfters noch sogenannter Zyklopenbeton zur Anwendung, wobei z. B. in einen Beton P 280, welcher ein Maximalkorn von nur 30 mm aufweist, Steine bis zu 400 mm Durchmesser eingerüttelt werden, so daß zum Schluß eine mittlere Dosierung von 180 kg/m^3 entstand.

Mit Kies werden in den meisten Fällen Körner über 5 mm bezeichnet, und es werden 4 bis 5 Komponenten mit kontinuierlicher Granulometrie vorgeschlagen. Eine portugiesische Standardeinteilung wäre z. B. 150/75 mm, 75/38 mm, 38/19 mm, 19/10 mm und 10/5 mm, im gleichen Land wurde aber bei der Salamonde-Sperre aus wirtschaftlichen Überlegungen eine diskontinuierliche Granulometrie ($\frac{1}{2}$ 200/75 mm, $\frac{1}{4}$ 30/15 mm) angewandt (R 87). Italien empfiehlt im Kiesbereich die Einhaltung

der Kurve $p(d) \% = A + (100 - A) \left(\frac{d}{d_{\text{Max}}} \right)^n$ — unter Einschluß des Zementes —, wobei A oft = 0 und $n = \frac{1}{2}$ gesetzt wird.

c) Sandbehandlung

Der entscheidende Einfluß des Sandes ($d < 5$ mm) auf die Betonqualität ist heute eine unbestrittene Tatsache. Dabei stellt der Glimmer (vor allem der Muskowit) einen der schlimmsten «Feinde» dar. So wird z. B. in der Sowjetunion (R 110) für Betonteile unter schwankendem Wasserspiegel ein maximaler Glimmergehalt von 1 %, für ständig über Wasser befindlichen Beton von 2 %, vorgeschrieben. Indische Versuche (R 14) an glimmerhaltigem Mörtel — 1 Teil Zement : 6 Teilen Sand — zeigten eine Festigkeitsabnahme von 30—40 % bei Zusatz von 12 % Biotit und eine solche von 80 bis 90 % bei Zusatz der selben Menge Muskowit. Gleichzeitig nahm die Durchlässigkeit um das 30fache zu.

Ein Ersatz des kristallinen Sandes durch metamorphen Kalk (R 2) bewirkt im allgemeinen eine Zunahme der Festigkeit (bis 25 %) und der Frostbeständigkeit, wobei die Fraktion $< 0,4$ mm, welche rund $\frac{1}{4}$ der gesamten Sandoberfläche besitzt, praktisch allein maßgebend ist.

Auch flacher und scharfkantiger Quarzsand (R 12) oder ähnlich geformter gebrochener Sand (R 20, 101) wird zur Erhöhung der Festigkeit und Frostbeständigkeit mit Vorteil durch gerollten, am besten metamorphen Kalksand, ersetzt, selbst wenn dafür große Transportdistanzen zu überwinden sind (R 33, 98).

Der Staubanteil ($d < 0,10$ mm) scheint in geringem Maße (~ 2 %) für eine bessere Verarbeitbarkeit und

Frostbeständigkeit nötig zu sein, obschon darüber verschiedene Ansichten bestehen (R 12, 112). Mit Lehm verschmutzter Sand wird allerdings vorteilhaft selbst gegen gebrochenes Material ausgewechselt.

Über die Anzahl der Sandkomponenten herrschen gewisse Meinungsverschiedenheiten. Im Extremfall werden deren 5 (R 26) vorgeschlagen, d. h. 4,8/2,4 mm, 2,4/1,2 mm, 1,2/0,6 mm, 0,6/0,3 mm, 0,3/0,15 mm, und es wird eine Konstanthaltung der spezifischen Sandoberfläche während des Baues verlangt. Meist begnügt man sich mit einer einfachen hydraulischen Sandtrennung bei rund 1 mm (R 112), eventuell noch einer zusätzlichen bei 0,4 mm (R 12); in gewissen Fällen erübrigt sich die Trennung überhaupt, z. B. bei Rod-Mill-Produktion (R 29), doch bedeutet sie natürlich für die Kontrolle der Feuchtigkeit und die Trocknung des Sandes einen großen Vorteil (R 28, 39 und 48).

Eine hydraulische Separieranlage, welche nach dem Gegenstromprinzip arbeitet, das sog. Lavodune, ist in R 4 beschrieben.

d) Nachsiebung

Je nach Natur der Anlage und der Zuschlagstoffe zeigen die Siebkurven bisweilen ziemlich viele Körner mit Über- oder Unterdurchmesser (oversize, undersize). Unter anderem verschlechtern zu große Fallhöhen auf den Deponien oft die Granulometrien. Es wird deshalb häufig unmittelbar vor dem Betonieren eine 2. Siebung vorgenommen (R 18, 29, 51), was freilich vor allem beim Sand die Kontrolle des Wassergehaltes der Zuschlagstoffe stark erschwert (R 39).

e) Chem. Einflüsse

Daß kalkhaltige Zuschlagstoffe normalerweise eine bessere Betonfestigkeit bewirken als kristalline, ist seit längerer Zeit bekannt. Verschiedene Untersuchungen befassen sich mit diesem Problem, wobei der Grund einerseits in der chemischen Reaktion zwischen den kalk- und magnesiumhaltigen Mineralien und den im Zement enthaltenen Aluminaten (R 110), andererseits in der besseren Verbindung zwischen den feinsten Sandteilen und dem Zement (R 24) gesucht wird. Auch ist die Wasserabsorptionsfähigkeit des Kalksand im allgemeinen sehr groß, was auf die Hydratation einen günstigen Einfluß haben soll (R 110). In den Vereinigten Staaten wurden ferner Langzeitversuche unternommen, welche die chem. Anfälligkeit der im Zement enthaltenen Alkalien zum Gegenstand haben (R 50). Von italienischer Seite wird die Verwendung von aluminiumarmen (Ferro-Puzzolan-) Zementen vorgeschlagen.

f) Dosierung und Festigkeit

R 112 gibt eine ausgezeichnete Zusammenstellung der 1945—1960 in Italien erhaltenen Betonfestigkeiten. Ähnliche Zusammenfassungen wären auch auf internationaler Basis erwünscht.

Als magerster Beton wurde in Alpe Gera ein P 115 mit $d_{\text{Max}} = 130$ mm verwendet (Kristalline, z. T. gebrochene Zuschlagstoffe), welcher bei einem W/Z (Wasser-Zement)-Faktor von 0,85 eine mittlere neunzig-tägige Bruchfestigkeit von 230 kg/cm^2 erreichte. Im übrigen wird sehr häufig Beton P 250 verwendet, dessen achtundzwanzigtägige Festigkeiten zwischen 235 kg/cm^2 ($d_{\text{Max}} = 50$ mm, R 26) und 380 kg/cm^2 (gebrochener Kalk, $d_{\text{Max}} = 80$ mm, R 112) schwanken.

Ohne weiter auf das enorme Zahlenmaterial über Beton verschiedenster Qualität und Dosierung (z. B. auch aus vulkanischen Tuffen, R 110) einzutreten, dessen Verarbeitung sich lohnen würde, möchten wir die Bemerkung anbringen, daß in der Art der Betonprüfung noch ziemliche Verwirrung herrscht und folgende Punkte international zu regeln wären:

- I. Form und Größe der Prüfkörper (Würfel, Prismen, Zylinder)
- II. Prüfung mit voller oder abgeseibter Granulometrie; ersteres verlangt relativ große Kantenlängen, letzteres erschwert natürlich den Vergleich mit dem Bauwerk.

Im weiteren gehören zu jedem Prüfergebnisse klare Angaben über:

- III. Zementgehalt, Wassergehalt, Granulometrie, Luftporenmittel
- IV. Chemismus der Bindemittel, Mineralismus und Form der Zuschlagstoffe
- V. Art der Lagerung bis zum Prüftag und Prüfalter

g) Besondere Anlagen und Installationen

Aus den in großer Zahl vorhandenen eingehenden Beschreibungen verschiedenster Aufbereitungsanlagen greifen wir folgende Hinweise heraus:

- I. Bei einer türkischen Sperre (R 8) gelang die Aufbereitung mit stark tonhaltigem Wasser (0,7 g/l), wobei ein vorgeschriebenes Verhältnis zwischen Natursand und gebrochenem Sand einzuhalten war.
- II. In Glen Canyon (R. 51) mußte das sulfatfreie Wasser aus 180 m Tiefe gepumpt werden. Auf derselben Baustelle wurden zu leichte Zuschlagstoffe mit Hilfe einer Magnetit-Ferrosilicon-Suspension ($\gamma \approx 2,5 \text{ t/m}^3$) aus dem Gesamtanfall entfernt.
- III. Die vollmechanische Verteilung und Vibrierung des Betons scheint noch sehr wenig bekannt zu sein.
- IV. Bei indischen gemauerten Sperren (R 32) wird als Mörtel oft eine Mischung von gebranntem Kalk und Surki (feingemahlener gebrannter Ton) verwendet, wobei die Festigkeit am Probewürfel von 75 cm Kantenlänge (!) nach 90 Tagen 170 kg/cm^2 erreichte.

4. Unterirdische Bauwerke und Fundationen

(Frage 25)

In vielen Fällen ist der Untergrund der schwächste Teil einer Sperre. Da er sich zudem kaum auf Grund von Laboratoriumsversuchen erforschen läßt, sollten heute jedem Mauer- und Dammbau umfangreiche Voruntersuchungen «in situ» vorausgehen. Die Kosten der Untergrundbauten selber machen oft einen beträchtlichen Teil der Bausumme aus, wie z. B. folgender Vergleich zeigt:

Sperre	Betonvolumen	Kosten in %			
		Beton	Aushub	Injektionen	Stollenarbeiten in Sperrennähe
Val Gallina	99 000 m ³	49 %	9 %	10 %	32 %
Vajont	352 000 m ³	48 %	14 %	18 %	20 %

a) Kavernenbauten

Eine der größten in letzter Zeit gebauten unterirdischen Anlagen ist die Zentrale von Kariba (143 m lang, 23 m breit, 40 m hoch), welche zusammen mit der Transformatorenkaverne ein Volumen von rund 170 000 m³ besitzt (R. 16). Im Projektstadium befinden sich die entweder in Torus- oder in Langform zu erstellende 100 000 m³ messende Kavernenzentrale (600 MW) des Oroville-Dammes (224 m hoch) (R 57) sowie zwei große Zentralen in der Sowjetunion (R 121), deren eine das Gefälle der 300 m hohen Inguri-Bogensperre mit 1500 MW Leistung nutzen soll.¹

Bescheidenere, aber in ihren Einzelheiten z. T. sehr interessante Bauwerke sind die größtenteils unverkleidete Kaverne von Picote (80 × 20 × 40 m), bei welcher zuerst das Gewölbe ausgebrochen und betoniert und die Kranbahn daran aufgehängt wurde, worauf der restliche Ausbruch erfolgte, sowie die Kaverne von Miranda, deren Lage im Glimmergneis verschiedene Probleme stellte (R 88, 93). Weitere Beschreibungen enthalten R 82, 94, 102 und 124.

b) Stollenbauten

Spannungsmessungen in mehr oder weniger intaktem Fels (R 1) zeigen oft Beanspruchungen, welche nicht durch den Überlagerungsdruck erklärt werden können und sich also bei der Entstehung des Gebirges oder bei der Abkühlung magmatischer Gesteine aufgebaut haben müssen (z. B. $\sigma_{\text{MAX}} = 176 \text{ kg/cm}^2$ bei 65 m Überdeckung).

Abpreßversuche in verschiedenartig behandelten Stollenabschnitten ergaben, daß Panzerungen rund 30 bis 50 % des Innendruckes übernehmen (R 22), wobei der Wert von der Dicke des Betonringes beeinflusst wird — bei Drücken über 25 bis 28 atü wird eine Panzerung im allgemeinen für nötig erachtet (R 6) — und daß sich bei Überschreitung von 15 atü weder durch Betonverkleidung noch durch Gunitierung Einfluß auf den Wasserverlust im Stollen ausüben läßt (Rissebildung im Beton) (R 89). Kreisprofile verformen sich meist ellipsenförmig, wobei die Hauptachsen dieser Ellipse in ganz verschiedenen Winkeln zu den Schichtflächen stehen (R 22).

Nebst anderen interessanten Mitteilungen (R 41 und 91), z. B. über Vortrieb mit Hilfe von Injektionen (R 84) und über neuartige russische Stollenprofile (R 121) liegt eine Beschreibung des Jumbo-Gerätes vor, welches für Stollenbauten am Oahe-Damm (Missouri-River) in Schieferfels eingesetzt wurde (R 55). Diese 100 bis 200 t schwere und 15 bis 27 m lange Maschine bewirkt mittelst 30 bis 40 auf dem «Frontrad» aufgesetzten Schneiden einen Vollausschub bis zu 65 m² mit Vortriebsgeschwindigkeiten von max. 40 m/Tag. Das abgeschabte Material wird über ein Band (bis 630 t/h) ins Freie befördert. Ein am hintern Jumbo-Ende montierter Kran dient dem Versetzen von Stahlrahmen für den Einbau bis 5 m an die Brust.

¹ Im gleichen Rapport hören wir außerdem von einigen nicht alltäglichen Dammprojekten.

c) Foundationen

Über Betonschürzen liegen verschiedene Berichte vor, wobei die Ausführung meist als sehr kompliziert geschildert wird, so z. B. am Henne-Damm auf eine Tiefe von 25 m (R 74), beim Pian-Palù-Damm vor allem auf dem geologisch komplexen linken Ufer mit einer Absperrfläche von 5000 m² und einer maximalen Dicke von 3 m (R 114) und endlich in den Schuttmassen eines alten Isonzo-Tallaufes bei Sottosella (R 118).

Die jugoslawische Karstlandschaft — eine sehr «energiereiche» Gegend — stellt mit ihren durchlässigen Felsmassen die Sperrbauer vor schwierige Probleme (R 104).

In den rumänischen Karpathen sind Betonmauern auf Flysch von geringer Scherfestigkeit zu fundieren ($\tau \approx 0,7 \sigma$), was eine nahezu der Sperrhöhe entsprechende Basisbreite erfordert (R 45).

R. 90 schlägt zur Verbesserung der Stabilität schlanker Bogenmauern das Anordnen wasserseitiger Flügelmauern auf den äußersten Talflanken vor, welche in Verbindung mit Injektionen den Auftrieb von diesen Teilen der Sperre fernhalten. (Man fragt sich allerdings, ob dies die richtige Lösung darstelle.)

d) Felsinjektionen

R 34 faßt die sehr heterogenen Verhältnisse von Zervreila (Ortho- und Paragneis) zusammen, wo rechtsseitig mittlere Zementabsorptionen von 570 kg/m, linksseitig nur solche von 39 kg/m verzeichnet wurden, was zu einem Totalverbrauch von 3800 t führte. Große Aufnahmen von im Mittel 350 kg Zement/m² Schirmfläche wurden im Rhyolit und in den Breccien von Atiamuri festgestellt (R 6), ferner im Kalk/Dolomitgestein der jugoslawischen Karstgegend (R 85), wo eine 460 m lange Sperre einen 2 km langen Schirm von 240 000 m² Fläche erforderte; dabei bestand die absorbierte Festsubstanz von 214 kg/m² zu $\frac{3}{4}$ aus Ton und nur zu $\frac{1}{4}$ aus Zement.

Eine Laboratoriumsarbeit (R 86) befaßt sich mit den in den verschiedenen Injektionssuspensionen feststellbaren Zusammenhängen zwischen Gelvolumen, Gelgewicht, Wasservolumen (Gewicht), Zementgewicht, Torgewicht und Plastizitätszahl sowie der nach verschiedenen Zeiten erreichten Druckfestigkeit und gibt eine große Anzahl Diagramme.

e) Alluvialinjektionen

Nebst einer ausführlichen Beschreibung der Voruntersuchungen und des Schirmes von Mattmark (R 68), des größten aller zur Ausführung gelangten Alluvial-Schirme, von über 20 000 m² Fläche und gegen 500 000 m³ injiziertem Boden² vernehmen wir in diesem Kapitel lediglich über die Injektionsversuche im Untergrund des Assuandammes, wo man sich mit einer Herabsetzung des k-Wertes auf rund $3 \cdot 10^{-4}$ cm/s zu begnügen scheint (in Mattmark ist $k = 3 \cdot 10^{-5}$ cm/s verlangt). Dies wird im Kies-Sand (Ausgang $k = 10^{-1} + 10^{-2}$ cm/s) mittelst Ton und Zement (~ 200 kg/m³ Boden), im feinen Material ($k \approx 6 \cdot 10^{-3}$ cm/s) mittelst Bentonit (+ Phosphat) bzw. Aluminiumilikat erreicht.

² Siehe «Das Projekt des Dichtungsschirmes unter dem Staudamm von Mattmark», in SBZ Heft 35, 31. August 1961.

f) Verschiedene seltene Arbeiten und Versuche

Eine nicht alltägliche Arbeit (R 40) war die Sprengung eines 10 000 m³ messenden «Felspfropfens» zwischen einem neuen Druckstollen und einem bestehenden Stausee in Kanada. Weitere außerordentliche Fundationsarbeiten waren im Zusammenhang mit den Niagara-Werken (R 54) und am Hills-Creek-Damm (R 58) im Staate Oregon zu leisten.

Aufschlußreiche Resultate vermittelte ein Felsanker-versuch auf 5,5 m Tiefe bei den Vorbereitungen für die vorgespannte Betonsperre Allt-na-Lairige (Schottland), wo anstatt der zulässigen Kraft von 1176 t eine solche von 4400 t ohne Zerstörung der Felsfundation ausgeübt werden konnte (R 6).

Theoretische Arbeiten versuchen, die Felsmechanik im einen Fall auf die Elastizitätstheorie (R 96), im andern Fall auf die Erdbaumechanik zurückzuführen, wobei z. B. auf Grund der Bestimmung von Kohäsion, Elastizitätsmodul und innerer Reibung der um einen Druckstollen zu erwartende Zerstörungsbereich oder die max. zulässige Fundationsbelastung berechnet werden kann (R 37). Ferner soll die Durchlässigkeit eines Bodens in situ auf Grund von dessen Porosität und Kornverteilung nach einer empirisch aufgestellten Formel berechnet werden, wobei das Porenvolumen mit Isotopengeräten zu messen ist (R 73).

5. Die Absperrung von breiten Tälern

(Frage 26)

Da der zunehmende Energiehunger der ihren Lebensstandard steigernden Menschheit nicht vor der Tatsache zurückschreckt, daß die günstigen Sperrstellen immer spärlicher werden, und da in vielen Fällen eine energetische Nutzung der Wassermassen mit der Bekämpfung von Hochwassern gekoppelt wird, fängt die Absperrung von weiten flachen Tälern an, zum Normalfall zu werden. Sie stellt dem Erbauer zwei Hauptprobleme, nämlich ein konstruktives in Verbindung mit der Wirtschaftlichkeit der Anlage und ein ausführungstechnisches in Verbindung mit der Mächtigkeit des das Tal durchströmenden Gewässers.

Erlauben Geologie und Talform die Wahl eines volumensparenden Sperrtypes wie etwa einer Bogenmauer mit einer oder mehreren Spannweiten, einer Pfeilerkopfmauer oder einer vorgespannten Mauer, so muß oft auf Grund umfangreicher Studien der wirtschaftlichste Typ herausgearbeitet werden. Erfordern die Umstände eine Gewichtssperre (Mauer oder Damm), so wird sich lediglich in der Ausführung der Arbeiten ein Unterschied gegenüber dem Bau in einem engen Tal zeigen.

a) Bogenmauern

Überschreitet die Kronenlänge die vier- bis fünf-fache Mauerhöhe, so ergeben sich für den Konstrukteur wachsende Schwierigkeiten. Er muß den am wasserseitigen Mauerfuß auftretenden vertikalen Zugsspannungen mit einer Umfangsfuge oder einer lokalen Vorgespannung begegnen, was aber das Auftreten großer Schubkräfte in diesen Partien nicht verhindert. Die Horizontalschnitte des Tragwerkes verlangen gegen das Auflager hin zunehmende Radien (eventuell auch Dicken), wobei die Parabelform nicht unbedingt die gün-

stigste Lösung darstellt. Der meist starke wasserseitige Überhang in den untern Mauerteilen erfordert oft eine zusätzliche Stützung, die höheren Mauerpartien müssen dagegen wegen des talseitigen Überhangs frühzeitig (d. h. vor ihrer Abkühlung) injiziert oder durch Druckwasser stabilisiert werden (R 10, 62, 75, 113, 115 und 117).

Es ist also, wenn immer möglich, auch bei breiten Tälern eine Verkürzung der Bogenspannweiten anzustreben, sei es durch die Errichtung von seitlichen Widerlagerblöcken (R 61) oder von Zwischenpfeilern. Im 2. Fall entsteht die

b) mehrfache Bogenmauer

Ihre einfachste Form, nämlich eine Folge von zylindrischen oder schwach torusförmigen (R 83) Gewölben, deren Spannweite geringer als die Mauerhöhe ist, wurde namentlich in Frankreich und in Nordafrika öfters angewandt, wobei Spannweiten von 50 m und Höhen von 80 m bis heute ein Maximum darstellen (R 3). Im übrigen geht die Tendenz eher nach kürzeren Spannweiten und stark armierten dünneren Bogen sowie teilweise vorgespannten Zwischenpfeilern (R 7, 10, 21 und 43), wobei hier auf konstruktive Einzelheiten der Vorspannung, Armierung und Fugenausbildung nicht eingetreten werden kann.

Für größere Objekte scheint sich aber eine andere Entwicklung als wirtschaftlich zu erweisen, nämlich das mehrfache Gewölbe mit variierenden Spannweiten. So kann z. B. der mittlere Bogen sehr weit gespannt sein, und nur zwei kleine seitliche Anschlußbogen vervollständigen das Bauwerk, oder es können zwei völlig ungleiche Gewölbe einen gemeinsamen Mittelpfeiler besitzen (R 31). Portugiesische Laboratoriumsversuche (R 95) geben Aufschluß über die günstigste Anordnung von drei aneinandergereihten, nicht armierten Kuppeln. Die neue Bauweise erlaubt wiederum die Verwendung des wirtschaftlichen Massebetons, was bei dünnen hocharmierten Zylindern nicht mehr möglich ist.

c) Spezielle Gewichtsmauern

An einer für mehrfache Bogen geeigneten Sperrstelle fällt die Wahl aus wirtschaftlichen Gründen (R 117) unter Umständen auch auf eine Pfeilerkopfmauer oder eine vorgespannte Gewichtsmauer. Beide Typen eignen sich aber, da sie ja quer zum Tal keine Tragfähigkeit besitzen müssen, besonders für spezielle topographische und geologische Verhältnisse; denn die Krone kann einen beliebig gekrümmten oder geknickten Verlauf annehmen, und das Bauwerk ist gegen inhomogene Untergrundsetzungen weniger empfindlich.

Verschiedenartige Pfeilerquerschnitte werden statisch untersucht (R 46), wobei Modellversuche (R 95, R 122) gezeigt haben, daß der ganze Pfeiler als Scheibe auf elastischer Bettung zu betrachten ist, der lineare Spannungszustand also nur in der oberen Hälfte angenommen werden darf. Die Zugspannungen in den Köpfen können in Fundationsnähe ziemlich groß werden, und auch die seitliche Stabilität muß — am besten experimentell — nachgewiesen werden (R 23).

Es liegen Resultate über die Haftfestigkeit des Betons am Felsuntergrund vor (R 43), im übrigen werden verschiedene Bauwerke mit z. T. stark armierten Plattenköpfen und hoher Zementdosierung beschrieben (R 10, 21, 25 und 70).

Als einzige vorgespannte Mauer wird die 46 m hohe Catagunya-Sperre (R 17) in allen Einzelheiten erläutert, wobei die Spannungsverhältnisse an der Basis vor allem bei leerem See nicht dem linearen Zustand entsprechen, so daß die theoretische luftseitige Zugspannung von 14 kg/cm² sich praktisch auf die Hälfte reduzierte. Die ganze Wasserseite ist im übrigen für jeden Lastfall frei von Zugspannungen. Die Kabelspannung wird durch Meßgeräte laufend kontrolliert und hat seit dem Vergießen der Anker um rund 2 % abgenommen. Sie liegt damit immer noch über dem Sollwert.

d) Verschiedene große Sperrenanlagen

Aufschlußreich sind im Kapitel «Breite Täler» noch einige Beschreibungen von Großanlagen, wobei es sich meistens um Kombinationen von Dämmen und Betonbauwerken handelt. In Indien (R 15) gelangen sogar gemauerte Sperren bis zu 110 m Höhe zur Anwendung.

Die Anlagen am Columbia- und am Snake-River wurden in der schweizerischen Fachpresse schon öfters behandelt (R 63 und 64). Die Umleitung der Flüsse und die Aufrechterhaltung der Schifffahrt bieten von Fall zu Fall neue ausführungstechnische Probleme. Der höchste Schleusenhub tritt in Amerika an der John-Day-Sperre mit 34 m auf. Die Dämme werden zum Teil unter Wasser geschüttet.

Dieses Verfahren ist auch in der Sowjetunion üblich (R 111). Im übrigen müssen dort ausgedehnte betonierte Teile der Anlage oft auf den Alluvionen fundiert werden. Kuibishev stellt mit einer Ausbaugröße von 30 000 m³/s und einem max. Gefälle von 26,5 m noch immer die größte Anlage dar. Selbst bei extremem Hochwasser von rund 70 000 m³/s, schlucken die Turbinen fast die Hälfte des Durchflusses.

Eine interessante Arbeit liegt ferner über die Umleitung des Lawrence-Stromes (mittlere Wasserführung = 6500 m³/s) beim Bau des Long Sault Dam (R 53), eine weitere über Preisvergleiche zwischen Betonmauern und Dämmen in den Vereinigten Staaten vor (R 60).

6. Dichtungsmaterialien für Staudämme

(Frage 27)

Das letzte Kongreßthema ließ nach seiner Formulierung sehr verschiedenartige Beiträge zu, die sich aber doch zur Hauptsache auf die Oberflächendichtung von Dämmen, in zweiter Linie auf Kernmaterial allgemein und in geringem Maße auch auf Untergrunddichtungen beziehen.

a) Die Verwendung von Bitumen im Dammbau

Seit 1935 hat der Gebrauch von Asphaltbeton beträchtliche Fortschritte gemacht, obschon gelegentlich einige Mißerfolge zu verzeichnen waren. Es kommen dabei folgende Lösungen zur Anwendung (für Dämme bis ~ 70 m Höhe):

Asphaltbelag als Schutz gegen Wellenschlag (R 105) und Erosion (R 66);

Asphaltbeton als Oberflächendichtung bei relativ flachen Dämmen (~ 1 : 2), bestehend aus drei bis vier Schichten von total rund 30 cm Dicke, auf einer rund 10 cm starken Drainageschicht (R 66 und 77);

Asphaltbeton als Oberflächendichtung bei steilen Dämmen ($\sim 1:1$), bestehend aus zwei Schichten von total 9—12 cm Dicke auf porösem Beton, abgedeckt mit armerter Betonplatte (R 36 und 44);

Bituminierte Haut als Oberflächendichtung zwischen zwei armeren Betonplatten (~ 15 cm) oder Holzlagen für Dämme verschiedener Steilheit (R 123);

Asphaltbeton-Kerne, entweder direkt in Schichten eingebracht oder aus Steinen aufgebaut, welche in eine Asphalt emulsion eingerüttelt werden (R 5, 38, 80 und 105). Die Kerne können vertikal (R 80) oder schief sein (R 105).

Unabgedeckte Asphalt dichtungen dürfen nicht auf steile Böschungen aufgebracht werden, da sie unter Umständen ins Fließen geraten (R 105). Schutz gegen Temperatureinfluß bietet ein weißer Anstrich (R 5). Da die Dichtungshaut nur geringe Setzungen erträgt ($\sim 1/10$ des Setzungsbereiches), sollte der Damm vor deren Konstruktion genügend kompaktiert werden. Besondere Sorgfalt erheischt der Anschluß an das meist einen Drainagestollen enthaltende Betondiaphragma am wasserseitigen Fuß.

b) Betonoberfläche

Abgesehen von der unter a) genannten Verwendung des Betons werden häufig Oberflächendichtungen aus Beton angeordnet.

Einige extreme Lösungen an 20 bis 30 m hohen französischen Dämmen sowie deren Vor- und Nachteile (Schäden) werden in R 19 geschildert, wobei wiederum der wasserseitige Fuß die schwierigsten Probleme stellt. In den oberen Partien kann auf die horizontalen Fugen verzichtet werden, oder deren Abstand ist zu vergrößern. Längs der Widerlager zeigt sich im allgemeinen eine Dilatation, während in der unteren Mittelpartie eine Verkürzung auftritt.

Bei höheren Dämmen (~ 100 m) müssen die Fugen wegen der starken Deformation «gelenkig» arbeiten. Nebst Kupferblechen befriedigen auch Kautschuk-Fugenbänder.

c) Weitere Dichtungsmaterialien für Oberflächen

Dichtungsmembranen aus Stahlblechen werden verschiedentlich beschrieben (R 19, 105, 119 und 123), wobei die neueste Anwendung bei den Betonblockdämmen in Italien stattfindet (vgl. «Wasser- und Energiewirtschaft» 1960, «Entwicklung im Talsperrenbau», Nummern 8—10).

Auch Plastik-Folien, welche zwischen vorfabrizierte, ziegelartige Betonelemente verlegt werden (R 97), sollen für kleinere Objekte mit geringen Setzungen eine erfolgreiche Abdichtung darstellen. Die Erfahrung ist aber erst von kurzer Dauer.

d) Erdmaterialien

Während R. 38 die verschiedenen für Göschenalp untersuchten Zusätze (Bentonit, Ton) zum Kernmaterial beschreibt, erfahren wir aus R 79 und R 92 den Aufbau von «Lehmbeton»-Kernen in Happurg und in Gepatsch, wobei der letztere sehr stark demjenigen von Göschenalp gleicht. Das Kernmaterial wird $\sim 1\%$ Bentonit erhalten, wodurch sein k-Wert von 10^{-6} auf 10^{-7} cm/s herabgesetzt wird. In Norwegen wurde ein leicht lehmiger Moränekern (R 81) in Schichten bis zu 1 m eingebracht und mit Vibrationswalzen verdichtet ($d_{\text{Max}} = 60$ cm).

Interessante Einzelheiten über das Verhalten von oberflächlich angebrachten Dichtungsteppichen bei wichtigen amerikanischen Talsperren (z. B. am Columbia River) gibt R 67. Der Dichtungseffekt bei eingeschwemmten russischen Dämmen ist in R 123 beschrieben.

e) Untergrunddichtungen

R 9 erläutert die mit Ton/Zement/Silikat-Injektionen in stark verwittertem Fels gemachten Erfahrungen. Die Enddurchlässigkeiten blieben z. T. ziemlich hoch (> 10 Lugeon). Die Wirkung von Spundwänden unter den Missouri-Staudämmen ist laut R 65 ziemlich stark in Frage gestellt, insofern als die Sickerlinie im Untergrund praktisch linear vom wasserseitigen zum luftseitigen Dammfuß verläuft, ohne bei der Spundwand einen wesentlichen Sprung aufzuweisen. Lange Teppiche sind deshalb den Wänden vorzuziehen.

Schlußbemerkungen

Die vorangehenden Kapitel haben versucht, einen — wenn auch sicher unvollständigen — Überblick über die technische Kongreßarbeit zu geben. Nähere Angaben sind natürlich aus den Vorberichten und — sobald er erscheint — aus dem Schlußbericht ersichtlich.

Wie man feststellen kann, handelte es sich in Rom um sehr ausgedehnte Diskussionsbasen, und wir möchten für einen nächsten Kongreß die Anregung machen, die zu behandelnden Themen zum Nutzen der Teilnehmer und der Forschung eher etwas enger zu fassen.

C. STUDIENREISEN IN ITALIEN

DK 627.81 (45) : 910

Im Anschluß an den Talsperren-Kongreß in Rom war in der ersten Dekade Juli 1961 die Möglichkeit geboten, an einer der vier Studienreisen teilzunehmen. Die zwei ersten führten nach Oberitalien, und zwar zu Talsperren im westlichen Alpengebiet (Studienreise 1) und im östlichen Alpengebiet (Studienreise 2), und mit großer Erleichterung traten wohl die Kongressisten diese Reisen an als Flucht aus der unangenehm-feuchten Hitze Roms; anders die Teilnehmer an den andern

beiden Fahrten nach Mittelitalien—Sardinien (Studienreise 3) und in die Abruzzen, nach Kalabrien und Sizilien (Studienreise 4), aus der Sorge, in noch heißere Landstriche zu gelangen. An diesen Reisen nahmen insgesamt mehr als 700 Damen und Herren teil (Studienreise 1: 100 Teilnehmer aus 21 Ländern, Studienreise 2: 220 aus 26 Ländern, Studienreise 3: 140 aus 16 Ländern und Studienreise 4: 250 aus 20 Ländern). Alle Studienreisen ermöglichten den Besuch etlicher im Bau