

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

SCHRIFTENREIHE · HERAUSGEGEBEN VON DER
ÖSTERREICHISCHEN STAUBECKENKOMMISSION,
DEM ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRTSCHAFTSVERBAND
UND DEM ÖSTERREICHISCHEN NATIONALKOMITEE
DER INTERNATIONALEN TALSPERRENKOMMISSION
SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR. HERMANN GRENGG

HEFT 17

*9. Talsperrenkongress in Istanbul 1967
Ergebnisse und Kurzbericht verfaßt von*

Prof. Dr. G. Horninger Dipl. Ing. Dr. techn. H. Detzny

Dipl. Ing. Dr. techn. W. Schober

Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. H. Simmler

Dipl. Ing. Dr. techn. R. Widmann

WIEN 1969 · IM SELBSTVERLAG
DES ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRTSCHAFTSVERBANDES

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

*9. Talsperrenkongress in Istanbul 1967
Ergebnisse und Kurzbericht verfaßt von*

Prof. Dr. G. Horninger Dipl. Jng. Dr. techn. H. Detzny

Dipl. Jng. Dr. techn. W. Schober

Prof. Dipl. Jng. Dr. techn. H. Simmler

Dipl. Jng. Dr. techn. R. Widmann

WIEN 1969 · IM SELBSTVERLAG
DES ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRTSCHAFTSVERBANDES

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung, vorbehalten
© 1969 by Österr. Wasserwirtschaftsverband, A 1010 Wien, An der Hülben 4
Eigenverlag des Österr. Wasserwirtschaftsverbandes Wien 1969
In Kommission bei Springer-Verlag, Wien
Druck: Akademische Druck- u. Verlagsanstalt, Graz
Printed in Austria

INHALT

1. Vorwort	5
von em. o. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Dr. Ing. E. h. H. Grengg	5
2. Besprechung der Veröffentlichungen des Kongresses	7
2.1 Frage 32. Die Sicherheit von Talsperren im Hinblick auf deren Gründung und die Sicherheit der Stauraumhänge	7
2.12 von Dipl. Ing. Dr. techn. R. Widmann	
2.13 von Dipl. Ing. Dr. techn. W. Schober	
2.11 Einleitung	7
2.12 Staumauern	7
2.13 Staudämme	13
2.14 Stauraumhänge	20
2.15 Tabelle: Fels- und Gesteinseigenschaften	22
2.16 Diskussionsbeiträge zu 2.12	26
2.2 Frage 33. Kurzfristige und dauernde Vorkehrungen zur Durch- flußkontrolle, von o. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. H. Simmler	29
2.21 Einleitung	29
2.22 Die Probleme vom Gesichtspunkt des Oberlieggers	29
2.23 Kontrolle des Wasserspiegels im Stausee	31
2.24 Die Probleme an der Sperre	32
2.25 Die Probleme aus der Sicht des Unterlieggers	37
2.26 Diskussionsergebnisse	38
2.3 Frage 34. Das Verhalten und die Altersschäden der Talsperren	40
2.31 Einleitung und Einteilung	40
2.32 Betonsperren, Altersschäden	40
2.33 Dämme, Altersschäden	47
2.34 Erkenntnisse über das Verhalten von Talsperren	50
2.35 Diskussionsergebnisse	54
2.4 Frage 35. Talsperren in Erdbebengebieten oder unter anderen ungünstigen Verhältnissen, von Dr. Georg Horninger	57
2.41 Einleitung	57
2.42 Arbeiten, die sich auf Talsperren in Erdbebengebieten beziehen	58
2.43 Der Bau von Talsperren unter schwierigen klimatischen Bedingungen	78
2.44 Der Bau von Talsperren im Wasser	81
2.45 Steinschüttdämme, die für Überflutung durch Bauhoch- wässer eingerichtet sind	85

3. Verzeichnis der Veröffentlichungen des Kongresses	86
3.1 Berichte zur Frage 32	86
3.2 Berichte zur Frage 33	90
3.3 Berichte zur Frage 34	94
3.4 Berichte zur Frage 35	97
3.5 Generalberichte (GB) u. nationale Listen	99
3.6 Sammelberichte (SB) der nationalen Komitees	99
3.7 Mitteilungen	100
3.8 Diskussionsbeiträge	101
4. Verzeichnis der beim Kongreß behandelten Sperren	102

1. VORWORT

Der Erfolg des Heftes 15 gleicher Zielsetzung unserer Talsperrenreihe möge den vorliegenden zweiten Versuch rechtfertigen, aus den sechs Berichtsbänden über den Talsperrenkongreß in Istanbul 1967 das Wesentliche für diejenigen Fachgenossen herauszuholen, die keine Zeit haben 5 423 Seiten zu studieren und die sich der deutschen Sprache zu bedienen wünschen. Diese Art vermittelnder Tätigkeit nimmt an Bedeutung immer mehr zu. Sie ist leider durch die Verzögerung in der Herausgabe des Bandes VI hinausgeschoben worden, aber wir glaubten auf die Verarbeitung der Diskussionsergebnisse nicht verzichten zu dürfen. Um außerdem den Gebrauch der Bände selbst zu erleichtern, sind unseren Berichten noch folgende Listen angefügt:

Ein Verzeichnis der vier Berichtsgruppen mit den Verfasseramen und den zugehörigen Seitenzahlen der ersten vier Bände; als Kurzzeichen gelten die Nummern 32, 33, 34, 35 der vier Fragen und beigelegt die Berichtsnummer, also zum Beispiel (32/1).

Ein Verzeichnis der vier Generalberichte mit den Verfasseramen und den Seitenzahlen des Bandes V. (Rapports généraux, General Reports); Kurzzeichen (GB) und die Berichtsnummer.

Ein Verzeichnis der 14 nationalen Sammelberichte mit den Seitenzahlen des Bandes IV. (Rapports de Synthèse, General Papers); Kurzzeichen (SB) und die Berichtsnummer.

Ein Verzeichnis der Mitteilungen mit den Verfasseramen und den Seitenzahlen des Bandes V. Kurzzeichen (M) (Communications).

Ein Verzeichnis der Talsperren, die vom Kongreß behandelt worden sind, mit dem Hinweis, wo in den sechs Bänden etwas über sie gesagt wird.

Abschließend nütze ich die Gelegenheit, als Schriftleiter und im Namen der Herausgeber den fünf ehrenamtlichen Mitarbeitern herzlich zu danken.

H. Grengg

Die mit einem * versehenen Berichte und Mitteilungen liegen in deutscher Übersetzung im Büro des Wasserwirtschaftsverbandes auf.

2. BESPRECHUNG DER VERÖFFENTLICHUNGEN DES KONGRESSES

2.1 Frage 32:

Die Sicherheit von Talsperren im Hinblick auf deren Gründung und die Sicherheit der Stauraumhänge

2.12 Dipl. Ing. Dr. techn. R. Widmann

2.13 u. 2.14 Dipl. Ing. Dr. techn. W. Schober

2.11 Einleitung

Die allgemeine Entwicklung, Talsperren auch bei schwierigeren Gründungsverhältnissen zu errichten, wirft eine Vielfalt von Problemen auf. 70 Berichte, 4 Mitteilungen, 10 Sammelberichte und 48 Diskussionsbeiträge aus 28 Ländern befassen sich mit diesem Thema. Naturgemäß unterscheiden sich die Untergrundprobleme bei Betontalsperren von jenen bei Dämmen, so daß eine Unterteilung der Berichte nach diesen Gesichtspunkten zweckmäßig erscheint. Ferner soll die Sicherheit der Stauraumhänge ebenfalls in einem eigenen Punkt behandelt werden.

A. Bourgin hat in seinem eindrucksvollen Generalbericht zur Frage 32 einen ausführlichen Überblick gegeben. Der vorliegenden Besprechung, die auch das Ergebnis der Diskussion einbezieht, waren aus Platzgründen gewisse Beschränkungen auferlegt.

2.12 Staumauern

39 Berichte und 4 Mitteilungen sowie vor allem 48 Diskussionsbeiträge haben jene Probleme zum Inhalt, die von projektierender und ausführender Seite bewältigt werden müssen, um die Standsicherheit von Staumauern im Hinblick auf die Gründungsverhältnisse zu gewährleisten. Auch in den Diskussionsbeiträgen wurde vorwiegend auf die Auswirkung von verschiedenen Maßnahmen und Erkenntnissen auf die Standsicherheit der Talsperren hingewiesen. Schon nach dem zeitlichen Ablauf können dabei drei sich zeitlich meist überschneidende Phasen unterschieden werden: die Erkundung des Felsuntergrundes, die Standsicherheitsnachweise und die Ausführung. Auch die vorgelegten Berichte sollen nach diesen Gesichtspunkten im folgenden behandelt werden.

2.121 Untersuchungen des Felsuntergrundes

Bis vor wenigen Jahren wurde es für ausreichend gehalten, die geologischen Feldaufnahmen der Geländeoberfläche durch eine Reihe von Bohr- und Stollenaufschlüssen, manchmal auch mit geophysikalischen Methoden zu ergänzen, um damit ein qualitatives Bild der örtlichen geologischen Verhältnisse an der Sperrenstelle zu erhalten. Im Bestreben, die Vorgänge im Felsuntergrund während der Errichtung und des Betriebes von Talsperren genauer zu erfassen, wurden in den letzten

10 Jahren zahlreiche Verfahren in aller Welt entwickelt, um vor allem die Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Felses zu ermitteln. Grundsätzlich ist dabei zwischen Labor- und in-situ-Versuchen zu unterscheiden, bei deren Vergleich nicht nur die Maßstabfrage, sondern auch die speziellen Gesteinsverhältnisse eine Rolle spielen.

Die Verformungsmodulen werden meist aus in-situ-Versuchen abgeleitet, die mit der Radialpresse (32/10, 32/44, 32/52), mit hydraulischen Pressen und Lastplatten (32/15, 32/28, 32/52, M 9, SB 4), seismisch (32/10, 32/15, 32/49/, 32/52), in den Bohrlöchern (D 32/ Schermann, 32/44, 32/49) oder auch in schmalen Schlitzten (32/44, D 32/Rocha) ausgeführt werden. Die seismischen Verfahren geben meist wesentlich höhere Werte für die Verformungsmodulen als die statischen Verfahren. Im allgemeinen erhält man aus jenen Versuchen, die ein größeres Felsvolumen erfassen, kleinere Verformungsmodulen, doch ist diese Tendenz vor allem von Art und Umfang der Klüftigkeit des Gebirges abhängig. Aus den statischen Versuchen läßt sich auch der Anteil der plastischen Verformung an der Gesamtverformung bestimmen. Bei der Sperre Vouglans (32/49) wurden die Lastplattenversuche an den gleichen Stellen nach 8 Monaten und nach 4 Jahren wiederholt. Die Ergebnisse streuten bis zu $\pm 20\%$. Durch Wiederholung der seismischen Messungen nach fertiggestellter Injektion wurde eine Verringerung der Anisotropie (32/52, SB 6) nachgewiesen.

Eine zweite Gruppe von in-situ-Versuchen befaßt sich mit der Ermittlung der Scherfestigkeit (32/9, 32/10, 32/28, 32/49, M 9, D 32/Corns). Die Versuche werden im allgemeinen mit Lastplatten 70 x 70 cm, aber auch bis zu einer Größe der Scherfläche von 4,4 m² (M 9, 32/49) durchgeführt. Hier ergeben sich bei größeren Scherflächen eher größere Reibungswinkel, da die Unebenheiten in der natürlichen Scherfläche mehr zur Geltung kommen. Auch die Ableitung eines Schubmoduls aus den gemessenen Tangentialverschiebungen wird versucht (32/52, D 32/5b) und der Einfluß der Anisotropie nachgewiesen. Laborversuche an Bohrkernen oder an Felsprismen (32/9, 32/10, 32/28, 32/49 und 32/52) werden meist als Triaxialversuche an Prüfkörpern von 10 bis 250 mm Durchmesser und darüber (D 32/Palo) durchgeführt. Aber auch beliebige Prüfkörper mit Scherflächen von 300 bis 400 cm² (32/15) können im Labor abgeschert werden. Die Streuung der Versuchsergebnisse soll bei den Triaxialversuchen geringer sein. Nähert sich die Belastung der Bruchgrenze, so ist ein starkes Anwachsen der Querdehnung zu beobachten (D 32/ Link).

Aus diesen Versuchen können Verformungs- und Elastizitätsmodulen, Druck-, Zug- und Scherfestigkeiten sowie Reibungswinkel abgeleitet werden. Der Vorteil der Laborversuche besteht nicht nur im geringeren Kostenaufwand trotz der wesentlich größeren Anzahl der erforderlichen Versuche, sondern auch in der sichereren Auswertung, da der leicht erfaßbare Spannungszustand eine zweifelsfreie Auswertung gestattet. Für in-situ-Versuche sind jedoch wesentlich weitgehendere Annahmen über die Spannungsverteilung und -ausbreitung erforderlich, die die Auswertung wesentlich beeinflussen können (D 32/Peyroncely, D 32/Mauri). So wurde bisher die Auswertung von Lastplatten- und Radialpressenversuchen unter

Annahme eines isotropen Gebirges durchgeführt. Eher den natürlichen Verhältnissen dürfte jedoch eine Auswertung unter Annahme eines anisotropen Gebirges entsprechen (M 7), doch bringt hier wieder die größere Anzahl der Parameter gewisse Auswertungsschwierigkeiten mit sich. Die Streuung der Versuchsergebnisse nimmt mit wachsender Probengröße ab, was auf Grund der Inhomogenität des Felses erklärbar ist, aber auch für die Zulässigkeit zahlreicher Versuche an kleinen Proben, die dann allerdings mehr statistisch ausgewertet werden müssen, spricht. Eine weitere Vereinfachung der Felsversuche könnte sich aus der Anregung ergeben, zunächst eine Abhängigkeit der Felseigenschaften von einem Qualitätsindex aufzustellen, dem die leicht bestimmbare Wasseraufnahmefähigkeit des Felses zugrunde liegt (32/28). Für weitere Prüfungen wäre dann nur mehr diese Wasseraufnahmefähigkeit zu bestimmen. Andere Untersuchungen befassen sich mit der Durchlässigkeit des Felses in Abhängigkeit von der gleichzeitigen Druckspannung (32/49, SB 6). Während diese Abhängigkeit in der Regel nur gering ist, kann in Ausnahmefällen (Malpasset) die Durchlässigkeit unter Druck auf 1/100 des normalen Wertes absinken.

Eine Tabelle mit den in den angeführten Berichten mitgeteilten zahlenmäßigen Versuchsergebnissen wird diesem Bericht angeschlossen.

2.122 Berücksichtigung der Felseigenschaften bei der statistischen Berechnung

Eine Reihe von Berichten befaßt sich mit verschiedenen Berechnungsverfahren, in denen der Einfluß der Felseigenschaften auf das Verformungsverhalten und die Standfestigkeit der Sperre und des Untergrundes untersucht wird.

Der Verformungsmodul ist bestimmend für die Verformung des Felsuntergrundes und übt damit auch einen gewissen Einfluß auf das Verformungsverhalten und den Spannungszustand des Sperrenkörpers aus. Das bisher übliche Berechnungsverfahren geht unter Zugrundelegung eines elastisch-isotropen Halbraumes auf F. Vogt zurück und ist durch einige Korrekturen und Ergänzungen (32/59) so verbessert worden, daß auch eine veränderliche Mauerstärke entlang der Aufstandsfläche sowie die Belastung der Talflanken durch den Stau berücksichtigt werden können. Während dieses Verfahren von einem einheitlichen Verformungsmodul für den elastischen Felsuntergrund ausgeht, wurden in zwei anderen Beiträgen die Einflüsse von Störungszonen spannungsoptisch (32/1) und theoretisch bzw. an Gipsmodellen (32/53) untersucht, die parallel zur Längsachse von Gewichtsmauern liegen, einen wesentlich geringeren Verformungsmodul als der ungestörte Fels aufweisen und unter verschiedenen Winkeln gegen die Luft- oder Wasserseite hin einfallen. Für den linken Hang der Sperre Alto Rabagao ergab sich aus den Felsversuchen ein sehr niedriger Verformungsmodul (10.000 kp/cm^2), der zu randparallelen Zugspannungen bis zu 50 kg/cm^2 am Umfang der Mauer führte. Durch eine Verringerung der Höhe der Sperre bei gleichzeitiger Verstärkung konnten diese Zugspannungen auf etwa 8 kp/cm^2 ermäßigt werden (32/28).

In der Diskussion wurde auf den Einfluß der Hysteresisschleife, die bei fast allen Felsversuchen deutlich ausgeprägt ist, auf das Verformungsverhalten von Staumauern während des Staubetriebes hingewiesen (D 32/Rocha). Weiters wurden die Schwierigkeiten für die rechnerische Erfassung der Sicherheit im anisotropen, durchströmten Fels eines Sperrenuntergrundes betont (D 32/13b). Ein weiterer Bericht befaßt sich mit Messungen in den Widerlagern eines dreidimensionalen Modells für die Gewölbemauer Grancarevo, wobei auf eine möglichst wirklichkeitstreue Nachbildung des zerklüfteten Felses besonderer Wert gelegt wurde (D/32/Krsmanovic).

6 Berichte (32/9, 32/10, 32/29, 32/54, 32/58, 32/60 und ein Diskussionsbeitrag D 32/Drnovsek) befassen sich mit der Ermittlung der Gleitsicherheit der Felswiderlager nach zwei- oder dreidimensionalen Verfahren auf vorgegebenen Schicht- oder Kluftflächen, wobei die Wirkung des Kluftwasserdruckes im allgemeinen berücksichtigt wird. Die Untersuchungen wurden in verschiedenen Horizonten durchgeführt, so daß als Ergebnis jene Bereiche erkennbar sind, die den geringsten Gleitwiderstand aufweisen. Je nach Genauigkeit des Ansatzes wird dabei eine Gleitsicherheit zwischen 2 und 4 entlang der gesamten Fläche als ausreichend erachtet. Die Gleitsicherheit wird als Verhältnis der treibenden zu den vom Fels aufnehmbaren Kräften definiert. In zwei Fällen (32/10, D/32 Palo) haben diese Untersuchungen dazu geführt, daß statt einer Gewölbemauer ein Damm zur Ausführung gelangte. Auch an Modellen wurde die Standfestigkeit der Widerlager mehrfach untersucht (32/32, 32/52, 32/58, D/32/Krsmanovic), wobei der Einfluß verschiedener Kluft- und Wasserdruckrichtungen behandelt wurde. Ebenso wird die Wirkung von Vorspannankern im luftseitigen Vorland der Sperre, deren Anordnung die Normalspannung und damit auch den Reibungswiderstand in den Gleitflächen erhöht, berücksichtigt. Interessant sind zweidimensionale Versuche an Bogen (Horizontalschnitten) aus Bimsstein und Zementmörtel im Maßstab 1:200 (32/52), die für verschiedene Verformungsmodulen, Zug- und Druckfestigkeiten des Felses bis zum Bruch geführt wurden. Dabei wurde keine Felsmitwirkung wasserseitig des Dichtungsschirmes berücksichtigt. Die Belastung der Bogen entsprach den Ergebnissen der Berechnung nach dem Lastaufteilungsverfahren.

Da die Annahme hoher Sohlwasserdrücke die Dimensionierung insbesondere von Gewichtsmauern stark beeinflusst, wurden auch die Untersuchungen bezüglich der Höhe des Sohlwasserdruckes weitergeführt. Eine wirksame Verringerung des Sohlwasserdruckes ist durch eine Verbreiterung der Blockfugen auf 3 m zu erzielen (32/14). Andere Untersuchungen ließen einen nur geringen Einfluß des Dichtungsschirmes im Fels auf den Sohlwasserdruck erkennen, unterstreichen aber die Wirkung eines Drainageschirmes (D 32/Milovanovic), wenn dieser auf Dauer in stand gehalten werden kann, und warnen schließlich vor Injektionen unterwasserseitig des Drainageschirmes, da diese zu einem Aufstau und damit zu einer Erhöhung des Sohlwasserdruckes führen können (32/30).

2.123 Baumaßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit

Reichen die gegebenen Felsverhältnisse nicht zur Gewährleistung der Standsicherheit der Staumauer aus, so müssen Maßnahmen ergriffen werden, die eine Verbesserung der Gründungsverhältnisse und eine Erhöhung der Sicherheit auf das erforderliche Maß gewährleisten.

Zu diesen Maßnahmen gehört die an sich selbstverständliche Forderung nach einem möglichst schonenden Aushubverfahren. So wird über eingehende Versuche im Basalt und Lavagestein berichtet (32/9), deren Ergebnisse durch die Ausnutzung der vorgegebenen Klüftung des Felses, trotz Reduzierung der Sprengmittel, eine bessere Zerkleinerung des Aushubes und Schonung der Gründungsflächen brachte.

Eine Verbesserung der Verformungseigenschaften des Felses wird mehrfach durch die Konsolidierungsinjektionen nachgewiesen; insbesondere ist es möglich, durch Auffüllen offener Klüfte den plastischen Anteil einer Gesamtverformung zu verringern. In einem Fall werden diese Klüfte sogar durch hydraulische Pressen vor dem Injizieren erweitert (32/57). Auch auf die ausgleichende Wirkung der Konsolidierungsinjektionen auf die Anisotropie des Gebirges wird hingewiesen. Sind diese großen Felsnachgiebigkeiten nur in relativ schmalen Störungszonen zu erwarten, so können diese durch Betonplomben (32/29, 32/32, 32/40, 32/52, 32/57, 32/58, 32/66) entsprechender Breite überbrückt werden. Eine andere Möglichkeit besteht darin, die Sperre mit einer Umfangsfuge auszubilden und den Sockel, auf dem nun die Sperre steht, zu bewehren (32/32, 32/57, SB 6). Solche Bewehrungen wurden auch für künstliche Widerlager von Gewölbemauern (32/40) und für Pfeilerkopfmauern (32/64) aufgeführt.

Wesentlich aufwendiger sind jene Verfahren, die eine Verbesserung der Gleitsicherheit zum Ziele haben. Diese Verfahren beruhen im wesentlichen auf einer Erhöhung der Auflast auf den luftseitig der Sperre gelegenen Teil der Gleitfläche, was entweder durch Tieferlegung dieser Gleitfläche, also eine tiefere Einbindung der Sperre (32/29, 32/32) oder unter Beibehaltung der Einbindetiefe durch Vorspannanker (32/9, 32/32, 32/40, 32/52, 32/57, 32/58, SB 1) erreicht werden kann. Dem gleichen Grundgedanken dient ein grundsätzlich anderer Weg zur Erhöhung der Gleitsicherheit, der auf einer Verhinderung oder zumindest Verringerung von Sohlwasserdrücken durch einen Drainageschirm (32/32, 32/33, 32/35, 32/39, 32/58) oder ein Drainagesystem (32/57) beruht. Hier wäre auch ein Bericht zu erwähnen, wo durch nachträgliche Anordnung eines Drainageschirmes bei einer fertigen Gewichtsmauer die zu hohen Sohlwasserdrücke wesentlich verringert werden konnten, wobei die Sickerwassermengen allerdings auf etwa das Doppelte (70 l/sec) anstiegen (32/56). Bei geeigneten geologischen Verhältnissen kann die Gleitsicherheit in der Gründungsfuge auch durch eine entsprechende Verzahnung des Aushubes verbessert werden (32/64, M 9). In durchgehenden, tieferliegenden Gleitflächen kann eine solche Verzahnung auch durch die Anordnung von bewehrten Betondübeln entsprechender Abmessungen erreicht werden (32/32, 32/57). Auch durch eine steilere Einbindung der Bogen durch Vergrößerung der Bogenradien kann die Krafrichtung in den Fels bis

zu einem gewissen Grad beeinflußt und damit eine Erhöhung der Gleitsicherheit erreicht werden (32/40).

Für das Kräftespiel im Felsuntergrund sind die Kluftwasserdrücke sehr wesentlich. Eine Beeinflussung der Richtung dieser Wasserdrücke erhoffen sich einige Autoren durch eine Neigung des Dichtungsschirmes zur Wasserseite und gehen dabei von der Vorstellung aus, daß der Wasserdruck normal auf die Ebene des Dichtungsschirmes wirkt (32/52). Andere Autoren machen die Durchlässigkeit des Felsuntergrundes von der jeweiligen Druckverteilung abhängig, so daß der dichte Bereich bei leerem Becken mehr auf der Wasserseite, bei vollem Becken mehr auf der Luftseite der Gründungsfläche liegt und bezweifeln eine diesbezügliche Wirkung des Injektionsschirms (32/49).

Schließlich sei noch ein interessanter Sonderfall erwähnt: die 40 m hohe Gewölbemauer Monguelfo, die in ihrem unteren Teil auf etwa 35 m Länge nicht auf Fels, sondern auf durch Injektionen verfestigten Alluvionen steht. Der verfestigte Bereich wurde durch zwei Pfahlwände von 50 cm Stärke und 8,50 m lichtem Abstand parallel zur Luft- und Wasserseite der Sperre abgegrenzt und reicht bis auf den Fels, der im tiefsten Punkt etwa 18 m unter dem Sperrfundament ansteht (SB 6).

Zwei Berichte befassen sich mit der Sanierung von alten Sperren: Dabei handelt es sich um eine Gewichtsmauer, bei der unzulässige Sohlwasserdrücke durch einen Einstau auf 2/3 ihrer Höhe von der Unterwasserseite her befürchtet wurden. Durch Felsinjektionen und einen umfangreichen Drainageschirm konnte der Aufbau dieser Sohlwasserdrücke verhindert werden (32/43). Der zweite Bericht betrifft die Sanierung einer Pfeilerkopfmauer, in deren Wandscheiben schon während der Bauzeit Temperatur- und Schwindrisse aufgetreten sind (32/7), durch die Anordnung von stark bewehrten, symmetrischen Verstärkungen dieser Wände, wobei durch Querverspannung eine innige Verbindung gesichert werden konnte.

2.124 Meßeinrichtungen

Zur Überprüfung der Wirksamkeit der getroffenen Maßnahmen und der Wirklichkeitstreue der Berechnungen, soweit sie sich mit den Verformungseigenschaften des Felses befassen, werden geodätische Messungen (SB 6, M 9) sowie Felsdehnungs- und Neigungsmesser (SB 6, M 9, 32/44) in Profilen und verschiedenen Tiefen angewendet. Wenn auch die Ergebnisse in Größenordnung und Tendenz im allgemeinen recht gut mit den theoretisch ermittelten Werten übereinstimmen, so ist doch die Streuung der Ergebnisse, vor allem durch örtlich bedingte Einflüsse, recht beträchtlich.

2.125 Zusammenfassung

In den zusammenfassenden Schlußfolgerungen wird festgestellt, daß eine gründliche Untersuchung des Sperrstandortes und -untergrundes in Verbindung mit auf Erfahrung gegründetem Urteilsvermögen Voraussetzung für die Standsicherheit einer Sperre ist. Nur so lassen sich kostspielige und zeitraubende Schwierigkeiten vermeiden, die während der

Bauzeit nur allzu oft auftreten. Wenn die Ergebnisse von Feld- und Laborversuchen angewendet und miteinander in Beziehung gebracht werden, so ist "der Maßstabeffekt" besonders zu beachten. Auch unter günstigen Bedingungen sollten die Versuche und Forschungen über die örtlichen Erfordernisse hinausgehen und so das Wissen über den Sperrengrund, insbesondere in bezug auf die Scherfestigkeit von nicht sedimentären Gesteinen erweitern.

Auch im Hinblick auf die fallweise eintretenden chemischen oder physikalischen Veränderungen von Fels, die sich auf die Sperrengründung auswirken können, sollten weitere Feldmessungen und Beobachtungen durchgeführt werden, um grundlegende Kenntnisse über die Wechselwirkung zwischen den mechanischen Eigenschaften des Gesteins und der inneren Struktur des Felses zu ermöglichen.

Das Verhalten von geschichteten und geklüfteten Gesteinen kann derzeit weder mathematisch noch in Modellen sicher erfaßt werden. Mathematische Verfahren sind nur unter wesentlichen Vereinfachungen möglich. Bei Modellversuchen besteht die Schwierigkeit in der richtigen Bestimmung der Struktur, die im Modell wiedergegeben werden soll. Auch hier sind weitere Entwicklungsarbeiten im Gange.

2.13 Staudämme

Vor rund 10 Jahren wurde mit der Errichtung des 100 m hohen Staudammes Serre Ponçon auf 100 m tiefer Alluvion eine neue Entwicklung im Staudambau eingeleitet. War es bis dahin üblich, zumindest das Dichtungselement in offener Baugrube auf Fels zu gründen, so ermöglicht nunmehr die neue Injektionstechnik auch einen durchlässigen Untergrund weitgehend abzudichten und zu stabilisieren. Aber auch andere zum Teil neuartige Baumethoden wie Schlitzwände und Dichtungsteppiche werden erfolgreich angewandt, so daß heute die schwierigsten Gründungsverhältnisse bewältigbar erscheinen.

Das Interesse an Gründungsproblemen bei Staudämmen kommt in der großen Zahl von 37 Berichten zum Ausdruck, davon 4 außerhalb der Frage 32. 7 Berichte beziehen sich auf Felsgründungen, während 30 Gründungen auf Lockerböden behandeln. Unter den Arbeiten sind nur 5, die auf Kontrollmaßnahmen und Sicherheitsermittlungen eingehen.

2.131 Gründung auf Fels

Bei Gründungen von Staudämmen auf Fels treten selten Schwierigkeiten auf. Im Gegensatz zu Betonmauern sind weder Setzungen, noch Auftriebswirkungen von großer Bedeutung. In Bericht 32/34 werden allgemeine Fragen angeschnitten. Unter Hinweis auf die richtungsgebende Arbeit A. Casagrandes (Geotechnique, 11-1964-Nr. 3) wird festgestellt, daß bei gleichmäßig geringer Durchlässigkeit des Gebirges ein Dichtungsschirm wenig wirksam ist und dessen hohe Kosten gemessen an dem Dichtungserfolg nicht gerechtfertigt sind. Dagegen sollten immer Drainagemaßnahmen ergriffen und Stollen vorgesehen werden, von denen aus nachträglich allenfalls erforderliche Injektionen durchgeführt werden können.

Zu ähnlichen Ergebnissen kamen in der Diskussion auch die Redner G. Gomez Laa (Spanien) und M. Nose (Japan). Sie vertraten die Meinung, daß in den meisten Fällen bei Felsuntergrund ein Drainageschirm wichtiger ist als ein Injektionsschirm. G. Brao (Spanien) stellte ferner fest, daß es nachträglich oft leichter ist Injektionsschirm und Drainageschirm aufeinander abzustimmen. D. Milovanovic (Jugoslawien) berichtet über Dichtungs- und Drainagemaßnahmen bei der Talsperre Grosnica, die durch Beobachtungen beim Aufstau gesteuert werden konnten. Von O. Golder (Kanada) wurde vorgeschlagen, auch im Felsuntergrund die Druckverhältnisse durch ein Strömungs- und Potentialliniennetz zu untersuchen. Dichtungs- und Drainagemaßnahmen sollen flexibel den jeweiligen Verhältnissen angepaßt werden.

Die beim 1. Einstau des 50 m hohen Fontanelle-Erddammes (32/5) gemachten Erfahrungen geben offenbar den obigen Feststellungen recht. In anschaulicher Weise wird berichtet, wie es im September 1965 durch außergewöhnliche Hochwässer im Zusammentreffen mit einer Grundablaß-Reparatur zu einem unvorhergesehenen raschen Aufstau des Speichers kam. Eine zunächst nicht erkannte, sich in wenigen Tagen auf rd. $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ steigende Felsumläufigkeit am rechten Steilufer erodierte auf halber Höhe der luftseitigen Böschung rd. 8000 m^3 Material. Nur durch entschlossenes Öffnen halbfertiger Auslässe unter Inkaufnahme von Schäden war es möglich, den Stau rasch zu senken und eine Katastrophe zu verhindern. Vermutlich wäre bei Vorhandensein eines Drainagestollens im Fels-Widerlager die Gefahr rechtzeitig erkannt oder vermieden worden.

Über eine interessante Parallele zum Fontanelle-Damm wurde in der Diskussion von G. Millet (Spanien) berichtet. Beim vermutlich 3. Aufstau traten bedrohliche Erosionen von verwitterten Kohleschichten im Felsuntergrund des rechten Widerlagers der am Ebro gelegenen und 1964 fertiggestellten 80 m hohen Gewichtsmauer Mequinenza auf. Im März 1967 stieg innerhalb eines Tages der Sickerwasserdurchfluß von 40 l/s auf 400 l/s und darauf innerhalb weniger Stunden auf $4 \text{ m}^3/\text{s}$ an. Zu diesem Zeitpunkt wurde der Abstau beschlossen, in dessen Verlauf sich der Durchfluß noch weiter auf $15 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöhte. Erst nach Stausenkung von 30 m hörten die Sickerungen auf. Als Ausmaß der Erosion wurde ein Spalt von 50 cm Höhe und 7 m Länge festgestellt. Die Dichtung erfolgte durch eine 4 m starke, bis zur 2-fachen Stauhöhe in die Flanken einbindende Betonmauer und ergänzende Injektionen.

Die schwedische Praxis von Felsinjektionen bei Kerndämmen wird in den Berichten (32/23 und 24) am Håckren- und Höljes-Damm (60 und 81 m hoch) erläutert. Die Arbeiten wurden ausschließlich von der Oberfläche in mehreren mit zunehmender Tiefe schmaler werdenden Zonen durchgeführt. In Höljes wurde teilweise gegen eine Betonplatte injiziert. Bei beiden Dämmen sind unausgekleidete Stollen vorhanden, die unterwasserseitig des Schirmes liegen und vornehmlich zur Drainage und Kontrolle dienen. Diese Stollenlage scheint sich neuerdings (auch Mont-Cenis - zur Zeit im Bau) gegenüber der in Schirmebene (Gepatsch 1964, Göschenen 1960) durchzusetzen. Der sicher bedeutende Nachteil, daß der Stollen zur Ausführung von Injektionen nur beschränkt herangezogen werden kann, wird geringer bewertet als der Vorteil einer verlässlichen Drainage.

Beim Häckren-Damm kamen vor und nach der Injektion seismische Messungen zur Ausführung. Sie wurden zur Einschätzung des erforderlichen Injektionsumfanges und zur Feststellung der Verfestigungswirkung vorgenommen. Ungewöhnlich sind bei diesem Damm auch die winterdurchgängigen Injektionsarbeiten unter einem Zelt.

Die Berichte (32/11 und 70) behandeln Gründungsprobleme beim Bau der 3 Staudämme des Mangla-Großprojektes am Indus. Im Bereich des Einlaufes zur Kraftanlage beim Hauptdamm ist der Untergrund lagenweise aus Sandstein- und Lehmschichten aufgebaut. Dem ursprünglichen Entwurf wurde die Endscherfestigkeit des Lehmes zugrunde gelegt. Während des Aushubes kamen Scherzonen zutage, deren Festigkeit unter den Entwurfswerten lag. Im modifizierten Entwurf wurden zusätzliche Drainagen und Entspannungsfiler angeordnet.

Mit der Auswertung von Wasserabpreßversuchen in Sondierbohrungen von 7 portugiesischen Talsperren befaßt sich Bericht 32/8 und kommt zum Ergebnis, daß nur bei gründlicher Erfassung der jeder Sperrenstelle anhaftenden Besonderheiten konkrete Aussagen für die Planung des Dichtungsschirmes möglich sind. Der Gebirgswasserspiegel im Bohrloch sollte bei Festlegung der Abpreßdrücke beachtet werden.

2.132 Gründungen auf Lockerböden

Durch die guten Verformungseigenschaften bedingt, wird der Schüttdamm zum beherrschenden Talsperrentyp auf nachgiebigem Untergrund. Bei Gründung von Betonmauern auf Felsüberlagerung müssen umfangreiche Maßnahmen zur Untergrund-Verfestigung (32/45) oder seitlichen Abstützung in die Felsflanken, z. B. durch ein massives Gewölbe wie in 32/55, durchgeführt werden.

Schon lange ist es üblich, die äußeren Zonen von Dämmen auf Lockerböden aufzulagern und nur die Dichtung auf den Felsuntergrund zu gründen. Eine ausreichende Sicherheit ist bei reibungsschwachen Böden oft nur durch mächtige, den Dammböschungen vorgelagerte Druckbänke im Ober- und Unterwasser erreichbar. In Bericht 32/13 wird beschrieben, wie durch Einbau von Sandpfählen in weichem Untergrund der Boden drainiert und dadurch die Dichte und Scherfestigkeit gesteigert werden konnte. Verfestigungen sind bei locker gelagerten Sanden auch durch innere Explosionen möglich (32/20). In Löß wurden Setzungen durch Sättigung des Bodens vorweggenommen (32/18 und 19).

Wird der ganze Damm auf Lockerboden gegründet, muß auch die Felsüberlagerung abgedichtet und gegen innere Erosion stabilisiert werden. Als universellste Methode zur Lösung dieser Aufgaben dürfen die Lockerboden-Injektionen angesehen werden. Sie wurden bis in Tiefen von 225 m (32/17 Assuan-Hochdamm) erfolgreich ausgeführt. Im gleichen Sinne wirken auch Dichtungswände, allerdings liegt die größte erreichte Tiefe bisher erst bei 75 m (32/48, Manicouagan 5-Fangedamm). Als weitere Maßnahme kann der Sickerweg durch einen wasserseitigen Dichtungsteppich verlängert werden. Häufig sind Injektionsschirm und Dichtungsteppich kombiniert, sowie Entspannungsfiler oder Filterbrunnen luftseitig der Dichtung angeordnet (32/2, 17, 42). M. A. Selim (V. A. R.)

hat in der Diskussion die Anwendung aller 3 Maßnahmen beim Assuan-Hochdamm als Verpflichtung gegenüber dem Sicherheitsbedürfnis bei der außerordentlichen Größe der Stauhaltung und des Dammes bezeichnet.

Die Sicherheit einer Gründung auf Lockerboden ist vornehmlich durch den hydraulischen Gradienten der Sickerwasserströmung "i" und durch den Auftrieb "p" bestimmt. Die Größe des Sickerwasser-Durchflusses "Q" hat vor allem ökonomische Bedeutung. In systematischer Weise hat H. Cambefort (32/6) mit Hilfe eines elektrischen Analogiemodelles die Einflüsse der möglichen Maßnahmen—Injektionsschürze, Dichtungswand, Dichtungsteppich und Drainage—auf "i", "p" und "Q" für den Fall eines homogenen durchlässigen Untergrundes von endlicher Stärke untersucht. Die Einflußgrößen sind Stärke der Felsüberlagerung, Staudruck, unterströmte Breite des Dammes, Länge des Dichtungsteppichs, Lage und Tiefe des Injektionsschirmes und der Dichtungswand sowie Lage der Drainage. In zahlreichen Diagrammen sind die verschiedenen Einflüsse dargestellt. Es werden nachstehende Schlußfolgerungen gezogen:

- Ein Injektionsschirm oder eine Dichtungswand muß den Querschnitt vollständig abschließen. Bei Ergänzung durch eine Drainage kann der Auftrieb wirksam herabgesetzt werden.
- Dichtungsteppiche sind nur bei einer Durchlässigkeit k (nach Darcy) kleiner 10^{-5} m/s sinnvoll. Zur Ermäßigung des hydraulischen Gradienten und des Auftriebes sind ergänzende Drainagemassnahmen am luftseitigen Dammfuß erforderlich.
- Durch Drainagen wird der Sickerwasserverlust vergrößert.

Untersuchungen geschichteter Böden mit elektrischen Analogiemodellen sind wenig zuverlässig (32/6). In 32/21 ist ein räumliches elektrisches Analogieverfahren zur Untersuchung instationärer Strömungen unter Uferdämmen erwähnt.

So wertvoll systematische Untersuchungen zur Erkennung grundsätzlicher Einflüsse auch sind, so müssen doch für jeden Einzelfall alle Lösungsmöglichkeiten geprüft werden (32/6, 36, 48, 68). So erläuterte John H. Fleming (Großbritannien) in der Diskussion anhand von Beispielen, daß die Faustregel, nach der ein Dichtungsteppich nur bei k -Werten kleiner 10^{-5} m/s gegenüber einem Injektionsschirm konkurrenzfähig ist, nicht in allen Fällen zutrifft, vor allem dann, wenn Sickerwasserdurchflüsse erwünscht sind.

Im folgenden wird auf Berichte eingegangen, die ausgeführte oder in Projektierung befindliche Gründungen auf Lockerböden beschreiben.

Injektionsschirme werden vornehmlich in Verbindung mit Erdkerndämmen ausgeführt. Durch ihre große Breite bilden sie eine organische Fortsetzung des Dichtungselementes im Damm. Eine Ausnahme stellt der 20 m hohe Åsendamm in Schweden (32/27) dar, bei dem der Schirm oberwasserseitig des Dammes errichtet und mit einem Erd-Dichtungsteppich an den Schrägkern angeschlossen wurde. Als großer Vorteil kann die Zusammendrückbarkeit eines Injektionsschirmes hervorgehoben werden. In obiger Tabelle ragt der Schirm des Assuan-Hochdammes (32/17) mit 45.700 m^2 Abdichtungsfläche und 225 m Schirmtiefe hervor. Seine Anlage kann als typisch für alle angesehen werden. Sie besteht darin, daß in mehrfacher Abstufung die Anzahl der Bohrlochreihen von oben nach

unten verringert wird. Da bei größeren Tiefen Abweichungen in der Bohr- richtung zu erwarten sind, werden auch im tiefsten Bereich noch häufig 2 oder 3 (32/42) Reihen ausgeführt. Es ist erstaunlich, daß beim Assuan- Schirm die untersten 90 m nur mit 1 Reihe abgedichtet wurden.

Der Abstand der Bohrlochreihen beträgt 2,5 bis 5,0 (Assuan) m. Dank der bekannten Injektionstechnik mit Manchettenrohren sind mehrmalige Nachinjektionen mit zunehmend feiner werdenden Injektionsmitteln mög- lich. Zuerst werden die äußersten Reihen injiziert, um ein Abfließen des Injektionsgutes der inneren zu behindern.

Das Injektionsgut wird in zentralen Anlagen mit hochoptimierten Mischern aufbereitet und je nach Aufnahmefähigkeit des Bodens aus folgenden Komponenten und Wasser zusammengesetzt (GB 32):

- Ton - Bentonit - Phosphat
- Zement - Ton - (Phosphat)
- Bentonit - Ton - Aluminat
- Silikat - Aluminat

Es werden auch andere Zusammensetzungen verwendet. Bei ent- sprechender Erfahrung bereitet es keine ernsthaften Schwierigkeiten, auch gegen einen starken Grundwasserstrom abzudichten (32/2, 17). Über Spezialinjektionen mit organischen Zusätzen oder Kunstharzen ist wenig bekannt. Durchlässige Böden sind einfacher abzudichten. Mit Zement- Ton-Injektionen gelingt es eine Dichtigkeit zu erreichen, die etwa einem Beiwert $k = 10^{-6}$ m/s (32/17 u. 42) entspricht. Beim Backwaterdamm wurden nach einer Silikatbehandlung k-Werte von 10^{-7} m/s auf Grund von Absenkversuchen ermittelt, die eher zu niedere Werte liefern. Besser ist es, das Mittel der k-Werte aus Absenk- und Wiederanstiegversuch der Dichtigkeitskontrolle zugrunde zu legen (32/42).

In den Berichten 32/2, 16, 17, 25, 42, 45, 46 werden ausgeführte Injektionsschirme, in 32/48, M8 und SB13 Projekte beschrieben.

Dichtungswände:

Bericht Nr.	Damm	Land	Fertigstellungs- jahr	Wandtiefe (m)
	Monguelfo	Italien	1957	30
	Vodo	Italien	1959	30
32/51	Zoccolo	Italien	1960	55
32/48	Manicouagan 5	Canada	1963	75
	El Infiernillo	Mexiko	1964	20
32/26	Pierre Benite	Frankreich	1964	33
	Eberlaste	Österreich	1967	56
	Feistriz	Österreich	1967	44

Obwohl durch die Entwicklung der Veder-Pfahlwand und in weiterer Folge des Schlitzwandverfahrens schon seit geraumer Zeit die Ausführung tiefer Dichtungswände auch im Grundwasser möglich schien, ist die An- wendung im Talsperrenbau auf wenige Fälle beschränkt geblieben. Erst

seit kurzem haben offenbar leistungsfähigere maschinelle Einrichtungen die wirtschaftliche Basis für eine Steigerung der Wandtiefen gegeben. In großem Umfang wurden bisher Schlitzwände zur Baustellenumschließung (32/48, El Infiernillo, 32/26) oder als Dichtungselement im Untergrund bei Uferleitdämmen (Feistritz, 32/25, 34/34) herangezogen. Im Staudammbau ist der Zoccolo-Damm (32/51) ein bemerkenswertes Beispiel. Die max. 55 m tiefe, unter 53 m Wasserdruck stehende Wand aus teilweise armiertem Beton wurde in einen Schuttkegel und in Moräne eingeschlitzt, ohne den Fels zu erreichen. Durch ihre Lage am wasserseitigen Dammfuß am Rande der Setzungsmulde wird sie nur durch geringe Verformungen beansprucht. Während in Dammitte 90 cm Setzungen aufgetreten sind, hat sich die Wand nur um 1,5 - 2 cm gesetzt. Sind große Verformungen zu erwarten, so wird durch Zusatz von Ton und Bentonit die Betonfestigkeit so weit herabgesetzt, daß die Wand dem Untergrund ähnliche Eigenschaften annimmt und dadurch die Rissegefahr vermindert wird (32/26 u. Eberlaste).

Die Ausführung von Dichtungswänden erfolgt in max. 6 m langen Abschnitten (32/50), unter Stützung des Schlitzes mit Bentonitsuspension (Dickspülung). Im 1. Arbeitsgang wird nur jeder 2. Abschnitt abgeteuft und im Kontraktorverfahren in einem Zuge betoniert. Bei feinkörnigen Böden kommt das Saugbohrverfahren zur Anwendung; Findlinge werden durchmeißelt. Die Wandstärken betragen 0,5 bis 0,6 m (32/26). In USA (32/31) wurden auch breitere Schlitzwände (1,26 bis 3,25) bis 30 m Tiefe ausgeführt und mit einer Mischung aus Dickspülung, Ton und Aushubmaterial verfüllt. Vorteilhaft können Schlitzwände durch Injektionsdichtung tieferer Bereiche ergänzt werden (32/31). In (32/68) wird über eine Abdichtung mit zwei parallelen Schlitzwänden von 0,6 m Stärke im Abstand von 3,0 m bei nachträglicher Injizierung des Zwischenraumes berichtet. Sind ungleichmäßige Setzungen der Wand und des auflastenden Dammes zu erwarten, so muß auf den Wandkopf ein plastisches Lehmpolster (32/37 und 68) oder ein Kontrollgang mit Bewegungsmöglichkeit (32/51) aufgesetzt werden.

Daß Dichtungswände, insbesondere bei vorhandener Vorflut, auch heute noch im bergmännischen Verfahren hergestellt werden, zeigt der Bericht 32/50 über die an beiden Talhängen der Pfeilerkopfmauer Valgrosina durchgeführten Einbindungen von 109,0 und 58,5 m Länge, max. 35 m Höhe und 2,5 m Stärke. In der Diskussion berichtete D. Javanovic (Australien) über den 30 m hohen Zuladamm in Ethiopien, dessen durchlässiger Untergrund aus blockreichen Flußablagerungen durch eine 20 m tiefe und 1,20 m starke, in offener Baugrube ausgeführte Betonwand abgedichtet wurde. Der Anschluß an den Lehmkern erfolgte nicht, wie sonst üblich, durch einen in den Kern eingreifenden Sporn, sondern durch eine kanalartige Längsnut in der Wandkrone.

Bei großen Tiefen der Schlitzwände sind Abweichungen von der Lotrechten und allfällige Lücken nicht auszuschließen. Nach 32/6 wird die Drucklinie der Sickerwasserströmung in relativ dichten Böden ($k \approx 10^{-5}$ m/s) durch eine lückenhafte Wand kaum mehr beeinflusst.

Dichtungsteppiche

Durch Verlängerung des Sickerweges können ebenfalls Gradient, Auftrieb und Sickerwasserdurchfluß herabgesetzt werden. Wie aus 32/6 hervorgeht, sind Dichtungsteppiche nur dann gegen Injektionsschirme konkurrenzfähig, wenn die Durchlässigkeit des Bodens geringer als $k = 10^{-5}$ m/s ist. In Serre-Ponçon wäre z. B. ein äquivalenter Teppich von 7,5 km Länge erforderlich gewesen. Als bemerkenswertes Beispiel dieser Abdichtungsart ist der 1900 m lange Teppich des auf 90 m Überlagerung gegründeten und zur Zeit im Baubeginn stehenden 145 m hohen Tarbeladammes in West-Pakistan anzuführen (35/31). Eine weitere Anwendung auf karstischem Untergrund beschreibt 32/36. Wie schon erwähnt, werden mit Vorliebe Injektionsschirm und Dichtungsvorlage kombiniert, um auch für den Ausnahmefall eines Versagens der Injektionen vorzusorgen (32/2, 17 und 42). Natürliche Vorlagen sind in Stauhaltungen schwebstoffreicher Gewässer zu erwarten (Feistritz). An den Ufer-Anschlüssen der Teppiche können durch ungleichmäßige Setzungen leicht Risse entstehen.

Über das argentinische Großprojekt El Horcajo, einen 117 m hohen Kiesdamm auf 140 m Lockerboden von $k = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s Durchlässigkeit, wird in M 8 und SB 13 berichtet. Es soll ein 1000 m langer Dichtungsteppich und als volle Reserve zusätzlich ein Injektionsschirm zur Ausföhrung kommen. Beim Zusammenwirken beider Maßnahmen werden durch den Teppich 20 %, durch den Injektionsschirm 80 % der Druckhöhe abgebaut.

Drainage

Jede der 3 Dichtungsmaßnahmen kann vorteilhaft durch Drainagen unter der Dammluftseite ergänzt werden (32/6). Flächenfilter erstrecken sich entweder über den ganzen luftseitigen Aufstansbereich (32/2, 17, 42 usw.), oder nur über den Fußteil (32/51). Eine zusätzliche Drainage durch Filterbrunnen im Fußbereich ist möglich (32/17, 42, 51, M 8). Dies geht auch aus dem Diskussionsbeitrag von R. Tipton (USA) hervor. Es wird berichtet, daß beim 1. Einstau des 14 km langen Dammes Guarico in Venezuela infolge durchlässiger Zonen im Untergrund der Grundwasserspiegel luftseitig über Gelände angestiegen ist und innere Erosionen auftraten. Durch Schüttung einer luftseitigen Druckbank und Abteufung von 95 Filterbrunnen konnten die Verhältnisse stabilisiert werden.

2.133 Kontrollmaßnahmen und Standsicherheit

Ein wesentlicher Bestandteil jeder Untergrundabdichtung sind deren Kontrolleinrichtungen. Im Vordergrund stehen die Messungen der Strömungsdrücke mit Piezometern (32/2), die Standrohre, Manometermeßstellen mit Föhlerrohren von Stollen aus oder Porenwasserdruckgeber sein können. Aus dem gemessenen hydraulischen Gradienten kann auf den Sickerwasserdurchfluß geschlossen werden. Registrierende Geräte in Verbindung mit Warnanlagen erhöhen die Wirksamkeit der Kontrollmaßnahmen.

Messungen der ober Tag austretenden Sickerwässer in Meßüberfällen (32/57) haben nur qualitative Bedeutung, da der Großteil im Untergrund abfließt. Kontrollstollen sind zur Überwachung immer vorteilhaft (32/17, 34, 42, 51).

Die Standsicherheit eines Dammes auf Überlagerung wird von den Auftriebsverhältnissen wesentlich beeinflusst. In Bericht 32/55 wurden Diagramme zur Abschätzung der Sicherheit eines Einmaterial-Dammes bei Variierung der verschiedenen Einflüsse wie Porenwasserdruck, Böschungsneigung, innerer Reibungswinkel und Kohäsion entwickelt. Der Wert derartiger Untersuchungen muß bei der Individualität der Dammbauweise bezweifelt werden.

In der Diskussion wurde von S. Uriel (Spanien) ein neues Berechnungsverfahren vorgelegt. Unter Heranziehung des plastischen Grenzzustandes in jedem Punkt des Querschnittes wird mit der Differenzenmethode von Sokolovsky jene Böschung bestimmt, die der gewünschten Sicherheit entspricht. Die tatsächlichen Spannungsverhältnisse bleiben wie bei den übrigen zur Zeit gebräuchlichen Verfahren unberücksichtigt.

2.14 Stauraumhänge

Wie der katastrophale Ablauf des Bergsturzes in den Vajontstausee im Oktober 1963 eindrucksvoll vor Augen führte, kann die Sicherheit einer Stauhaltung durch die Stabilität der Speicherhänge entscheidend beeinflusst werden. Obwohl dieses tragische Ereignis sicher alle Staubeckenbesitzer veranlaßt hat, die Hänge der bestehenden Speicher nochmals gründlich zu untersuchen, liegen nur 6 Berichte zu diesem Thema vor. Unter diesen nehmen die Berichte 32/3 und 41 über die in den Jahren 1964 bis 66 stattgefundenen Hangbewegungen beim 1. Einstau des Gepatschspeichers eine besondere Stellung ein.

In Bericht 32/3 werden Laboratoriumsuntersuchungen mit Moränenmaterial aus der Gleitzzone beschrieben, während 32/41 auf Geologie, Sondierungen, Bewegungsmessungen, statische Untersuchungen sowie auf Modellversuche eingeht. Dem Ergebnis der Untersuchungen zufolge handelt es sich um eine aufgelockerte grobdurchlässige Felsscholle von rd. 20 Mio m³, die nach Abschmelzen des eiszeitlichen Gletschers von oben langsam über den mit Moränen bedeckten Hang abgeglitten ist und etwa im Zustand des Grenzgleichgewichts beim Auffahren im Talboden zum Stillstand kam. Die Störung durch den Auftriebseinfluß beim Einstau brachte die Scholle wieder in Bewegung, wobei sich die Gleitzzone in der unterliegenden Moräne ausgebildet hat. Nach Auswertung der Bewegungsmessungen beim 1. Teilstau wurde ein Zusammenhang zwischen Auftriebseinfluß und Gleitbewegung festgestellt, der es ermöglichte, die beim schrittweisen Höherstau zu erwartenden Bewegungsbeträge im voraus zu berechnen. Diese entsprachen in natürlicher Anpassung an die geänderten Verhältnisse jeweils jenem Betrag, der zur Wiederherstellung des ursprünglichen Grenzgleichgewichtszustandes erforderlich war. Ferner zeigten rheologische Untersuchungen (32/3) und Modellversuche (32/41) eine gute Übereinstimmung mit dem Verhalten in der Natur. Dadurch war es möglich, nach 2 Teilstaujahren im 3. Jahr den Vollstau zu erreichen.

In der Diskussion hat L. Müller (Österreich) die Felsgleichung Vajont mit der in Moräne aufgetretenen Hangbewegung Gepatsch (32/3 und 41) verglichen und festgestellt, daß in Vajont nach Überschreitung einer Kriechgeschwindigkeit von 20 cm/Tag die katastrophale Beschleunigung einsetzte, während in Gepatsch max. 19 cm/Tag trotz der steilen Hangneigung von 36° zur Selbststabilisierung führten. Als Ursache wird in Vajont ein Viskositätsabbau vermutet, der auch durch den rasch einsetzenden, einer Lastermäßigung gleichkommenden Abstau nicht mehr rückgängig gemacht werden konnte. In Gepatsch hat die Bewegung selbst die Lastermäßigung und die mit einem Viskositätszuwachs verbundene Stabilisierung verursacht.

Es ist erwähnenswert, daß durch die statischen Überlegungen in 32/41 auch Rutschungen durchlässiger, etwa im Grenzgleichgewicht befindlicher Schwemmkegel in natürlichen Seen nach deren Absenkung erklärt werden können. Derartige Rutschungen sind z. B. bei der Absenkung des Davoser Sees (1922-23) und des Ritom Sees (1917) in der Schweiz aufgetreten (GB 32).

Materialentnahmen an Hangfüßen führen nicht selten zu instabilen Verhältnissen. So wird in 32/65 und 67 von 2 Fällen berichtet, bei denen durch Aushübe für Einläufe Hangbewegungen kleineren Ausmaßes hervorgerufen wurden. Die Sanierung erfolgte in beiden Fällen durch Vorschüttung einer Kiesböschung, deren Fuß sich im 1. Fall noch auf einen in den Fels verankerten Betonblock abstützen kann.

Für die Anlage eines großen Speichers in Japan wurden umfangreiche geologische Erkundungen in Verbindung mit Stollen- und Bohrlochsondierungen durchgeführt (32/4). Es konnte ein Bereich von 2 Mio m³ als rutschgefährdet abgegrenzt und mit Beobachtungseinrichtungen ausgerüstet werden.

Bei 2 Speichern in Polen (34/43) wurde die Ursache von Hangbewegungen in Lockerböden auf den Strömungsdruck austretender Hangwässer und auf Oberflächenfließen zurückgeführt. Zur Vorbeugung gegen Bewegungen sperrennaher Hänge beim Ausgleichsbecken Valgrosina wurden Betonplatten von 1 m² Fläche und 30-40 cm Stärke auf ein Sand- und Schotterbett von 1,0 m Stärke mit 10 cm Fugenabstand in Richtung der Isohypsen verlegt (32/50).

Die Stabilität toniger Talböschungen ist nach 32/61 auch vom Schwelldruck des Tones abhängig. Auch fortschreitende Auflockerung kann zu Felsstürzen führen, wie in 34/37 am Beispiel der Felshänge unterwasserseitig der Sperre Gmünd beschrieben wird.

In einem Diskussionsbeitrag machte P. Londe (Frankreich) darauf aufmerksam, daß es illusorisch ist, sich mit der Errechnung einer Zahl zur Charakterisierung der Stabilität von Felshängen zu begnügen. Eine Sicherheitsbetrachtung muß vielmehr den oft komplexen inneren Aufbau sowie den Zeiteinfluß berücksichtigen.

Es war bisher noch wenig bekannt, daß beim 1. Einstau größerer Speicher Erdbeben erzeugt werden können. Dieses Phänomen wurde beim ziemlich raschen Aufstau des Verzasca-Speichers (32/15) und auch bei einigen anderen europäischen Stauanlagen beobachtet (GB 32). Es wird empfohlen, bei größeren Talsperren Seismographen aufzustellen. Geringe

Erschütterungen wurden übrigens auch bei der Hangbewegung in Gepatsch durch örtliche Seismographen registriert.

Eine wirksame Überwachung der Bewegungen rutschgefährdeter Hänge wird durch registrierende Einrichtungen mit Fernmeldung sehr erleichtert (32/41). In Gepatsch wurde mit stationären Längenmeßeinrichtungen in Stollen eine große Zuverlässigkeit und Genauigkeit erzielt. Geodätische Meßmethoden haben sich gut bewährt; sie lassen sich jedoch nur mit großem Aufwand für eine ständige Kontrolle einrichten.

2. 15

FELS- UND GESTEINSEIGENSCHAFTEN

Gebirgsart Gesteinsart	Für Felsmasse in situ für Gesteinsproben	Versuchsart Art der Probe	Nr. Bericht
A) Kalke, Kalkschiefer, Kreide			
krist. Kalk, natürl. Oberfl.	$\varphi = 48^\circ$	Scherversuch in	32/15
" " zerrissene Obfl.	$\varphi = 40^\circ$	situ	"
Kalkstein mit Toneinlagen	$E_G = 49.000 \text{ kg/cm}^2$	Bohrkernproben	32/29
	$c = 7 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 35^\circ$	$\varnothing 15 \text{ cm}$	"
Kalkstein auf Beton	$c = 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 30^\circ$	" "	"
Tuff	$\sigma_d = 230 \text{ kg/cm}^2 \quad E_G = 74.000 \text{ kg/cm}^2$	$\varnothing 15 \text{ cm}$	32/29
Tuff, normal	$c = 7 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 24^\circ$	" "	
Tuff, feucht	$c = 3,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 40^\circ$	" "	"
Tuff, sehr feucht	$c = 0,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 32^\circ$	" "	
Kalkstein	$E_f = 60.000 - 100.000 \text{ kg/cm}^2$	in situ, Druckplatten	32/44
		70/50 cm	
Kalkstein	$E_f = 307.000 - 383.000 \text{ kg/cm}^2$	Dilatometer im Bohrloch	"
Kalkstein, \perp z. Bankg.	$E_f = 150.000 - 160.000 \text{ kg/cm}^2$	Druckplatten $\varnothing 28 \text{ cm}$	32/49
Kalkstein, \parallel z. Bankg.	$E_f = 140.000 - 230.000 \text{ kg/cm}^2$	in situ	
dolom. Kalk \perp z. Bankg.	$E_f = 60.000 - 130.000 \text{ kg/cm}^2$	Druckplatten $\varnothing 28 \text{ cm}$	32/49
dolom. Kalk \parallel z. Bankg.	$E_f = 115.000 - 145.000 \text{ kg/cm}^2$	in situ	
Kalkstein, kompakt	$E_G = 640.000 \text{ kg/cm}^2$	Bohrkern $\varnothing 14,5 \text{ cm}$	32/49
Kalkstein, kompakt	$E_G = 430.000$ "	Prisma 14/14 cm	32/49
Kalkstein, zerrüttet	$E_G = 900 \text{ kg/cm}^2$	Bohrkern $\varnothing 14,5 \text{ cm}$	32/49
Kalkstein, zerrüttet	$E_G = 1090 - 1260$ "	Bohrkern $\varnothing 3,6 \text{ cm}$	32/49
Kalkstein, kompakt	$c = 0 \quad \varphi = 25^\circ$	in situ, Schfl. 2,2 m ²	32/49
Jura-Kalke, kompakt	$\varphi = 55^\circ$	Scherversuch 40/40 cm	32/60
mit Toneinlagen	$\varphi = 20^\circ$	F = 40/40 cm	32/60
Kalkstein, mit Zwischlg.	$c = 0,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 37^\circ$	Druckplatte 4 x 4 m	M 9
Kalkstein	$E_f = 150.000 - 200.000 \text{ kg/cm}^2$	Druckplatte 1,0/0,5	M 9
Lignit	$E_f = 4.000$ "	Meter in situ	
Ton	$E_f = 35.000$ "	Meter in situ	M 9
B) Tonschiefer, Ton, Mergel			
Tonschiefer	$c = 0,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 32^\circ$	Bohrkernversuch	32/11
Tonschichten (2 m)	$c = 0,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 8^\circ$	Bodenproben	32/13
Tonschichten (6 m)	$c = 1,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 4^\circ$	Bodenproben	32/13
Tonschichten, tiefer	$c = 0,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 29^\circ$	Bodenproben	32/13
Tonstein, normal	$c = 2,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 36^\circ$	Triaxialversuch	32/13
Tonstein, naß	$c = 0,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 17^\circ$	im Labor	32/13

Gebirgsart Gesteinsart	für Felsmasse in situ für Gesteinsproben	Versuchsart Art der Probe	Nr. Bericht
Tonstein, sehr naß	$c = 0,1 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 2^\circ$	im Labor	32/13
Tonschiefer, verw.	$E_d = 360 \text{ kg/cm}^2$ $G_d = 67 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_s = 1 \text{ kg/cm}^2$	Laborversuche	32/22
Ton, aus Kluffüllung	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 20^\circ$	Bohrkernproben 15 cm \varnothing	32/29
Ton, aus Kluffüllung	$c = 1$ kg/cm^2 $\varphi = 14^\circ$	Triaxialversuch	32/29
Ton, normal	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 26^\circ$	aus der Analyse der	32/70
Ton, weich	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 19^\circ$	Deformationsmessung	32/70
Ton, Lehm	$c = 0,1$ kg/cm^2 $\varphi = 34^\circ$	Druckzellen in	34/9
Ton, Lehm	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 38^\circ$	situ	
C) Sandsteine, Konglomerate, Quarzite			
Konglomerate, Quarz	$\tau_s = 7 - 28 \text{ kg/cm}^2$	Druckplatten 50/50 cm in situ	32/10
Quarzit, Bankungsfugen-			
" " stark	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 22^\circ$	" "	32/10
" " dünn	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 27^\circ$	" "	32/10
" " rauh	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 31^\circ$	" "	32/10
Quarzit, Kluffläche	$\varphi = 31^\circ - 39^\circ$	" "	
Konglomerat		Labor, Scherfläche	32/10
I zur Kluffläche	$c = 5,2$ kg/cm^2 $\varphi = 32^\circ$	$F = 200 \text{ cm}^2$	32/10
I zur Kluffläche	$c = 6,8$ kg/cm^2 $\varphi = 43^\circ$	$F = 210$ "	32/10
II zur Kluffläche	$c = 1,8$ kg/cm^2 $\varphi = 25^\circ$	$F = 120$ "	32/10
Konglomerat,	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 39^\circ$	$F = 290$ "	32/10
nahe der Oberfläche	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 23^\circ$	$F = 110$ "	32/10
Quarzit, Bankungsf.	$c = 3,7$ kg/cm^2 $\varphi = 35^\circ$	$F = 270$ "	32/10
Quarzit, Bankungsf.	$c = 5,2$ kg/cm^2 $\varphi = 37^\circ$	$F = 330$ "	32/10
Quarzit, zerklüftet	$c = 0,6$ kg/cm^2 $\varphi = 40^\circ$	$F = 260$ "	32/10
Quarzit, zerklüftet	$c = 1,8$ kg/cm^2 $\varphi = 34^\circ$	$F = 650 \text{ cm}^2$	32/10
Konglomerat, gestört	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 42^\circ$	Labor, Triaxialversuch	32/10
Quarzit, Fugenmaterial	$c = 0,1$ kg/cm^2 $\varphi = 31^\circ$	" "	32/10
Quarzit, Fugenmaterial	$c = 0,6$ kg/cm^2 $\varphi = 31^\circ$	" "	32/10
Sandstein	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 38^\circ$	Bohrkernversuch im Labor	32/11
Breccia, Toneinl.	$c = 0,1$ kg/cm^2 $\varphi = 12^\circ$	Schubversuch	32/9
Breccia, mit Ton	$c = 0,2$ kg/cm^2 $\varphi = 20^\circ$	in situ	32/9
Sandstein mit Toneinlagen	$c = 0,5$ kg/cm^2 $\varphi = 9^\circ$	Bohrkernversuch im Labor	32/9
Sandstein mit Toneinlagen	$c = 0$ kg/cm^2 $\varphi = 14^\circ$	Bohrkernversuch im Labor	32/9
Breccia, m. Ton	$c = 0,1$ kg/cm^2 $\varphi = 33^\circ$	Triaxialversuch im Labor	32/9
Breccia, m. Ton	$c = 0,2$ kg/cm^2 $\varphi = 27^\circ$	Triaxialversuch im Labor	32/9
Sandstein z. Schicht	$E_d = 580 \text{ kg/cm}^2$ $G_d = 307 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_s = 3 \text{ kg/cm}^2$	Laborversuche	32/22
Sandstein mit Ton	$E_d = 950 \text{ kg/cm}^2$ $G_d = 380 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_s = 2 \text{ kg/cm}^2$	" "	32/22
Breccia	$\sigma_d = 630 \text{ kg/cm}^2$ $E_g = 230.000 \text{ kg/cm}^2$	Bohrkernproben	
sand, Schluff	$c = 0,54 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 20^\circ - 34^\circ$	Bohrkernversuche	32/69
sand, Schluff	$c = 0,11 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 19^\circ$	Bohrkernversuche	32/69
Sandstein	$\varphi = 32^\circ - 46^\circ$	aus der Analyse, der Deformationsmessung	32/70

Gebirgsart Gesteinsart	für Felsmasse in situ für Gesteinsproben	Versuchsart Art der Probe	Nr. Bericht
Quarzit z. Bankung	$E_f = 50.000 - 777.000 \text{ kg/cm}^2$	Druckplatten \emptyset 1,6 m	M 7
Quarzit z. Bankung	$E_f = 176.000 - 213.000 \text{ kg/cm}^2$	in situ, im Stollen	M 7
Quarzit, kompakt	$V_F = 25.000 \text{ kg/cm}^2$ bei 1. Belastung	Druckplatten \emptyset 1,6 m in situ, im Stollen	M 7
	$E_F = 50.000 \text{ kg/cm}^2$ bei 1. Entlastung		M 7
	$E_F = 60.000 \text{ kg/cm}^2$ bei 6. Belastung		M 7
	$E_F = 90.000 \text{ kg/cm}^2$ bei 6. Entlastung		M 7
Quarzit, zerklüftet	$V_F = 15.000 \text{ kg/cm}^2$ bei 1. Belastung		M 7
	$E_F = 30.000 \text{ kg/cm}^2$ bei 1. Entlastung		M 7
	$E_F = 36.000 \text{ kg/cm}^2$ bei 6. Belastung		M 7
	$E_F = 50.000 \text{ kg/cm}^2$ bei 6. Entlastung		M 7
D) Schiefergesteine, Phyllite			
krist. Schiefer	$V_f = 120.000 - 200.000 \text{ kg/cm}^2$	hydr. Druckkammer	32/52
krist. Schiefer	$E_f = 250.000 \text{ kg/cm}^2$	" " = 15 kg/cm^2	32/52
krist. Schiefer	$E_f = 150.000 \text{ kg/cm}^2$	" " = 36 kg/cm^2	32/52
krist. Schiefer	$E_s = 400.000 - 900.000 \text{ kg/cm}^2$	seismisch, in situ	32/52
Grauwake l. z. Schicht	$E_d = 15.000 \text{ kg/cm}^2$ $G_d = 26.000 \text{ kg/cm}^2$	Laborversuch	32/22
kristalliner Schiefer wassergesättigt	$c = 0$ $\varphi = 31^\circ$	Laborversuch	32/33
E) Gneis, Granit,			
Gneis, in der Lagerfuge	$\varphi = 33^\circ$	Scherversuch in situ	32/15
Gneis, in natürl. Oberfläche	$\varphi = 38^\circ$	" "	32/15
Gneis, in zerrissene Oberfl.	$\varphi = 42^\circ$	Scherversuch in situ	32/15
Granulit z. Schicht	$\tau_s = 18,8 \text{ kg/cm}^2$	Scherversuch im Labor	32/22
Granulit z. Schicht	$\tau_s = 9,4 \text{ kg/cm}^2$	" "	32/22
Granulit zerrüttet	$\tau_s = 4,7 \text{ kg/cm}^2$	" "	32/22
Granulit l. z. Schicht	$E_d = 22.400$ " $G_d = 4.900 \text{ kg/cm}^2$	Laborversuche	32/22
Granulit z. Schicht	$E_d = 22.400$ " $G_d = 4.900 \text{ kg/cm}^2$	" "	32/22
Granulit zerrüttet	$E_d = 3.900$ " $G_d = 1.370 \text{ kg/cm}^2$	" "	32/22
Biotit Gneis	$\sigma_d = 1.500$ " $E_G = 200.000 \text{ kg/cm}^2$	Bohrkernproben	32/29
Biotit z. Bankung	$\tau_d = 88$ " $c = 0 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 31^\circ$ \emptyset 15 cm \emptyset 5,4 cm		32/29
Granit	$E_f = 40.000 \text{ kg/cm}^2$		
Granit	$E_f = 93.000 - 270.000 \text{ kg/cm}^2$		
Schiefer-Gneis	$E_G = 700.000 - 800.000 \text{ kg/cm}^2$	Bohrkern, $\sigma_r = 60 \text{ kg/cm}^2$	32/52
Schiefer-Gneis	$E_G = 725.000 - 785.000 \text{ kg/cm}^2$	"Labor $\sigma_r = 150 \text{ kg/cm}^2$	32/52
Schiefer-Gneis	$E_G = 745.000 - 755.000 \text{ kg/cm}^2$	" $\sigma_r = 300 \text{ kg/cm}^2$	32/52
kristall. Granite	$\sigma_d = 300 - 800 \text{ kg/cm}^2$	Bohrkernversuch	32/64
Granit-Beton	$c = 3,5 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 31^\circ$	Laborversuch h	32/64
Andesit	$\sigma_d = 2.700 \text{ kg/cm}^2$ $E_G = 400.000 \text{ kg/cm}^2$	Laborversuche	32/71
Andesit	$c = 0,1 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 10^\circ - 20^\circ$	Laborversuche	32/71
Diorit	$E_f = 100.00 \text{ kg/cm}^2$	hydr. Druckpressen	M 16
Granit-Porphyr	$E_f = 67.000 \text{ kg/cm}^2$	im Stollen	M 16
Granit-Porphyr	$\varphi = 30^\circ$	Berechnungsgrundlage	M 16

Gebirgsart
Gesteinsart

für Felsmasse in situ
für Gesteinsproben

Versuchsart
Art der Probe

Nr.
Bericht

F) Ton-Lehm-Kluftfüllungen

Lehmfüllung

$$E_d = 360 \text{ kg/cm}^2 \quad G_d = 60 \text{ kg/cm}^2$$

Labor

32/22

$$\tau_s = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

Kluftfüllungen, nat. feucht

$$\varphi = 19^\circ$$

Triaxialversuch

32/22

Kluftfüllung, sehr feucht

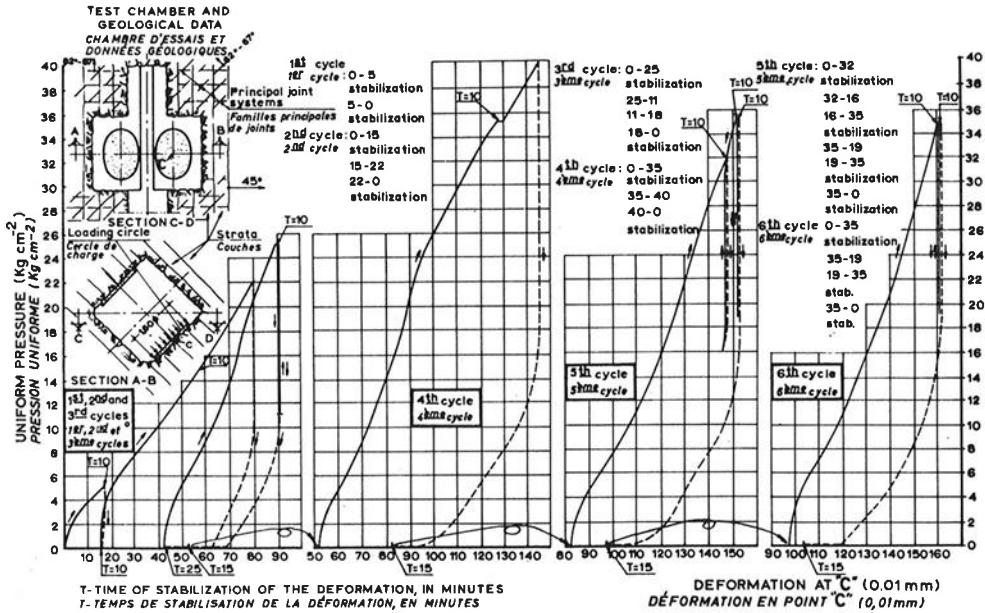
$$\varphi = 15^\circ$$

im Labor

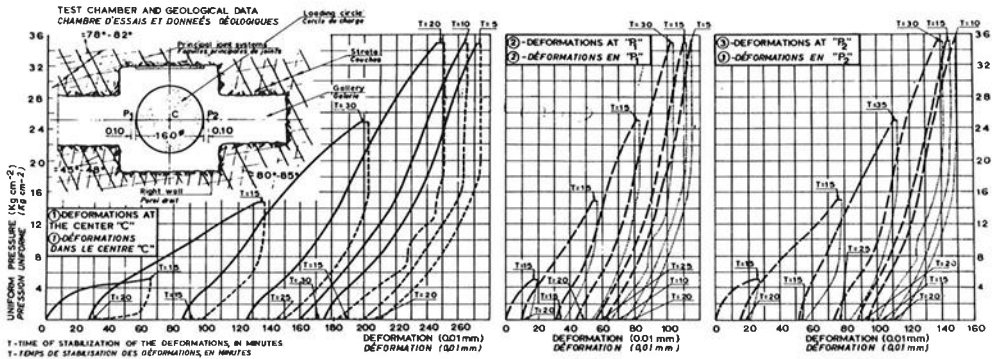
32/22

1) Charakteristische Ergebnisse von Druckversuchen in situ (aus M 7)

a) Verfestigung des Felsens nach mehreren Lastzyklen:



b) Vergleich der Verformungen in der Mitte und am Rand der Lastfläche



2) Bezeichnungen:

(analog Heft 15 „Die Talsperren Österreichs“, Tabelle 2.13)

- V_f = Verformungs-Deformationsmodul, kg/cm^2 der Felsmasse
- E_f = Elastizitätsmodul, kg/cm^2 der Felsmasse, (statisch)
- E_G = Elastizitätsmodul, kg/cm^2 des Gesteins, (statisch)
- E_d = Elastizitätsmodul, kg/cm^2 des Gesteins, (dynamisch)
- E_s = Elastizitätsmodul, kg/cm^2 der Felsmasse, (seismisch)
- c = Kohäsion in kg/cm^2
- φ = Winkel der Inneren Reibung in Grad
- σ, τ = Druckspannung, Schubspannung, kg/cm^2
- σ_d, τ_s = Druckfestigkeit, Schubfestigkeit in situ oder im Labor, kg/cm^2

2.16 Diskussionsbeiträge zu 2.12

Thema a: Die gegenseitige Beziehung und die vergleichsweise Bedeutung der Injektions- und Drainagesysteme in Felsgründungen.

- D 32/ NICCOLAI betont die gemeinsam zu beurteilende Wirkung von Dichtungs- und Drainageschirm und die Wichtigkeit der Überwachung deren Funktionsfähigkeit.
- D 32/ ROCHA beschreibt Felsversuche in Schlitzen mit flachen hydraulischen Pressen und stellt eine gute Übereinstimmung mit Laborversuchen fest.
- D 32/ MÜLLER beschreibt geomechanische Versuche betreffend das Gleiten von zerklüfteten Felsmassen entlang einer abgewinkelten Gleitfläche und bringt eine Deutung der Ergebnisse in Bezug auf die Hangbewegungen in Hochmaiss und Vajont.
Weiters befürwortet er in-situ-Versuche zur Bestimmung der Verformungs- und Festigkeitseigenschaften von geklüftetem Fels.
- D 32/ NILSSON berichtet über die Tätigkeit des Ausschusses für das Studium von Talsperrenbrüchen und -unfällen in Verbindung mit deren Gründung.

- D 32/ BROWN berichtet über die Tätigkeit des Ausschusses für das Studium von Talsperrenbrüchen und -unfällen mit anderen Ursachen.
- D 32/ LAUFFER setzt die wirklichen Felsverformungen in horizontaler Richtung bei Bildung eines Vertikalrisses auf das Zwei- bis Dreifache des Wertes bei homogenem Untergrund. Weiters schlägt er bei ungünstigen Gründungsverhältnissen die Anordnung des Dichtungsschirmes wasserseitig von Staumauern und eine elastische Verbindung mit dem Betonbauwerk vor. Schließlich weist er auf die verminderte Gleitsicherheit von Gewichtsmauerblöcken an steilen Hängen hin.
- D 32/ GOLDER befaßt sich mit den Auswirkungen von verschiedenen Kombinationen von Dichtungs- und Drainageschirm auf die Sohlwasserdruckverteilung.
- D 32/ TIPTON berichtet über den Guarico-Damm in Venezuela, wo durch ungenügende Behandlung des Untergrundes eine stärkere Unterströmung beim Aufstau einsetzte. Durch die Anordnung eines relativ seichten Schirmes mit dahinterliegender Drainage konnten diese Durchströmungen auf ein zulässiges Maß reduziert werden.
- D 32/ ROSSELLO berichtet über spanische Erfahrungen mit Dichtungs- und Drainageschirmen im Urgestein und schlägt, ähnlich wie LAUFFER, einen wasserseitigen Dichtungsschirm vor.
- D 32/ SELIM berichtet über das Problem des Dichtungsschirmes beim Assuan-Damm.
- D 32/ NOSE betont ebenfalls die Wichtigkeit des Zusammenwirkens von Dichtungs- und Drainageschirm.
- D 32/ NICKELL nimmt zu den Diskussionsbeiträgen von LAUFFER, GOLDER und ROSSELLO Stellung und betont die Wichtigkeit des Zusammenwirkens von Dichtungs- und Drainageschirm.

Thema b: Die Bedeutung von Messungen, ihre Extrapolation und der Maßstabeffekt, der Probeneffekt.

- D 32/ SCHERMANN bestimmt die Verformungsmodulen des Felses in verschiedenen Tiefen an der jeweiligen Sohle von Bohrlöchern und stellt diese Ergebnisse den zwei- bis dreimal so großen Werten an Bohrkernen aus den gleichen Bohrlöchern gegenüber.
- D 32/ CORNS vergleicht Labor- und in-situ-Scherversuche für verschiedene Felsarten.
- D 32/ PEYRONCELY befaßt sich mit der Auswertung von Lastplattenversuchen.
- D 32/ ROCHA befaßt sich mit der Hysteresisschleife bei Be- und Entlastung des Felses und weist auf deren Einfluß auf das Verformungsverhalten von Staumauern hin.
- D 32/ PALO berichtet über die in-situ- und Laborversuche an Proben von 1 m Durchmesser und 1,5 m Länge zur Feststellung der Felseigenschaften, deren Ergebnis schließlich zur Umprojektierung der ursprünglich vorgesehenen Gewichtsmauer auf einen Steinschüttdamm führte.
- D 32/ NICKELL weist auf die Schwierigkeiten zur Bestimmung der Scherfestigkeit in geschichtetem Gebirge hin.

- D 32/ RIPLEY warnt vor einem allzu großen geistigen und materiellen Aufwand für die verschiedenen Meßverfahren, der ihm nur in besonderen Fällen gerechtfertigt erscheint, und weist darauf hin, daß der Hauptzweck einer Talsperre die Wasserspeicherung und nicht die Forschung ist.
- D 32/ NICKELL hält ein sorgfältiges Abwägen des Aufwandes für Forschung und Konstruktion von Fall zu Fall für erforderlich.
- D 32/ GRISHIN weist auf die Schwierigkeiten bei der rechnerischen Erfassung der Sicherheit im anisotropen durchströmten Fels eines Sperruntergrundes hin.
- D 32/ DRNOVSEK berichtet über ein Verfahren zur Bestimmung der Standsicherheit der Gründung einer Gewölbemauer unter Berücksichtigung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen, das bei der Gewölbemauer MRATINJE angewendet wurde.
- D 32/ ENDERSBEE weist auf die Bedeutung des "Maßstabeffektes" bei Felsversuchen hin und empfiehlt dessen weitere Erforschung.
- D 32/ MÜLLER hat bereits 1943 die Durchführung von Felsversuchen in großem Maßstab vorgeschlagen und begrüßt die nunmehr eingetretene Entwicklung in dieser Richtung.

Thema c: Die physikalisch-chemischen Veränderungen von Felsgründungen.

- D 32/ LINK zeigt die Bedeutung der Querdehnung auf, deren Anwachsen als Anzeichen eines bevorstehenden Bruches gewertet werden kann.

Thema d: Können beim Fehlen eines mathematischen Modells "Blockmodelle" zum Studium des Verhaltens von geschichteten und zerklüfteten Felsgründungen verwendet werden (Ähnlichkeitsbedingungen)?

- D 32/ KRSMANOVIC berichtet über Messungen in den Widerlagern eines dreidimensionalen Modells für die Gewölbemauer Grancarevo, wobei der zerklüftete Fels möglichst wirklichkeitstreu nachgebildet worden ist.
- D 32/ MÜLLER empfiehlt die Weiterentwicklung von wirklichkeitstreuen Modellversuchen, da die mathematische Erfassung des Problems kaum möglich sein dürfte.

Schriftliche Diskussionsbeiträge:

- D 32/ FLEMING weist auf die Bedeutung von Messungen der unterirdischen Sickerlinien in Alluvionen an Hand von 2 Beispielen am Jordan hin.
- D 32/ REINIUS berichtet, daß ein Dichtungsschirm, ähnlich dem Vorschlag LAUFFER und ROSSELLO, sich bereits 15 Jahre bei der Gewölbemauer Krokströmmen bewährt hat. Er zeigt das Konstruktionsprinzip, das die Vorteile einer teilweisen Umfangsfuge des Sohlganges am Fels und des vorgelagerten Dichtungsschirmes vereint.
- D 32/ URIEL berichtet über rechnerische Untersuchungen nach dem Differenzverfahren für Spannungen in Erd- oder Steinschüttdämmen auf verschieden nachgiebigem Untergrund.

D 32/ ROCHA weist auf die Schwierigkeiten hin, im Modell wirklichkeitstreue Verhältnisse für den Felsuntergrund unter Berücksichtigung der Klüftung, der Wasserwege, der Schwächezonen usw. herzustellen.

2.2 Frage 33:

Kurzfristige und dauernde Vorkehrungen zur Durchflußkontrolle

von o. Professor Dipl. Ing. Dr. techn. H. Simmler

2.21 Einleitung

Zu dieser Frage liegen 52 Einzelberichte und 12 Sammelberichte vor, das sind um 22 Berichte mehr als zur thematisch gleichen Frage Nr. 12 beim Kongreß in New Delhi im Jahre 1951 eingereicht wurden. Die große Zahl der eingegangenen Berichte zeigt die Vielfalt der noch offenen Fragen, aber auch die Schwierigkeiten einer systematischen Behandlung des Themas. So sind auch die Fortschritte seit dem Kongreß in New Delhi gering und nur die Akzente werden heute durch die moderne Entwicklung von Erd- und Steinschüttdämmen anders gesetzt. Außerdem wird erkennbar, daß die Bereiche des Speichers und des Flußbettes unterstrom der Sperre gegenüber früheren Berichten stärker beachtet werden und auch der Generalberichterstatter, Dr. - Ing. V. Oñate, aus Spanien, stellt in diesem Zusammenhang fest, daß immer größere Einschränkungen bezüglich der zulässigen Spiegelschwankungen in Stauseen gemacht werden und die Möglichkeit, Überfälle oder Grundablässe überdimensional auszubilden, in stark bevölkerten Gebieten für immer verlorengegangen ist. Alle Maßnahmen und Einrichtungen, die das Verhalten der Sperre und die abgegebene Hochwassermenge kontrollieren, gewinnen daher in der Behandlung des Themas an Bedeutung.

Die folgende Gliederung wird im Sinne der Einteilung des Generalberichterstatters beibehalten.

2.22 Die Probleme vom Gesichtspunkt des Oberlieggers Berechnung der Hochwasserwellen

Hierzu liegen 12 Berichte vor, in denen auf diese Frage näher eingegangen wird. Die grundsätzlichen Berechnungsmethoden haben sich gegenüber dem Kongreß in New Delhi nicht geändert; so bleibt auch eine gewisse Unsicherheit bei der Ermittlung der maximalen Hochwässer bestehen und es gibt noch kein voll befriedigendes Rezept für die Berechnung. Immer wieder wird aus Mißerfolgen deutlich, wie gefährlich es ist, hydrologische Kriterien auf Gebiete mit unterschiedlichen meteorologischen Verhältnissen zu übertragen. Im Grunde genommen bleibt nur die auf den Einzelfall abgestimmte individuelle Methode für die Hochwasserberechnung, die wie bisher durch zwei Richtungen gekennzeichnet wird:

- a) Die Wahrscheinlichkeitsmethode, ein statistisches Verfahren, das auf die Häufigkeit der Durchflußverteilung aufbaut und nach verschiedenen mathematischen Formulierungen studiert werden kann.
- b) das hydro-meteorologische Verfahren, eine physikalische Methode, die auf Niederschlagswerten aufbaut.

Das wahrscheinlichkeitstheoretische Verfahren wird in mehreren Berichten (33/53, 26, 29, 30, 35) behandelt und es scheint, daß mit der Verteilungskurve von Gumbel recht gute Ergebnisse erzielt werden können. So wurde diese Methode Gumbel mit Erfolg für Hochwasserstudien am Duero-River in Spanien angewendet, wobei auch historische Aufzeichnungen für das statistische Grundlagenmaterial herangezogen wurden. Es liegen aber auch Berichte - wie zum Beispiel (33/35) und (33/30) - vor, in denen schlechte Erfolge bei Abflußbeobachtungen über nur kurze Zeiträume erwähnt werden. Eine interessante Alternative zur Wahrscheinlichkeitsmethode gibt ein Bericht aus Kanada (33/26) für die Dimensionierung der Entlastungsanlage des Kraftwerks Outardes IV. Sowohl der Hochwasserdurchfluß als auch das Volumen der Hochwasserwelle wurden für diese Anlage nach der Methode der statistischen Wahrscheinlichkeit untersucht, weil aus den Aufzeichnungen bekannter Hochwässer keine Beziehungen zwischen dem Spitzendurchfluß und der Wasserfracht festgestellt werden konnten. Um aber für die Dimensionierung der Entlastungsanlage auf das maßgebende Hochwasser bestimmter Wahrscheinlichkeit schließen zu können, wurden sowohl die Durchflüsse als auch die Wasserfrachten der jährlichen Hochwasserwellen mit Majorisierungsfaktoren auf die Werte des als maßgebend erachteten Hochwasserereignisses vervielfacht. Das oben beschriebene Verfahren sollte wegen des Einflusses der Retention vor allem bei der Untersuchung großer Speicherbecken angewendet werden. Problematisch bleibt jedoch die Frage, ob es sinnvoll sein kann, zum Beispiel eine sehr flache Hochwasserwelle eines ausgeglichenen Abflußjahres auf einen etwa 10 000jährigen Spitzenwert zu majorisieren.

Die hydro-meteorologische Methode wiederum hat verschiedene meteorologische Variablen - Niederschlag, Schneelage, Temperatur, Sturmfronten - zur Grundlage, die zunächst hinsichtlich ihrer oberen physikalischen Grenze möglichst genau geschätzt werden müssen. So hat man bei der Dimensionierung der Entlastungsanlage für das Kraftwerk Mactaquac am John-River in Kanada (33/30) versucht, die meteorologischen Faktoren eingehend zu analysieren und sodann mögliche Beziehungen zu meteorologischen Sturmfronten, dem Feuchtigkeitsgehalt der heranbewegten Luftmassen und dem Niederschlag herzustellen. Die Methode leidet aber immer - und das geht aus mehreren Berichten hervor - unter der Schwierigkeit, den Niederschlag in den Abfluß umzudeuten, denn hierbei müssen sehr viele Faktoren, wie etwa der Durchfeuchtungsgrad des Bodens oder des Schnees mitberücksichtigt werden. Bei kleinen Einzugsgebieten bringt diese Umdeutung bessere Ergebnisse, so daß es bei größeren Einzugsgebieten meist erforderlich ist, diese in kleineren Teileinheiten zu untersuchen und den Hochwasserablauf mit Hilfe eines mathematischen Modelles zu simulieren. Im oben erwähnten Bericht (33/30) wird ausführlich ein elektronisches Rechenverfahren für

ein solches Modell behandelt, das auf zahlreichen Unterprogrammen aufbaut und durch ein Hauptprogramm gesteuert wird. Die Unterprogramme befassen sich mit der Übertragung der meteorologischen Variablen in den Abfluß, wobei die Intensität und Verteilung des Niederschlages, die Einsickerung in den Boden und Schnee und die aus der Erfahrung gewonnenen Verzögerungszeiten berücksichtigt wurden, sodann mit der Veränderung des ungestörten Abflusses in den kontrollierten Abfluß durch Speicher- und Kraftwerksanlagen, durch die Retention natürlicher Seen, durch den Rückhalt infolge Ausuferung der Flüsse und die Folgen des Durchlaufens der Hochwasserwelle durch Flußstauhaltungen. Alle diese Modelle müssen jedoch durch Nachahmung bekannter Hochwasserabflüsse justiert werden.

Nun sind in der Praxis brauchbare meteorologische Daten noch schwieriger zu erhalten als Durchflußbeobachtungen, und zusätzliche Schwierigkeiten treten bei sehr veränderlichen meteorologischen Faktoren in stark gegliederten Landschaften auf. Die hydrometeorologische Methode ist daher für solche Gebiete nur mit einigem Vorbehalt anzuwenden.

Nach einem Vorschlag des Generalberichterstatters sollte bei allen Bauentwürfen zwischen einem Berechnungshochwasser für die Dimensionierung von Entlastungsanlagen und einem Katastrophenhochwasser als charakteristische Größe für die Zerstörung einer Sperre oder irgendeines wichtigen Bauteiles unterschieden werden. Seiner Ansicht nach ist die Größe des Katastrophenhochwassers bei Erd- und Steinschüttddämmen durch die Wasserführung bestimmt, bei der der Stauspiegel die Krone des Dammbauwerkes erreicht. Bei Gewichtsmauern wird die Katastrophe im allgemeinen bei einem Überstau von 1-2% der Stauhöhe eingeleitet. Für Gewölbemauern läßt sich ein Maß für den Überstau nicht angeben, weil die Sicherheit dieses Sperrentypus gegen einen erhöhten Wasserdruck nicht eindeutig angegeben werden kann (Beispiel Vajont). Immerhin lassen sich aber aus solchen Untersuchungen für eine große Anzahl von Sperren Koeffizienten in Abhängigkeit vom Katastrophenhochwasser zum Berechnungshochwasser oder der Häufigkeit des Berechnungshochwassers ermitteln, die als ein Maß für die Sicherheit angesehen werden könnten.

2.23 Kontrolle des Wasserspiegels im Stausee

Den Spiegelbewegungen in Stauseen werden mit zunehmender Besiedlung und Zivilisation immer schärfere Grenzen gesetzt. Der in aller Welt zunehmende Touristenverkehr zu Stauseen (aus einem Bericht von General W. F. Cassidy, Chief of Engineers der US-Armee geht hervor, daß der Besuch von Erholungssuchenden an Stauseen der US-Armee von 5 Millionen im Jahre 1946 auf 1970 Millionen im Jahre 1965 angestiegen ist), aber auch die Beeinflussung und Beherrschung des Hochwassers für den Unterlieger erfordern eine genaue Kontrolle des Wasserspiegels. Dazu sind ausreichende Informationen über die Größe und den Verlauf ankommender Hochwasserwellen erforderlich, wobei außer den Spitzenwerten auch die Wasserfrachten erfaßt werden müssen. Eine gute Prognose der Hochwasserwelle kann aber nur auf Grund eines ausgedehnten

Informationsnetzes gegeben werden. Aus vielen Berichten wird erkennbar, daß allen damit zusammenhängenden Fragen nicht nur eine erhöhte Bedeutung zukommt, sondern daß auch große Anstrengungen zum Ausbau solcher Informationsnetze unternommen werden.

2.24 Die Probleme an der Sperre

2.241 Flußumleitungen während des Baues von Sperren

Hierzu liegen 15 Berichte vor, aus denen aber keine allgemein gültigen Kriterien für die Wahl des Bauhochwassers und die Dimensionierung von Flußumleitungen erkennbar sind. Die Flußumleitung an der Sperrenstelle bleibt immer ein einzelnes Problem, das sehr eingehend studiert werden sollte. Die Wahrscheinlichkeit für das Eintreffen eines bestimmten Durchflusses in Beziehung zum Fortschritt der Bauarbeiten spielt in allen Überlegungen eine große Rolle, wobei das Kostenrisiko wesentlich vom Typ der Sperre und dem Bauvorgang abhängt. Der richtige und auf den wahrscheinlichen Hochwasserverlauf angepaßte Bauzeitplan ist also von großem Einfluß auf dieses Risiko, das, wie einige Berichte zeigen, durch entsprechende Dispositionen gemildert werden kann. Die Abschätzung der Kosten für Bauschäden, die sich bei einer Überschreitung des Bauhochwassers ergeben, ist jedoch schwierig. Dennoch sind eingehende Untersuchungen vor allem bei Dämmen erforderlich, weil hier die Flußumleitung zu einem bedeutenden Kostenfaktor werden kann, der die Wahl der Sperrentype entscheidend mitbeeinflußt.

In einem ungarischen Bericht (33/39) wird ein Verfahren zur Abschätzung des Risikos für die Dimensionierung einer Flußumleitung gegeben, das auf wahrscheinlichkeitstheoretischen Überlegungen beruht. Variable Faktoren in diesem Verfahren sind die Kosten baulicher Maßnahmen für die Abwehr einzelner Hochwässer in jeder Bauphase und die angenommenen Schäden im Falle der Überschreitung des jeweilig angenommenen Bauhochwassers. Auf dieser Grundlage können die wahrscheinlichen Schäden als Produkt der Zeitdauer einzelner Bauabschnitte, der Wahrscheinlichkeit für das Eintreffen des angenommenen Bauhochwassers und des entstandenen Schadens bei Überschreitung des Bauhochwassers in Geldwerten ausgedrückt werden. Als maßgebendes Bauhochwasser wird sodann jenes Hochwasser ermittelt, für das die Summe aus Baukosten zur Abwehr der Schäden und aus Kosten der wahrscheinlichen Schäden zu einem Minimum wird. (Im Bericht 33/11 werden ähnliche Überlegungen zur Wahl der Höhe eines Fangdammes angestellt). Wenn auch bei dieser Methode noch sehr viele Fragen offen bleiben – denn wer zum Beispiel kann den wirklichen Schaden bei einer Überschreitung des Bauhochwassers auch nur annähernd abschätzen –, so lassen sich immerhin einige klare Kriterien ableiten, die für die Bauführung und für die Erstellung des Terminplanes wertvolle Erkenntnisse bringen. Außerhalb dieser nur mathematischen Betrachtungen liegen die Grenzen aller Verfahren selbstverständlich wohl dort, wo man mit dem Verlust an Menschenleben oder mit der Zerstörung von Einrichtungen übergeordneter Bedeutung rechnen muß.

Über die Größe des angenommenen Bauhochwassers gibt es in anderen Berichten keine systematischen Untersuchungen. So wird zum Beispiel ohne Begründung im Bericht (33/23) das fünfjährige, im Bericht (33/1) das fünfzehnjährige und in den Berichten (33/32 und 34) das zwanzigjährige Hochwasser als Bauhochwasser angenommen.

In den Berichten (33/2, 9, 10, 29, 32, 44) wird die Flußumleitung konstruktiv in das endgültige Bauwerk miteinbezogen, und der Grundablaß, die Triebwasserleitung und die provisorische Öffnung im Sperrkörper werden für eine wirtschaftliche Lösung der Flußumleitung benützt. Bei Erd- und Steinschüttdämmen ist es meist ein großer Vorteil, den Fangdamm in den Dammkörper miteinzubeziehen und gleichzeitig mit-hochzuführen, wodurch die Förderfähigkeit der Bauumleitung mit zunehmendem Baufortschritt gesteigert werden kann. Diese Methode wurde beim Mangla-Damm (33/9) durch einen 64 m hohen Fangdamm verwirklicht.

Vielfach entstehen beim Schließen von Flußumleitungen aus Unkenntnis der hydraulischen Vorgänge oder einer Unterschätzung der tatsächlich wirkenden dynamischen Kräfte Schwierigkeiten. Das spätere Schließen von Umleitungen sollte daher rechtzeitig sehr eingehend studiert und vorbereitet werden. Aus den Berichten (33/10, 16, 32) wird erkennbar, daß durch falsche Sparsamkeit bei den Aufwendungen und den Einrichtungen für den späteren Abschlußprozeß sich nicht nur erhöhte Kosten, sondern auch Bauverzögerungen ergeben.

Es wird weiter darauf hingewiesen, daß während des Einstaues mit dem Schließen des Umleitungssystems die Kontrolle über den Durchfluß nicht verlorengehen sollte. Dies ist auch wegen einer genauen etappenweisen Registrierung über das Verhalten des Sperrbauwerkes notwendig.

2. 242 Tiefschützen

In zunehmendem Ausmaß wird der Entwicklung von Tiefschützen, die für die Sicherheit von Sperrn ein sehr wesentliches Element darstellen, ein besonderes Augenmerk zugewandt. Der Fortschritt in bezug auf die Auslegung und den Bau von Tiefschützen wird durch ihre wachsende Größe und die immer mehr zunehmenden Drücke gekennzeichnet. Bei sehr großen Abmessungen werden Segmentschützen vorgezogen (33/32: Manicougan 5: $H = 154$ m, 2 Grundablässe im Hauptgewölbe $5,20 \times 3,40$ m, $Q = 2 \times 500$ m³/sec; 33/37: Gewölbemauer Massa: $H = 120$ m, 2 Grundablässe $2,00 \times 2,30$ m, $Q = 2 \times 170$ m³/sec), aber auch der Hohlstrahlschieber zählt bei Grundablässen zu den bevorzugten Abschlußorganen. Hier ergeben sich nach den Berichten (33/5, 20, 21, 31) Schwierigkeiten durch Vibration und Kavitation, wenn das oft nur schwer in allen Einzelheiten festzulegende Belüftungssystem nicht funktioniert. Von der Kraftwerksanlage Round-Buttle-Dam in USA (33/20) wird über eine Entlastung für 3×170 m³/sec bei 95 m Druckhöhe berichtet, die durch Anbau eines Nebenauslasses mit Hohlstrahlschieber an das Spiralgehäuse konstruktiv gelöst wurde. Auch hier haben sich zunächst große Schwierigkeiten durch eine nicht ausreichende Belüftung ergeben.

2. 243 Überfälle

Trotz der Vielfalt im Bau von Überfällen können zwei Gruppen unterschieden werden, nämlich die Type mit freiem Überlauf und die Type mit einer Steuerung des Durchflusses durch Verschlüsse. Bei der zuletzt genannten Type ist eine Kontrolle des Stauspiegels leichter möglich als beim freien Überfall, der zwar betriebssicher ist, aber einen Überstau erfordert. Die Überstauhöhe läßt sich jedoch durch eine Verlängerung der Überlaufkronen bis zu den Talflanken beträchtlich verringern. Dies erfordert jedoch, wie das Beispiel der Talsperre Couesque in Frankreich zeigt, einen ausreichenden Schutz der Talflanken auf der Luftseite der Sperre durch Flügelmauern gegen das zu Tal stürzende Wasser.

Topographische Gegebenheiten und die Abhängigkeit vom Sperrtyp führen immer wieder zu besonderen und individuellen Bauwerken für die Beherrschung des Durchflusses. Eine solche Besonderheit ist die Hydrocombine (33/2), die eine interessante und ökonomische Lösung durch enge vertikale Verbindung der Bauwerke für die Turbinen und die Entlastung zeigt. Bei anderen Anlagen wiederum werden Saugüberfälle in Kombination mit einem freien Überfall verwendet, so zum Beispiel beim Barikese-Damm in Ghana (33/8). Es ist allerdings ein Nachteil des Saugüberfalls, wie übrigens auch aller Verschlüsse, daß die Spitzenwerte des Hochwassers im allgemeinen nicht ermäßigt werden können, wie dies bei einem freien Überfall durch Retention des Hochwassers im Speicher der Fall ist. Der Saugüberfall ist nicht kontinuierlich steuerbar und er springt bei Erreichen des vorgegebenen Wasserspiegels mit größter Leistung an. Um diesem Mangel abzuwehren, wurden Konstruktionen von Heberbatterien mit gestaffelter Überlaufkante oder auch mit einer Teilbelüftung des Heberscheitels entwickelt.

Für Überfälle mit Verschlüssen wurde eine große Anzahl von Typen entwickelt, dennoch ist erkennbar, daß sich bei Betonsperren der Kronenüberfall mit Segmentverschlüssen immer mehr durchsetzt. In zunehmender Anzahl werden auch Tiefentlastungen mit Hochdruckverschlüssen gebaut, um den ausfließenden Wasserstrahl soweit als möglich vom Mauerfuß wegzubringen und damit das Bauwerk vor den gefährlichen Beanspruchungen eines Wasserstrahles mit hoher Geschwindigkeit zu schützen. In einigen Berichten wird davor gewarnt, den Durchfluß der Tiefentlastung in den Überlaufrücken der Sperre oder auch in das Tosbecken des Überfalles einzuleiten (33/19).

Bei Mauerüberfällen sollte das abströmende Wasser auf kürzestem Wege wieder in die hydraulische Abflußform des Unterwassers zurückgeführt werden. Für den dazu notwendigen Energieumsatz des Wassers ist das unmittelbar an das Sperrbauwerk anschließende Tosbecken häufig vertreten. Immer wieder aber wird über verschiedene Schwierigkeiten und hydraulische Probleme in Tosbecken berichtet (33/5, 19, 21, 22, 23, 43), die durch große Geschwindigkeiten, Erosion, Kavitation und Vibration entstehen. Es sind auch Fälle bekannt geworden, bei denen das Tosbecken durch zu große Auftriebskräfte zerstört wurde, weil die eingepflanzten Drainagen im Betrieb nicht funktionierten (33/5, 21). Durch Verankerung der Tosbecken im Fels könnte in solchen Fällen eine größere

Sicherheit erreicht werden. Auf der Materialseite nimmt die Anwendung von Kunstharzverkleidungen zu, und in den Berichten (33/19, 20, 21, 33 und 43) werden Erfahrungen über die Ausbesserung von Betonschäden in Tosbecken durch Anwendung von Epoxydharzen gegeben.

Von der Beanspruchung des Materials her ist das Problem des Energieumsatzes durch eine Sprungschanze leichter zu lösen. Die Geschwindigkeit des Wassers und die sich daraus ergebende Beanspruchung des Betons sind dann wesentlich geringer. Die Sprungschanze wird daher auch sehr gerne überall dort gebaut, wo die äußeren Bedingungen dies zulassen. In diesem Zusammenhang erscheint es beachtlich, daß die Skisprungschanze der Anlage Aldeadavilla in Spanien auf eine Abflußbelastung von $225 \text{ m}^3/\text{sec m}$ (insgesamt $10.000 \text{ m}^3/\text{sec}$) mit einem maximalen Energieumsatz von 12.600 MW bemessen ist.

Schließlich erscheint es aus der Gesamtsituation oft zweckmäßiger, das Hochwasser getrennt vom Sperrbauwerk über einen tiefliegenden Sattel in einer alten Erosionsrinne – einem sogenannten Sattelüberlauf – abzuleiten. Ein ähnlicher Typ ist der sogenannte Rinnenüberlauf seitlich oder in unmittelbarer Umgebung des Sperrbauwerkes, ein offener Kanal, in dem das Wasser vom Speicher in das Unterwasser gelenkt wird. Dieser Rinnenüberlauf ist das bevorzugte Entlastungsbauwerk bei Erd- und Steinschüttdämmen, doch zeigt sich in manchen Fällen, daß die Sohle der Rinne auf die ganze Länge der zerstörenden Wirkung des schnell fließenden Wassers unterliegt und die rückschreitende Erosion zu schweren Schäden führen kann (33/22, Ricobayo-Damm).

Bei Trichterüberfällen (33/5, 6, 9, 15, 33) in Verbindung mit Baumleitungs- oder Grundablaßstollen ergeben sich des öfteren Erosionen beim Übergang vom Trichterstollen in den Umleitungsstollen. Kavitationen können die Auskleidung zerstören, und nur sehr eingehende Studien am hydraulischen Modell geben dem Konstrukteur die Sicherheit für ein einwandfreies Funktionieren dieser Systeme. Als Verschlußorgane für Trichterüberfälle werden Zylinderschützen im Schacht oder auch einzelne Segmentverschlüsse bzw. Flachsützen mit einer Unterteilung der Einlaufftrompete in ebene Eintrittsquerschnitte gerne verwendet.

Das Bureau of Reclamation berichtet über Erfahrungen bei Tosbecken, nach denen die meisten Erosionsschäden durch Geschiebe entstehen, das vom Unterwasser eingeschleppt wurde; man sollte daher durch konstruktive Gestaltung der Tosbecken solche Ablagerungen vermeiden. Bei den Kraftwerksanlagen des Flusses Saltos del Sil in Spanien haben die Betriebserfahrungen gezeigt, daß man bei Tosbecken vertikale Walzen vermeiden sollte, die aus einer unsymmetrischen Beaufschlagung entstehen. Im selben Bericht (33/21) wird die Auffassung vertreten, daß die Sprungschanzentlastung die günstigste Lösung vom Gesichtspunkt der Unterhaltungskosten darstellt. Sie sollte aber dann nicht angewendet werden, wenn der Triebwasserauslauf der Kraftstation zu nahe an der Sperre gelegen ist oder wenn die Ufer erodierbar oder instabil sind.

Eine vergleichende Betrachtung der Erosion und des Energieumsatzes bei verschiedenen Skisprungschanzentlastungen in Portugal, Spanien und Frankreich (33/21, 22, 19, 27, 28) führte zu interessanten Ergebnissen, und im Bericht (33/19) wurde das erodierbare Material den Ab-

flüssen und ihrer Dauer gegenübergestellt. Es zeigte sich, daß große Hochwässer, die zeitlich kurz nach Inbetriebnahme der Anlage folgen, eine wesentlich größere Bedeutung für die Erosion haben als länger andauernde Hochwässer mit geringen Durchflußgrößen. Das bedeutet letztlich, daß die Leistung des abstürzenden Wassers für die Ausbildung des Kolkes maßgebender ist als die Arbeit.

Verschiedentlich wurde auch die Erosion im Fels gemessen und festgestellt, daß beachtliche Kolkiefen erreicht werden können. Bei der Kariba-Sperre sind Auskolkungen bis zu einer Tiefe von 50 m entstanden. Auskolkungen von 20 m Tiefe sind im Fels nicht selten. Man folgert daraus, daß der Auftreffpunkt des Strahls grundsätzlich möglichst weit vom Sperrrenfuß gelegt werden sollte und daß es meist notwendig wird, Betonplomben, Betonteppiche oder auch eine Verankerung des Felsens am Mauerfuß zur Sicherung der Sperre anzuordnen.

Schließlich sollte man die Erosionswirkung auch durch entsprechende Modellversuche abschätzen. Bei der Sperre Picote (33/19) in Portugal wurden nachträglich Modellversuche im Maßstab 1: 65 mit körnigem kohäsionslosem Kalksteingeröll mit einem Durchmesser von 20 mm und einem spezifischen Gewicht von 2,65 t/m³ durchgeführt. Hochwasserwellen wurden nachgefahren und das Geschiebematerial entsprechend dem beobachteten Kolkbild in der Natur gewählt. Dadurch war eine Justierung des Modells möglich. Als Ergebnis der Modellversuche wurde schließlich die bekannte Tatsache bestätigt, daß der Endkolk von der Vorgeschichte der Durchflüsse, also der Ganglinie der Durchflüsse beeinflußt wird. Als Kriterium für die Gefährdung der Sperre betrachtete man bei diesen Versuchen jenes Hochwasser, bei dem die Kolkrinne flußaufwärts gegen den Sperrrenfuß zu wandern begann.

2.244 Betrieb und Instandhaltung an Überläufen und Auslässen

Zu dieser Frage wurde mitgeteilt, daß stets für eine einwandfreie Schwemmzeugabfuhr gesorgt werden sollte, damit das Schwemmzeug nicht absinken und zu Schwierigkeiten beim Grundablaß führen kann. Es empfiehlt sich daher bei starken Anfall von Schwemmzeug, auf den Hauptverschlüssen Klappen zur Abfuhr des Schwemmzeuges aufzusetzen. Konstruktiv sind alle Vorkehrungen zu treffen, die eine leichte Reinigung und Inspektion ermöglichen.

Schließlich wurde bei beweglichen Verschlussorganen auf mögliche Betriebsstörungen aufmerksam gemacht, die sowohl durch Eis, Schmutzwasser und Verschlammungen verursacht werden können, wobei nicht nur Korosionsschäden, sondern auch die Blockierung der Schützen die Folge sein kann. Dieser Gesichtspunkt verdient vor allem bei Verschlüssen, die fernbedient werden oder sich in großer Höhenlage befinden, Beachtung. Auch die Konservierung wurde in einigen Berichten behandelt und in (33/28) wird darauf hingewiesen, daß mit einer Metallisation gegenüber verschiedenen Arten von Anstrichmitteln bessere Erfolge vor allem in den Grenzzonen zwischen Wasser und Atmosphäre erzielt wurden.

2.25 Die Probleme aus der Sicht des Unterliegers

Sperren und ihre Entlastungsanlagen sollen womöglich auch den Unterlieger vor großen Hochwässern schützen, jedoch eignen sich zur Erreichung dieses Zieles die verschiedenen Typen der Entlastungsanlagen nur unterschiedlich. So verflacht ein freier Hochwasserüberfall die Hochwasserwelle automatisch und mindert ihre Spitzenwerte ab. Bewegliche Verschlüsse können bei unsachgemäßer Handhabung die Spitzenwerte des ankommenden Hochwassers sogar vergrößern. Allerdings bieten bewegliche Verschlüsse den Vorteil, daß der Stauspiegel auch vor Erreichen des Hochwassers abgesenkt und damit ein entsprechender Retentionsraum für die Abminderung der Hochwasserwelle geschaffen werden kann. Dies setzt jedoch genaue Informationen über das ankommende Hochwasser voraus, um die Verschlüsse entsprechend zu steuern. Im Vergleich zwischen freiem Abfluß und dem Abfluß, der durch Verschlüsse gesteuert wird, entsteht nach Ansicht des Generalberichterstaters schließlich die Frage: Haben die menschlichen Fehler größere Wahrscheinlichkeit als die Wiederkehr maximaler Hochwässer? Vielfach werden in Berichten auch Teillösungen empfohlen. So wurden zum Beispiel in Spanien Empfehlungen für große Sperren herausgegeben, nach denen das Normalhochwasser (etwa HQ50, ein Hochwasser, das im Unterwasserbereich noch keine ernststen Schäden hervorruft) über Verschlüsse abgeführt werden kann, während das Wasser über HQ50 über Entlastungsanlagen mit freiem Überfall abgeführt werden sollte.

Von der Wirtschaftlichkeit her betrachtet, muß bei großen Talsperren im allgemeinen der Entlastungsanlage mit Verschuß der Vorzug gegenüber dem freien Überfall gegeben werden. Diese Wirtschaftlichkeit drückt sich in einer erhöhten Betonkubatur für den freien Überfall gegenüber dem System mit Verschlüssen aus. Je größer allerdings das Staubecken wird, desto besser wird die Retentionswirkung; dann sinken auch beim freien Überfall die Überfallhöhe und der Kostenaufwand für die Sperre.

In türkischen Berichten wurden Entlastungen durch ein Sicherheitsventil (Sicherheitsentlastung) vorgeschlagen, die vor allem dann sinnvoll angewendet werden können, wenn die Kenntnis über die Größe der zu erwartenden Hochwässer mangelhaft ist. Das trifft in Gebieten mit wenigen Beobachtungsreihen zu. Die Aufwendungen für die vielleicht überdimensionierte Entlastung würde im Vergleich zu den Sperrenkosten zu hoch werden, und es wird daher vorgeschlagen, im Zuge des Sperrenbauwerkes einen Erddamm als sogenannte Schmelzsicherung einzubauen, der bei Erreichen einer kritischen Stauspiegellhöhe überronnen wird und erodiert. Dieses Verfahren ist bei den Sperren Meric und Göckcékaja in der Türkei geplant.

Schließlich wird auch allen Fragen zur Optimierung der besten Bedingungen für die Hochwasserabfuhr durch ein Speicherbecken erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt.

Zur Diskussion hatten sich 58 Teilnehmer gemeldet, und drei schriftliche Berichte wurden nachträglich eingereicht. Fast alle Redner beschäftigten sich mit Fragen der Hochwasserentlastung und nur sehr wenige mit dem Thema der Berechnung von Hochwasserwellen.

Zur Ermittlung der Größe des Bemessungshochwassers gibt es derzeit noch keine sicheren wissenschaftlichen Methoden, obwohl mit Hilfe elektronischer Rechenmaschinen große Anstrengungen in dieser Richtung unternommen wurden. Interessant sind die Angaben von Gau, der über die Praxis des U. S Corps of Engineers zur Bestimmung des Bemessungshochwassers berichtet. Die Größe des angenommenen Bemessungshochwassers hängt sehr eng mit dem Schadensrisiko zusammen, das sich durch ein Versagen von Verschlüssen oder durch die Auswirkungen des Hochwassers bei frei überströmten Sperrern ergibt und das man in Anbetracht der stets wechselnden individuellen Situation auf sich nehmen will oder kann. Beim U. S. Corps of Engineers wird dieses Risiko durch zwei Hochwässer abgeschätzt: das "größte Hochwasser", ermittelt aufgrund statistischer, hydrologischer und meteorologischer Methoden für die ungünstigste Kombination der einwirkenden Faktoren und das normale Hochwasser (ermittelt durch ungünstigste Kombination der für das Einzugsgebiet charakteristischen Faktoren), das im allgemeinen etwa 40 % des größten Hochwassers beträgt. Die ausreichend angenommene Hochwasserspeicherung in Stauräumen wird als wesentlicher Faktor zur Verringerung der sich aus einer unsicheren Hochwasserbestimmung ergebenden Gefahren erkannt. Andere Diskussionsredner (Elfman, Schweden, und Jordaan, Südafrika) berichten über Erfahrungen und Methoden, die sich jedoch nur auf ganz bestimmte Gebiete beziehen und daher nicht allgemein anwendbar sind.

Heldt weist auf schwedische Vorschriften über Wasserspiegelschwankungen in Stauseen hin, auch denen es erlaubt ist, den maximalen Wasserstand zum Ausgleich des Hochwasserdurchflusses bis 10 cm zu überschreiten. Im Jahr darf die Summe der Überschreitungen höchstens 100 cm betragen. Lyra (Brasilien) berichtet über Schwierigkeiten im Staubecken Furnas, in dem sich durch den Einstau der Vegetation Methan gas bildete, das mit dem Leckwasser in den Stollen einströmte und dort zu Explosionen führte. Ähnliche Beobachtungen wurden von Lartey (Ghana) mitgeteilt.

Zur Frage der Hochwasserentlastung wird von allen Diskussionsrednern im allgemeinen die im Hauptbericht wiedergegebene Auffassung durch Beispiele der Praxis belegt. Im Schlußbericht und in den Empfehlungen zur Frage 33 wird die Auffassung vertreten, das Höchsthochwasser nicht nur durch Überläufe mit Verschlüssen oder kontrollierte Auslässe abzuführen. Die Entwicklung scheint dahin zu gehen, Entlastungsanlagen mit Verschlüssen für kleinere Hochwässer auszulegen und große Hochwässer auch über freie Überfälle abzuleiten. Dadurch werden Risiken, wie sie sich durch eine Fehlbedienung von Verschlüssen ergeben können, herabgesetzt. Die oft nicht unbegründete Furcht vor einer Fehlbedienung könnte durch die Entwicklung besserer Methoden zur Hochwasservorher-

sage, durch bessere Konstruktionen und Einrichtungen für die automatische Kontrolle der Wasserspiegel und durch den Einsatz eines qualifizierten Bedienungspersonals vermieden werden.

Roberts (Großbritannien) gibt das Untersuchungsergebnis einer weltweiten Umfrage an verschiedene Gesellschaften über Erfahrungen mit Verschlüssen bekannt. Von 806 Verschlüssen waren 634 ohne Automatik, 80 mit elektrischer und 92 mit hydraulischer Automatik ausgestattet. Die nicht automatischen Verschlüsse arbeiteten bis auf 1,6 % im allgemeinen zur vollen Zufriedenheit. Bei den automatischen Verschlüssen waren 59 % der Eigentümer mit den elektrischen und 21 % der Eigentümer mit den hydraulisch betriebenen Verschlüssen unzufrieden. Roberts charakterisiert die Unzufriedenheit auch als einen Ausdruck mangelnden Vertrauens in die Automatik. Die hydraulische Automatik ist seiner Ansicht nach deswegen besser, weil die wirkenden Kräfte im Gegensatz zu elektrisch betriebenen Schützen mit dem Wasserstand steigen. Zur Frage der Kavitation liegen ebenfalls einige Diskussionsbeiträge vor. Toran (Spanien) berichtet von Schwierigkeiten an der Absprungkante einer Entlastungsanlage. Im allgemeinen scheinen bei den heutigen Baumethoden Kavitationschäden auf Betonflächen bei Wassergeschwindigkeiten von 40 m/sec und mehr unvermeidbar zu sein.

Toran weist weiter darauf hin, daß die sich abzeichnende Überdimensionierung von Verschlüssen mit dem Sicherheitszuschlag zum rechnerischen Höchsthochwasser und mit dem Wunsch nach einer Vorabsenkung bei großen Hochwässern zusammenhängt. Zur Festlegung der Dimensionen einer Entlastung ist es daher unbedingt erforderlich, ein möglichst genaues "curriculum vitae" des Flusses aufzunehmen.

In die Frage nach dem System der Hochwasserentlastung mischen sich selbstverständlich auch wirtschaftliche Überlegungen, die jedoch nicht generell gelöst werden können. So bedingen Überstau und Freibord bei Dämmen stets sehr große Baumassen, eine Zunahme der Bodenpressungen und Setzungen. Es scheinen sich daher Entwicklungen anzubahnen, durch geeignete Konstruktionen überströmbare Steindämme auszubilden. Erste Erfahrungen wurden bereits an überströmbaren Fangedämmen gewonnen, so zum Beispiel am 30 m hohen Fangedamm (Böschungsneigungen 1:1 wasserseitig und 1:1,5 luftseitig) der Aldeadávila-Sperre am Duero (Bericht Galindez) in Spanien, der mit 0,5 m dicken Betonplatten 6 x 6 m abgedeckt wurde und einem spezifischen Hochwasserabfluß von 50 m³/sec. m ohne Beschädigung ausgesetzt war. Shand (Südafrika) berichtete von einem rund 55 m hohen Fangedamm aus Steinbrocken, der mit Maschendrahtgewebe und Ankerstäben abgesichert wurde. Der Damm wurde mehrmals überströmt. Anlässlich eines sehr großen Hochwassers traten Rutschungen auf, die zu einem größeren Massenabtransport führten. Als Ursache dieser Schäden werden vor allem Unregelmäßigkeiten auf der Oberfläche angegeben. Shand stellt in seinem Diskussionsbeitrag aufgrund der gewonnenen Erfahrungen allgemeine Grundsätze für den Bau überflutbarer Dämme auf. Auch Olivier (Großbritannien) berichtet von Modelluntersuchungen für überströmbare Steinschüttdämme. Durch den Ausbau eines überströmbaren Dammabschnittes würden sich wesentliche Ersparnisse an Dammkubatur erzielen lassen.

Es scheint, daß die Meinung über Steinschüttdämme hinsichtlich ihrer Unfähigkeit, überströmendem Hochwasser zu widerstehen, grundsätzlich geändert werden muß. Die eingereichten Arbeiten und Beiträge zeigen weiter, daß bei gewissen Vorkehrungen ein Steinschüttdamm dem Überströmen sogar sehr großer Hochwässer widerstehen kann.

2.3 Frage 34:

Das Verhalten und die Altersschäden der Talsperren

2.31 Einleitung und Einteilung

53 Berichte beantworten die obige Frage, mit nachfolgender ausführlicher Diskussion. Wie schon im Generalbericht gegeben, werden Betonsperren und Dämme wegen ihrer Verschiedenheit getrennt unter 2.32 und 2.33 behandelt, und anschließend kommt unter 2.34 deren Verhalten zur Erörterung.

2.32 Betonsperren, Altersschäden

Wie alle Betonbauwerke, so unterliegen auch die Betonsperren mit der Zeit mehr oder weniger starken Veränderungen, die in sichtbaren äußeren Merkmalen wie Rissen, Sickerungen und Setzungen zutage treten, die sich aber auch im Inneren der Betonbauwerke vollziehen können, als Auslaugungen, chemische Veränderungen, Abnahme der Festigkeit, Verformungen, also Erscheinungen, die visuell nicht direkt wahrnehmbar sind, die nur durch sorgfältige Messungen und Beobachtungen erkannt werden können und durch Proben nachweisbar sind. Gerade diese inneren Veränderungen sind es, die größten Einfluß auf das Verhalten des Bauwerkes, besonders ihre Stabilität haben können. Sie erfordern schon aus Sicherheitsgründen eine gründliche Erfassung und richtige Beurteilung, um rechtzeitig alle Maßnahmen zur Sicherung des Bauwerksbestandes treffen zu können.

2.321 Die Ursachen der Schäden

Gerade diese richtige Beurteilung der Erscheinungen und die richtige Art der Vorbeugung gegen diese Altersschäden erfordern es, die Ursachen der Schadensbildung zu erkennen, welche letztere sich etwa in folgende Gruppen einteilen lassen, so wie es sich auch aus dem Generalbericht ergab: Die Schäden stammen

- aus der Qualität des Betons selbst,
- aus Frost- und Temperatureinwirkungen,
- aus chemischen Reaktionen der Betonzuschlagstoffe,
- aus aggressiven Wässern,
- aus Sickerungen und Auslaugungen.

Fast die Hälfte aller Berichte befaßt sich mit Talsperren, die mehr als 20 Jahre, manche sogar 50 Jahre alt sind, und bei denen Schäden an ihrer Betonoberfläche deutlich sichtbar wurden. Diese Schadensbildung

wird im allgemeinen der Betonqualität zugeschrieben (34/24, 10, 13, 28, 48). Inzwischen hat sich aber die Betontechnologie, die Betoneinbringung und Verdichtung sowie die Nachbehandlung so entwickelt, daß sich heute viele dieser Schäden vermeiden oder wenigstens weitgehend verringern lassen.

Jeder Beton erleidet mit der Zeit teils günstige, teils unerwünschte Zustandsänderungen. Zu ersteren gehört die normale Festigkeitszunahme, wie eine solche nach 10 bis 20 Jahren in den Grenzen von 33% bis 100% festgestellt wurde (34/50), ebenso eine Zunahme des Elastizitätsmoduls. An einer 100jährigen indischen gemauerten Sperre (34/53) konnten Mauerwerkfestigkeiten an sehr großen Probestücken von 120 kg/cm² Druck- und 6 kg/cm² Zugfestigkeit festgestellt werden. Auch die weitläufigen Untersuchungen des Bureau of reclamation (34/24) stellen Festigkeitszunahmen von rd. 40 %, bezogen auf die 28 Tagefestigkeit des Betons, an 10 bis 20 Jahren alten Betonsperren fest. Demgegenüber wurden aber auch in vereinzelt Fällen Festigkeitsabnahmen von 20 bis 30 % beobachtet, bei Beton unter besonders ungünstigen Verhältnissen, z. B. starkem Kriechen, und bei solchem Beton, der innere Schäden aufwies.

Zu den unerwünschten Zustandsänderungen des Betons mit der Zeit gehört die Hohlrumbildung oder Porenbildung, sei es durch Austrocknung, sei es durch Hydratation, welche den Beton gegen äußere Einflüsse weniger widerstandsfähig macht, so daß dies in Verbindung mit Schrumpfen und Schwinden zu Rissebildungen führen kann (34/24, 13, 28). Auch chemische Prozesse (Auslaugungen) können daran beteiligt sein. Doch ist die heutige Betontechnologie imstande, diesen Zustandsänderungen mit Erfolg entgegenzutreten, sei es durch Verringerung des Wassergehaltes, durch eine entsprechende Körnung der Zuschlagstoffe, Verwendung von Großkorn, Beigabe von ausgewählten, besonderen Zementarten, von Puzzolanen u. a. m., und sei es am Bau selbst durch gute Verdichtung mit Rüttlern, Oberflächenbehandlung, Betonkühlung u. a. m. (34/10, 24, 13, 28).

2. 322 Temperaturwirkungen

In dem Bestreben, einen möglichst dichten Beton zu erzeugen, hat man in einigen Fällen (34/22, 28) zu einer Zementbeigabe von 300 kg/m³ bis 400 kg/m³ gegriffen. Man konnte zwar dichten Beton erzielen, welcher jedoch sehr rissanfällig war und so den Ausgangspunkt für Frostschäden und Sickerungen bot (34/28). Auch starke Stahlbewehrungen an besonders exponierten Stellen konnten dies nicht verhindern.

Die Frosteinwirkung, eigentlich der Wechsel zwischen Auftauen und Gefrieren in porösem Beton, wird von fast allen Autoren als eine der häufigsten Ursachen der Altersschäden angeführt (34/3, 10, 13, 28, 24), zumal die Mehrzahl der angeführten Sperren in Gegenden mit niedriger und stark schwankender Außentemperatur liegt. Besonders die Sperren im Hochgebirge sind ja bedeutenden Temperaturschwankungen ausgesetzt (34/35, 48).

Wenn die Poren des Betons groß genug sind, um gefrierbares Wasser aufzunehmen, und der kritische Füllungsgrad des Porenvolumens bei etwa 83 % überschritten ist, dann kann das eingedrungene Wasser durch seine

Volumszunahme beim Gefrieren Sprengwirkungen erzeugen, die das Gefüge des Betons zerstören. Ähnlich verhält es sich bei dem Eindringen von Wasser in die Risse und Fugen des Betons bei nachfolgendem Frost, wie solches viele Abbildungen und Berichte zeigen (34/3, 10, 14, 21, 22, 25, 28, 32, 42, 48).

Es liegt also viel daran, den Beton so dicht zu gestalten oder an seiner Oberfläche so abzudichten, daß kein Wasser in denselben eindringt, oder aber man muß dem im Beton gefrierenden Wasser die Möglichkeit geben, sich auszudehnen, ohne Schaden anzurichten. Heute ist die Betontechnologie bereits so weit, dieses Problem mit Hilfe von luftporenbildenden Zusätzen zu lösen, bei geringstem Wassergehalt (34/3, 10, 24, 28, 13, 22).

Aber auch die Zuschlagstoffe müssen geeignet sein und dürfen nur eine bestimmte Porengröße in ihrer Struktur aufweisen (34/13). Erwähnt sei der besondere Schutz der dünnen Bogen und Ambursenmauern in Norwegen durch eine dünne Betonplatte im Abstand von ca. 1 m von der Luftseite der Mauer, durch welche unter der Mitwirkung des Luftpolsters zwischen Mauer und Platte der Frost- bzw. der Temperatureinfluß auf die Staumauer sehr stark abgeschwächt wird (34/28). Dies kann auch statisch zugunsten der Wirtschaftlichkeit der Konstruktion ausgenützt werden.

Weitere Maßnahmen zur Verminderung eines schädlichen Einflusses der Temperatur werden aufgezeigt in der richtigen Wahl und in der genügenden Zahl der Konstruktionsfugen des Bauwerkes (34/28) und in der Betonkühlung während seines Abbindens (34/28). Ganz besonders mußte die Blockeinteilung einer 120 m hohen Gewichtsstaumauer /Brask/ durchdacht werden, und die Blöcke nicht nur durch Querschnittsfugen im Abstand von 13,4 m, sondern auch der Querschnitt selbst durch solche unterteilt werden. Dies mit Rücksicht auf vorherrschende Außentemperaturen von -58° und $+30^{\circ}$ im Extrem. Es konnte keine volle Reißfreiheit erreicht werden. Große irreversible Durchbiegungen /18 mm/ und Setzungen /62 mm/ hatten großen Einfluß auf das Öffnen der Konstruktionsfugen und Risse (34/32).

2. 323 Alkali-Reaktion der Zuschläge

Einen vielfach unbekanntem, durch innere Ausdehnungen schädlich wirkenden Einfluß auf die Güte des Betons mit zunehmendem Alter übt die chemische "Alkali-Reaktion" der Zuschlagstoffe aus (34/13, 22, 10, 25). Sie ist eine zeitliche Wirkung alkalihaltiger Zuschläge auf den Zement, verbunden mit einer Kalkfreisetzung und inneren Dehnungen, ähnlich einer Frostwirkung außen. Die beste Gegenmaßnahme ist natürlich, keine solchen Zuschläge zu verwenden oder aber silikatreichen alkaliarmen Zement, mit wenig Trikalziumaluminat, sowie Puzzolan-zemente (34/13, 24).

Auch Zuschläge, welche Sulfide, Pyrite enthalten, können innere Dehnungen oder Risse in der Betonmasse verursachen (34/22). Die Verwendung von Zementen mit weniger als 5 % Trikalzium-Silikaten wirken dem entgegen.

2.324 Aggressive Wässer

Neben den sulfathältigen Wässern, dem Meereswasser sowie einigen Grundwasserströmen sind es vor allem die weichen Wässer der Flüsse aus den Urgesteinsformationen, die, mit freier Kohlensäure versetzt, die Oberfläche des Betons angreifen, auf ihren Sickerwegen in Fugen und Rissen den Beton auslaugen und zerstören. Inwieweit hierbei biologische Faulprozesse im Stauwasser zur Erhöhung der Aggressivität beitragen, wurde auch bereits eingehend untersucht (34/36).

Der beste Schutz für einen etwa nicht widerstandsfähigen Beton einer Sperre wäre die Abhaltung des Stauwassers von der Wasserseite der Betonsperre durch geeignete Oberflächendichtungen, wie Beschichtung, Tortretierung (34/36), bituminöse Betonschichten oder Vorsatzbeton (34/13, 19, 48). Doch niemals kann das Eindringen aggressiven Wassers auf Umwegen durch den Fels in den Sperrenkörper völlig verhindert werden, sei es durch Abdichtung des Untergrundes oder durch dessen ausreichende Drainage.

In Kenntnis der chemischen Reaktion der Sulfate verwendet man vorbeugend sulfatbeständige Zemente (34/24) oder bei weichen, kohlensäurehaltigen Wässern kalkarme Zemente, Puzzolanzemente, Schlackenzemente oder bestimmte Beigaben. Dabei kann man zu den weichen Wässern solche mit geringem pH-Gehalt von 4 bis 7 zählen (34/20, 10, 47) und mit geringer Härte $dH^0 =$ bis 2, d. i. 20 mgCaO/Liter (34/36, 28). Dabei ist es jedoch nicht ausgeschlossen, daß auch sonst unschädliche harte Wässer bei etwa $pH = 10$ unter besonderen Bedingungen, wie z. B. dem Vorhandensein von Magnesium, den Beton auch auslaugen können (34/42).

2.325 Sickerung und Auslaugung

Ausführlich und zahlreich werden in den Berichten die Sickerungen beschrieben, da für diese wohl die meisten Messungen und Beobachtungen vorliegen. Die gemessenen, angeführten Liter/Minute-Zahlen beziehen sich jedoch meist nur auf bestimmte Bauteile der Sperre und geben sehr selten die gesamte Sickermenge einer Sperre wieder.

Sehr deutlich wird auch diese Schwierigkeit der Summenbestimmung in (34/16) erwähnt, woselbst versucht wird, ein Gesamtregime der Sickerungen der Sperre und des Untergrundes aufzustellen. Auch in (34/20) wird eine Aufteilung der Sickerwassermengen nach ihrem Weg versucht mit dem Ergebnis, daß 10 % bis 80 % aus den Fugen, 10 % bis 60 % aus den Drainagen und nur 10 % bis 30 % aus dem Mauerkörper selbst kommen, also sehr schwankende Resultate. Auch wurde versucht, die nicht sichtbare Versickerung, nämlich die infolge der Verdunstung der Sickerwässer an der Luftseite nicht meßbare Menge, in besonderen Apparaten zu erfassen (34/28).

In direktem Zusammenhang mit den Sickerwassermessungen stehen die Messungen des Auftriebes, des Unterdruckes, welcher für die Stabilität mancher älterer Sperren maßgebend sein kann und, sofern der Unterdruck durch Umläufigkeit in den Widerlagern der Sperren in den Talhängen auftritt, Anlaß zu Hangrutschungen geben kann (34/37). Daß die Sickerungen jahreszeitlich und temperaturmäßig bedingt sind, durch

Öffnen der Risse und Fugen bei niedriger Temperatur im Winter, zeigen viele Meßergebnisse an großen Sperrern mit Unterschieden, z. B. im Winter 67 l/min, im Sommer nur 14 l/min (34/32), in einem anderen Falle sogar im Verhältnis 3,5 : 1 (34/20). Auch die Viskosität des Sickerwassers kann von $1,57 \times 10^{-6}$ bei 4°C auf $1,14 \times 10^{-6}$ bei 15° abnehmen.

Um nur größenordnungsmäßig einige Werte der am Staukörper gemessenen Sickerwassermengen anzuführen:

Bei 60 französischen Gewichtsmauern, 40 bis 53 l/min, im Extremfall 8700 l/min, nach Sanierung 175 l/min.

Bei 54 französischen Bogenmauern, im Mittel 6 bis 71 l/min, im Extremfall 3100 l/min, nach Sanierung 80 l/min (34/20).

Für gemauerte und Betonstaumauern werden Sickerwassermengen von 0,02 bis 0,15 l/min je m^2 Oberfläche angegeben (34/16) mit dem Erfahrungshinweis, daß bei vielen alten Staumauern mit der Zeit eine Selbstdichtung eintrat, oder aber sich die Sickerwassermenge stabilisierte. Nur bei ganz wenigen Mauern trat eine Zunahme ein, bis zu einem untragbaren Ausmaß, wodurch der Anlaß zur Sanierung dieser Sperre gegeben war.

Größer als durch den Mauerkörper können die Sickerungen durch den Untergrund sein oder werden, so von 18 l/s (34/26) bis 1000 l/s (34/45), in welchem letzterem Falle bereits Unterwaschungen der Widerlager einer Bogenmauer auftraten, in deren Folge die Durchbiegung im Scheitel der Mauer auf 119 mm anwuchs (34/45) (Versuchssperre Idbar).

Daß aber auch umgekehrt eine Fundamentbelastung zur Dichtung, zur Abnahme der Sickerwassermenge beitragen kann, wird in (34/20) berichtet.

Die richtige Sickerwassermenge der Sperre zu kennen ist dann von Bedeutung, wenn aus dieser durch Kalkgehaltsmessungen jene Menge freien Kalkes berechnet werden soll, die dem Beton, d. h. dem Zement durch das Sickerwasser entzogen wird. Wenn durch das Austreten des kalkgesättigten Wassers an der Luftseite, durch Verdunstung und Einwirkung der Kohlensäure der Luft die unschönen Kalkausscheidungen an den Sickerstellen der Mauer entstehen, so ist dies nicht so von Bedeutung wie die Auslaugung und Schwächung des Betons durch Kalkentzug. Es wird von 50% Festigkeitsabfall bei etwa 50% Kalkentzug berichtet (34/42).

Genauere Untersuchungen zeigen, daß bei dem Durchsickern aggressiven Wassers durch Fugen und Risse der Lösungseffekt mit dem Abstand von der benetzten Oberfläche sehr stark abnimmt; in 5 mm Abstand war nur mehr die halbe Wirkung, in 30 mm fast keine Wirkung festzustellen, ohne allerdings auf lange Zeiträume beziehen zu können (34/22).

Im selben Verhältnis wie die Sickerungen zeigen auch die Auslaugungen eine jahreszeitliche Schwankung, im Winter mit 20fach größeren Spitzenwerten als im Sommer (34/22). Um nur einige Größenordnungen der berechneten, abgeführten und ausgelaugten Ca-Mengen zu nennen:

Bei einigen norwegischen Talsperren errechnet sich der Verlust an Kalk, bezogen auf den Zementgehalt, der meist nur 150 kg/m^3 betrug, für die Zeit von 20 bis 30 Jahren auf 2,3 - 6 %, bei größeren Sickerwassermengen war der Kalkverlust relativ größer (34/28).

Bei italienischen Sperrern, bei relativ härterem Wasser, war der

Abtrag geringer, etwa 2% des verwendeten Portlandzements, bei Puzzolanzementen fast Null (34/47).

2.326 Direkte Untersuchungen der Eigenschaften

Mit den sichtbaren Sinterungen und Auslaugungen steht im Inneren der Mauer oft eine Veränderung der Betoneigenschaften, eine Abnahme der Festigkeit und des E-Modul sowie eine zunehmende Durchlässigkeit im Zusammenhang. Die in den älteren Sperren tatsächlich noch vorhandene Festigkeit zu erkunden, wo die äußeren Wahrzeichen warnen, erscheint für die Sicherheit der Sperren notwendig. Solche Testversuche werden auf verschiedene Art durchgeführt:

Am einfachsten ist es wohl, durch Bohrungen im Sperrenkörper sich von dessen Eigenschaften zu überzeugen, an Bohrkernen, die nicht zu klein sein sollen, die Festigkeit und die E - Moduli zu bestimmen. Auch kann eine Wasserdruckprobe im selben Bohrloch Aufschluß über die Durchlässigkeit geben (34/19, 22, 36, 33).

Um größere Bereiche der Sperre zu erfassen, eventuell auch Teile des Fundaments, wurden Wellendurchstrahlungen durchgeführt, so in USA an 29 Sperren mit dem Soniskop (34/5). Doch war ein direkter, klarer Zusammenhang zwischen der Wellenfortpflanzung und der gesuchten Festigkeit nicht zu erhalten, es konnte nur aus der Zunahme oder einer plötzlichen Änderung der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit auf eine Verschlechterung der Betoneigenschaften geschlossen werden.

Auch in Schweden wurde neben den Bohrkernen \varnothing 15 cm mit Ultraschall gemessen (34/22). Ebenfalls mit seismischen Methoden wurden in Italien 10 Sperren untersucht und diese Untersuchung auch auf das Fundament ausgedehnt (34/49). Neben der seismischen Methode wurde hier mit Erfolg eine Methode der Messung der Leitfähigkeit angewendet (34/8).

Positive Ergebnisse brachten die Untersuchungen mit Bohrkernen \varnothing 28 cm in verschiedenen, älteren Sperren in Italien, bei welchen folgende Festigkeitszunahme des Betons festgestellt werden konnte, bezogen auf die 90 Tage-Druckfestigkeit:

nach 32 Jahren, eine Zunahme von 107 %				
" 27 "	"	"	"	83 %
" 17 "	"	"	"	63 %
" 6 "	"	"	"	31 %

2.327 Sanierungen

Je nach der Art der Schäden und der Beeinträchtigung der Stabilität einer Sperre wird über verschiedene Maßnahmen zur Verbesserung berichtet. Wenn bekannt ist, daß die Eigenschaften des Mauerwerks oder des Betons in der Staumauer nicht mehr den Voraussetzungen des Projektes und Annahmen der Berechnung entsprechen, oder durch starke Sickerungen der Auftrieb zu groß wird, dann kann durch eine Injektion des Sperrenkörpers zu dessen Verfestigung, oder eine solche des Fundamentes zur Stabilisierung und Abdichtung, der Zustand verbessert werden (34/19, 28, 33, 34).

Die erforderlichen zahlreichen Bohrungen sollen aber nicht zu klein im Durchmesser sein, um auch die Güteeigenschaften des Betons nachweisen zu können. Die Injektionsmittel richten sich nach den vorausgegangenen Wasserdruckproben, der Porosität und Zerissenheit des Betons. Oft kommt man mit normalem Zement nicht mehr aus, alle Poren zu füllen, es müssen Feinstteile, Bentonit oder Silikate beigegeben werden (34/33). Auch darf nur mit geringem Druck gearbeitet werden, um die Bauwerksteile nicht zu überbeanspruchen.

Eine neue Drainage in der Mauer und im Fundament oder eine Verstärkung der vorhandenen wird verwendet, wenn starker, in der Mauerberechnung nicht vorgesehener Unterdruck auftritt, der durch diese Drainage herabgesetzt wird, meist in Verbindung mit einer Verstärkung des Dichtungsschirmes (34/19, 20, 28).

Sind Schäden an der Oberfläche des Mauerwerks oder des Betons vorhanden oder weitere zu erwarten, die schließlich auch die Sicherheit des Bauwerkes beeinträchtigen können, so wird die Oberfläche selbst gedichtet und geschützt.

Bituminöse Anstriche der glatten, ausgetrockneten Betonoberfläche der Wasserseite schützen und dichten diese meist sehr gut, haben aber eine oft kurze Lebensdauer von nur 7 bis 10 Jahren (34/10, 28).

Gunit, Torkret-Überzüge wurden oft verwendet und haben sich gut bewährt und gut an der reinen Betonoberfläche gehaftet (34/36). Doch in extremen Fällen der Temperatureinflüsse, wie z. B. in Schweden, kommt der Torkretüberzug den temperaturbedingten Erweiterungen vorhandener Betonrisse nicht mehr nach und reißt auf (34/21).

Durch eine Verstärkung auf 7 cm und Stahlbewehrung kann man bis zu einem gewissen Grade dieses Aufreißen der Torkretschiene verhindern (34/19, 13), doch ist der Aufwand an Arbeit und Kosten schon sehr groß.

Eine Steinverkleidung aus wetterfestem Stein, in gutem, nur feuchtem Mörtel verlegt und verfugt, gibt einen guten Schutz defekten Betons gegen die Außeneinflüsse (34/19, Schw.).

Heute werden auch Kunststoffe wegen ihrer guten Aufbringungsmöglichkeiten und chemischen Widerstandsfähigkeit, nicht zuletzt wegen ihrer Wirtschaftlichkeit zum Schutze des Betons verwendet.

Die Abdichtung von Rissen und Fugen, Arbeitsfugen, erfolgt mit Thiokol-Stäbchen, gedeckt durch Simast und Hypalonschichten, nachdem eine ausreichende Dehnbarkeit dieser Kunststoffe auch bei niedrigen Temperaturen bis - 25° nachgewiesen wurde (34/19, 21). Auch die Abdichtung von Dilatationsfugen erfolgt neuerlich durch das Ausfüllen einer Nut mit elastischem Silikon und Abdeckung mit Hypalon und Neoprensichten (34/19).

Eine gute Abdichtung von Rissen und Arbeitsfugen mit Sickerung wird in (34/21) beschrieben, wobei modifizierte Epoxy-Harze in die Risse eingespritzt werden, d. h. ein Plastikinjektion durchgeführt wird. Bei Rissen kleiner als 0,1 mm muß dem Riß mittels Bohrung und Nut nachgegangen werden (34/22).

Die Abdichtung von Flächen erfolgt durch Plastik-Beschichtung, durch das Aufspritzen von Kunststoffen bis zu einer Stärke von 2,5 mm auf einer gereinigten, trockenen Betonoberfläche, deren Unebenheiten infolge der

Entfernung des mürben Betons vorher mit Mörtel und Epoxyharz ausgebessert wurden. Die Oberfläche muß trocken sein (34/22, 28, 19).

In Schweden wurden bei ungünstigen klimatischen Verhältnissen flexible Epoxyharze, verstärkt durch drei Schichten Glasfasern/Epophen/, verwendet, mit großen Zug-Haft- und Dehnungsfähigkeiten. Sie werden weich bei 25° aufgebracht und erstarren mittels Härtern nach etwa 3 Tagen, die Gesamtschichtstärke betrug ca. 3 mm (34/21). Als sicherste Dichtung wurden Neopren-Schichten / 5 x/ mit porenschließenden Epoxyharzschichten und oberflächlicher Zink-Dispersion zur Verhärtung erkannt (34/21).

In Norwegen wurden in ähnlicher Weise auf ausgebessertem trockenem Beton Schichten von Polyester, Denofast weich, mit Glasfasern verstärkt, in Schichten bis zur Gesamtstärke von 5 mm aufgebracht, nachdem die defekten Betonoberflächen mit modifizierten Epoxyharzen vorbehandelt wurden. Die Erfahrungen sind sehr gut (34/29).

Eine besondere solide Abdichtung der Wasserseite wurde der Aggersperre zuteil (34/11), indem ein ausgesuchter guter Asphaltbeton von 15 cm Stärke aufgebracht wurde, der durch eine 15 cm starke, mit vielen Ankern mit der Mauer verbundene Stahlbetonplatte gehalten und geschützt wird.

In ähnlicher Weise wurde eine Sperre in Schottland (13) durch 5 starke Bitumenschichten geschützt, die durch einen in der Mauer verankerten Betonmantel gehalten werden. Bei den feingliederten Pfeilerkopfmauern war diese Art des Schutzes nicht möglich, dort mußte man zu einer direkten Verstärkung des alten Betons durch neuen, mittragenden Qualitätsbeton schreiten (34/14).

Ein vollständiger Schutz der Wasserseite wird durch eine im Abstand von ca. 2 m vorgesezte und an die Mauer abgestützte Stahlbetonplatte erzielt (34/28). Der Zwischenraum zwischen Platte und Mauer gibt eine ideale Drainagemöglichkeit und Schutz der Mauer vor allen Einflüssen.

Nach ähnlichem Prinzip, angelehnt an die seinerzeitigen Ausführungen der Sperren-Wasserseite, bekannt nach dem "Levy"-Prinzip, wurden in Italien alte Staumauern saniert (34/48), und zwar:

die ältesten, 30 bis 50 Jahre alten, gemauerten Gewichtsmauern mittels einer wasserseitig vorgesezten bis 2 m starken Betonschichte mit dahinter liegender Drainage und Kontrollmöglichkeit;

etwa 30 Jahre alte, gemauerte und betonierte Gewichtsmauern mittels vorgesezter bis 3 m starken Betonschichte, verankert, und Granitsteinverkleidung, mit Drainage;

die etwa 20 Jahre alten Betongewichtsmauern mittels vorgesezter Betonschichten bis 0,7 m stark, stahlarmiert, in die alte Mauer verankert mit Drainage. An der Luftseite wurden Bohrlöcher zur Entwässerung und Entlüftung angeordnet, um Schäden vorzubeugen und die Betoneigenschaften zur erkunden (34/48).

2.33 Dämme, Altersschäden

Auch die Dämme, seien es nun Erd- oder Felsbrockendämme, können in ihren äußeren Teilen oder auch in den inneren Teilmassen gewissen

Zeitschäden unterliegen, besonders durch Sickerungen. Diese Schädigung kann mit der Zeit zur Verminderung der Stabilität führen, sogar bis zum Bruch. Davon zu unterscheiden sind die Schäden durch äußere Einwirkungen, durch Naturereignisse, Erdbeben, Springfluten u. a.

2.331 Ursachen der Brüche, Schäden und Alterserscheinungen

Nach diesen Gesichtspunkten werden in (34/1) Tausende japanische Dämme- allerdings von nicht überragender Höhe- untersucht, und es wurde gefunden, daß in den letzten Jahren

170 Dämme durch Naturkatastrophen, Erdbeben, Flutwellen,

110 durch Gleitungen, schlechte Untergrundverhältnisse,

480 durch Sickerungen und

166 durch Erosion mit der Zeit Schaden erlitten haben und saniert werden mußten. Die Hauptursache scheinen die auftretenden Sickerungen zu sein, verbunden mit Erosion, was auch die Untersuchungen an 100 amerikanischen Dämmen (34/6) bestätigen, wobei auch die Sickerungen im Untergrund und an den Talhängen in die Schadensursachen einbezogen werden.

Welches Ausmaß solche Schäden durch Sickerungen erreichen können, wird an einem 30 m hohen Erddamm (34/18) gezeigt, bei dem die Gesamtsickermenge, die durch Drainagen erfaßt werden konnte, nach der Füllung auf 600 l/s um ca. 60 % anstieg. Durch diese Sickerwassermenge wurden infolge Kalklösung etwa 500 t Festmaterial erodiert, so daß der Zustand des Dammes schon nach 20 Jahren Sanierungsmaßnahmen erforderte. Bei geringeren Sickerwassermengen (34/20), wie 300 l/s, 100 u. 30 l/s, konnten diese durch rechtzeitige Sanierung auf mehr als die Hälfte heruntergedrückt werden. Es ist interessant zu bemerken, daß alle älteren Dämme viel größere Sickerungen aufweisen als die neuen, nach den neuesten technischen Erkenntnissen gebauten Dämme.

Ein besonderer Schadensfall, allerdings im Staubecken eines 27 m hohen Dammes in der Türkei (34/27), wird angeführt, woselbst infolge ungünstiger geologischer Verhältnisse des Staubeckenuntergrundes /Dolinen/ bis zu 3000 l/s verlorengingen. Erst nach ausführlichen Injektionen gelang es, diese bereits wasserwirtschaftlich schwerwiegenden Sickerungen einzudämmen.

Außer den vorgenannten Ursachen der Schadensbildung durch Sickerungen und Erosion infolge Undichtheit im Dammkörper oder Undichtheit im Untergrund (34/51) können auch die im Dammkörper auftretenden Spannungen und Verformungen, die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Dammteilen oder dem Damm und dem Untergrund die Ursache von Schadensbildungen sein. Diese Ursachen rechtzeitig zu erkennen und mit Rücksicht auf die Stabilität richtig beurteilen zu können ist nur möglich, wenn zweckmäßige Messungen und Beobachtungen in genügender Zahl vorgenommen werden.

2.332 Messungen und Beobachtungen an Dämmen

Mit diesen befassen sich 10 Berichte der Frage 34 als Grundlage der Beurteilung von Schäden und Stabilität der Dämme.

Vor allem ist es die Messung der Sickerwassermengen, die durch den Damm selbst, den Untergrund und die Hänge gehen (34/6, 20, 39, 40, 51), wobei die Trennung nach den einzelnen vorgenannten Sickerwegen oft schwierig ist, durch Anwendung von Isotopen (34/27, 51) aber erleichtert werden kann. Auch eine Ausschaltung der atmosphärischen Niederschlagswasser ist nicht einfach (34/39), aber durch genaue Beobachtungen durchaus möglich.

Durch Piezometer - Standrohrmessungen soll der Wasserdruck im Staukörper und im Untergrund (34/6, 9, 18, 20, 39), aber auch der Sohlenwasserdruck in den Hängen festgestellt werden. Der Wassergehalt, der Porenwasserdruck der Baustoffe im Damm ist ungefährlich, wenn er konstant bleibt, gefährlich, wenn er mit der Zeit zunimmt (34/51). Die Messung der vertikalen Verschiebungen, der Setzungen im und am Dammkörper (34/9, 39, 40) mit Nivellement, Setzpegel, nach dem System von Dr. Idel (34/3, 29), gibt gute Anhaltspunkte für die Güte des Materials und des Bauvorganges. So zeigten z. B. zwei 50 m hohe Dämme Setzungen von 2 cm, der eine nach 10 Jahren bei Verwendung von Kalkstein und Grauwacke als Schüttmaterial, der andere dasselbe Maß bereits nach 2 Jahren bei Verwendung von Tonschiefer (34/40). Daß maximale Setzungen von 150 cm in Dammschüttkörpern beiderseits des Kernes und eine solche von 100 cm in der Krone bei der ersten Füllung eintreten können, zeigen die ausführlichen Messungen an einem 153 m hohen Felsbrockendamm (34/39).

Ebenso geben die Messungen der horizontalen Verschiebungen mit Meßpegel und Dehnungsmesser (34/9, 39, 40) gute Anhaltspunkte für die Beurteilung der Beanspruchung und sollen nicht nur den Dammkörper selbst, besonders an den Zonengrenzen, sondern auch die Verschiebung des Dammkörpers gegenüber dem Untergrund, den Hängen, erfassen. Das daraus erkennbare Gleitsicherheits-Maß des Bauwerkes ist wesentlich für die Stabilität (34/9, 39, 52).

Druckdosen, Druckzellen, auch solche mit schwingender Saite (34/9), geben direkt Auskunft über vertikale oder seitliche Drücke und Spannungen in den Dammteilen (34/9, 39).

In Verfolgung aller dieser Messungen ist es möglich, ein gutes Bild der Spannungsverteilung und der Verformungen im Damm selbst zu bekommen und auch die Hauptspannungen und damit auch die Scherspannungen zu berechnen, die an den Materialgrenzen und im Auflager des Dammes besonders wichtig sind (34/39, 40). Es ist auch möglich, die Deformationsmoduli des Baumaterials zurückzurechnen, die im gegebenen Fall (34/39) zwischen 2400 kg/cm^2 und 540 kg/cm^2 lagen, und auch die zeitliche Veränderung der Elastizitätsmoduli zu bestimmen und daraus wichtige Schlüsse auf die Stabilität des Dammes und sich etwa anbahnende Schäden zu ziehen.

2.333 Sanierungen von Dämmen.

Die verschiedenartigsten Sanierungen von Dämmen, teils als Wiederherstellung nach aufgetretenen Schäden, teils als vorbeugende Maßnahme gegen zu erwartende Mängel und Schäden, werden beschrieben (34/1, 2, 6, 18, 20).

Sie enthalten zusätzliche Drainagen im Dammkörper, Aufbohrung verstopfter Drains, Anlage neuer Drains, Vorsorge von horizontalen und vertikalen Sickerschlitzen, Sickerschichten, besonders auch die Entwässerung des Untergrundes (34/6, 18), ferner Abdichtung undicht erkanteter Stellen des Dammes, Verdichtung des Untergrundes durch Injektion (34/6), Herstellung von Dichtungsschirmen. Besonders zu erwähnen ist die nachträgliche Abdichtung eines 14 m hohen Erddammes durch eine Dichtungswand nach dem ICOS-VEDER-Verfahren im Kernmaterial dieses Dammes sowie eine 10 m tiefe Untergrunddichtung eines ähnlichen Dammes nach demselben Verfahren (34/34). In diesem Bericht sind alle Angaben über diese Arbeitsweise, der zeitliche Baufortschritt, der Bauaufwand, alle Kosten mit detaillierten Aufgliederungen zu finden.

Zur Erhöhung der Stabilität der Dämme, besonders auch mit Rücksicht auf etwa zu erwartende Erdbebenwirkung, werden auch zusätzliche Schüttungen an der Luftseite, Verkleinerung der Böschungsneigungen, Verbreiterung der Krone ausgeführt (34/1).

Als besondere Art einer Schadensbehebung wird in (34/2) die Verpressung eines Drainagekanals unter der Einbindung der elastischen Metalldichtung eines 40 m hohen Erddammes mit Zement-Trass-Bentonit-Mörtel angeführt.

Auch wird der provisorische Verschluss des Grundablasses eines 56 m hohen Erddammes anlässlich einer Schadensbehebung bei vollem Becken beschrieben (34/7), wobei eine \varnothing 1,8 m große Beton-Kugel eingewickelt und wieder ausgewickelt wurde.

2.34 Erkenntnisse über das Verhalten von Talsperren

2.341 Allgemeines

In einer ausführlichen Untersuchung erfolgter Talsperrenbrüche und deren Ursachen wird in (34/12) ein plötzlicher Bruch und ein sich anbahnender Schadensfall unterschieden. Ersterer kann unmittelbar oder kurzfristig nach der ersten Belastung der Sperre erfolgen, letzterer kann auch nach Jahren anstandslosen Betriebes eintreten, als das Ergebnis einer fortschreitenden Verschlechterung des Zustandes der Sperre oder ihres Untergrundes. Gerade letzteres kann man aber aus einem abnormalen Verhalten der Sperre erkennen und beurteilen, und durch rechtzeitige Maßnahmen eventuelle Schäden vermeiden, oder einen Bruch oder gar eine Katastrophe.

Es kommt dabei auf die fachmännische Beobachtung und die richtige Beurteilung dieses Verhaltens einer Sperre an, was vor allem aus den Ergebnissen von Messungen, den Deformationen, den Sickerungen, den Spannungen und Drücken zu erkennen sein wird.

Ein rechnermäßig noch so genau nachgewiesener Sicherheitskoeffizient einer Sperre und ihres Fundamentes, das voll miteinzubeziehen ist, erscheint immer nur hypothetisch, schon wegen der vielen Berechnungsannahmen für die Sperre und das Gebirge, welche mit der Zeit noch dazu gewissen Änderungen unterliegen.

Es können also wohl nur ausreichende, zweckmäßig angeordnete

Messungen und Beobachtungen der Sperre dazu führen, das jeweilige Verhalten der Sperre richtig beurteilen zu können, als normal zu erkennen und damit ihre Stabilität zu begründen.

In Frage 34 wird dies in den Berichten an 6 Beispielen dargelegt, die auszugsweise angeführt seien.

2. 342 Beispiele

An einer 186 m hohen Gewölbemauer (34/4) wird mit einem System von Lotmessungen, auch Schwimmloten, die tief in das Fundament reichen, vielen Gruppen von Dehnungsmessern, Neigungsmessern, Deformetern dreidimensional die Dehnung und die Spannung gemessen, besonders in den Widerlagern. Daraus wurden summarisch die Reaktionskräfte der Sperre auf die Widerlager der Lage, Richtung und Größe bestimmt und mit den entsprechenden Werten der genauen Rechnung verglichen. Es ergeben sich große Unterschiede, besonders bei den Kraftkomponenten der Widerlagerkräfte im unteren Drittel der Mauerhöhe. Dies kann nur durch die Verschiedenheit der Rechnungsannahmen gegenüber der Natur, in der topographischen Annahme, Annahme nach Dr. Vogt für die Mitwirkung des Untergrundes, Unterschätzung des Temperatureinflusses u. a. erklärt werden. Auch wurde in diesem Falle erkannt, daß die Widerlagerhänge im Rhythmus der Niederschläge und Jahreszeiten Verschiebungen vom und zum Hang durchführen, hervorgerufen durch das Anschwellen des klüftigen Gebirges durch Kluftwasser aus den Niederschlägen mit Bewegungen in der Größenordnung von + 2 mm. Auch müssen bei der Berechnung zwei Moduli des Gebirges berücksichtigt werden, der Deformationsmodul, der plastische Verschiebungen des Widerlagers von 25 mm ermöglichte, und der elastische, der hier doppelt so groß als der erstere ist (34/4).

Auch bei einer 237 m hohen Gewölbesperre (34/35) wurden ausreichend Meßeinrichtungen, darunter viele selbstregistrierende, eingebaut, um das Verhalten dieser großen Sperre in allen Phasen beurteilen zu können. Größere, durchaus vertretbare irreversible, radiale Durchbiegungen der Mauerkrone wurden nur im ersten Jahr nach dem Vollstau festgestellt (18 mm), hervorgerufen durch Schwinden und Kriechen des Betons, zum größten Teil aber durch die gemessene plastische Deformation des Grundgebirges unter der ersten Belastung. Interessant, aber für eine ungünstige Beurteilung nicht maßgebend, ist die große, jährliche Hysteresisschleife des Durchbiegungsverlaufes der Krone, bedingt durch den Einfluß der Hochgebirgs-Temperaturen auf diese starke Mauer. Ein Vergleich der gemessenen Durchbiegungen mit den berechneten führt dann zu relativ guter Übereinstimmung, wenn genau nach der Schalentheorie gerechnet wird und die volle Nachgiebigkeit des Fundamentes berücksichtigt wird, was nur aus direkten Messungen ermittelt werden konnte (34/35).

Über ausführliche Messungen an einer 94 m hohen Gewölbemauer mit Hunderten von Dehnungsmessern, vielen Loten in Fels und in der Sperre sowie über die Beurteilung der Meßergebnisse wird berichtet (34/23). In diesem Falle wurde die Bewilligung zu weiterem Anstau bei

der ersten Füllung erst dann gegeben, bis die Auswertung und positive Beurteilung der jeweiligen Meßergebnisse erfolgt war. Auch wurde schon während des Baues die Felsdeformation infolge des Eigengewichtes der Mauer bestimmt und daraus der Deformationsmodul des Fundamentgebirges mit nur $10\,000\text{ kg/cm}^2$ berechnet, in Übereinstimmung mit Stollenversuchen in situ: eine Erklärung für die anfängliche, große plastische Deformation des Untergrundes und deren Auswirkung auf die Mauerdeformation (34/23).

Der regelmäßige Verlauf zahlreicher Lot-Messungen und Spannungsmessungen an einer 225 m hohen Gewichtsmauer (34/15) zeigt deutlich das elastische Verhalten dieser Sperre in Abhängigkeit von Stau- und Temperatureinfluß, mit einem Maximum der Kronendurchbiegung von 20 mm. Durch das spätere, durch unterschiedliche Setzungen notwendige Auspressen und Zementieren der Dilatationsfugen erhielt die Mauer eine derart monolithische Wirkung, wenn nicht gar Bogenwirkung bei ihrer schwachen Krümmung, daß die Kronendurchbiegungen nachher im Maximum nur 14 mm betrug. Ein Vergleich und Übereinstimmung der gerechneten und gemessenen Durchbiegungen war nur möglich unter Berücksichtigung der gemessenen, irreversiblen, luftseitigen Fundamentdeformation im Ausmaße von ca. 8 mm vertikal (34/15).

Über eine Gewichtsmauer von 126 m Höhe, die unter ungünstigen klimatischen Verhältnissen in Sibirien (34/32) erbaut wurde, wird berichtet. Durch den Einbau von 1200 Dehnungsmessern und vielen anderen Instrumenten war es möglich, ein vollkommenes Bild der Spannungsverteilung in allen Blöcken jederzeit zu erhalten, die im wesentlichen von der Temperatureinwirkung abhängig war. Trotz einiger Rißerscheinungen konnte auf eine ausreichende Stabilität geschlossen werden, auch wenn große Setzungen am Sperrenfuß (73 mm) und Verschiebungen (6 mm) infolge des geringen Deformationsmoduls des Fundamentgebirges eintraten. Auch über Deformationsmessungen an sehr alten Betonstau-mauern wird in (34/17) berichtet, mit dem Ergebnis, daß nur sehr geringe plastische Durchbiegungen festgestellt werden konnten, wohl infolge der günstigen Fundierungsverhältnisse, und sonst ein normaler, stau- und temperaturbedingter Jahresverlauf (34/17).

Wieweit eine Gewölbemauer deformiert werden kann, ohne zum Bruch zu kommen, wird im Bericht (34/45) aufgezeigt, nach welchem eine 38 m hohe, schlanke Versuchs-Gewölbemauer an ihrem Widerlager eine Verschiebung von 119 mm erlitten hat, infolge des Nachgebens des erodierten, klüftigen, weichen Kalksteines ($E_d = 5000$ bis $30\,000\text{ kg/cm}^2$). Es trat nur ein Riß von 6 mm Stärke im unteren Drittel des Gewölbes auf, der übrige Gewölbeteil war imstande, die ganze Wasserlast und auch noch Erschütterungen durch Sprengungen rißfrei zu übernehmen.

Schon diese wenigen, einzelnen Darstellungen zeigen, daß die richtige Beurteilung des Verhaltens einer Sperre nicht einfach ist und große Sachkenntnis und Beobachtungsgabe erfordert, um etwaige Unregelmäßigkeiten im Verlauf der Meßergebnisse als Zeichen verringerter Stabilität oder sich anbahnender Schäden zu erkennen. Deshalb wurde schon lange versucht, wie beim Kongreß 1955 unter 18/62, 1958 unter 21/39, 1964 unter 29/24, 26, 35, 40, 43 berichtet, durch eine Analyse der Meßwerte,

durch eine anteilmäßige Aufgliederung der Meßwerte nach den maßgebenden Einflüssen wie Stau, Temperatur, Zeit, Fundamenteinfluß, diese Aufgabe zu erleichtern und die Beurteilung in sichere Bahnen zu leiten.

So wird ausgehend von der Art der Durchführung von Kontrollmessungen in (34/30) eine Analyse der Kronendurchbiegung einer Gewichtsmauer und auch der Sickerwassermenge eines Dammes gebracht, mit Rückführung der Meßergebnisse auf gleiche Zustände, mit Trennung des Stau- und Temperatureinflusses. Für letzteren wird der normale Jahresgang der Durchbiegungskomponente aufgestellt und im Vergleich mit einer 10-Jahresreihe der Beobachtungen gezeigt, daß nur geringfügige Abweichungen vorkommen, also ein normales Verhalten der Sperre vorhanden ist.

Entscheidend bei der Beurteilung des richtigen Verhaltens einer Sperre ist der Nachweis, daß deren Verformungen vorwiegend elastischen, reversiblen Charakters sind, obzwar plastische, irreversible Verformungen besonders nach der ersten Belastung der Sperre und des Untergrundes nicht auszuschließen sind, aber normalerweise bald abklingen. Mit diesem Ziele werden in einer mehrfachen linearen Regressionsanalyse (34/38) die Ergebnisse der 10jährigen Beobachtungen an einer 100 m hohen Gewölbemauer nach dem Einfluß von drei leicht meßbaren Parametern, dem Stau, der Lufttemperatur und der Zeit untersucht. Im Zeiteinfluß sind die plastischen Deformationen von Mauer und Untergrund enthalten. Der Einfluß der Außentemperatur läßt sich in einer mittleren Jahresganglinie der Mauerverformungen darstellen, während der Staueinfluß durch eine Potenzfunktion erfaßt wird. Klingt der Zeiteinfluß, wie bei der vorliegenden Untersuchung, nach einer Reihe von Jahren ab, so ist der Nachweis des rein elastischen Verhaltens der Sperre in den späteren Betriebsjahren erbracht. Die gute Anpassung der gerechneten und gemessenen Verformungen wird im vorgelegten Beispiel durch die Angabe der größten Differenz mit 6 % der maximalen Durchbiegung nachgewiesen.

Noch einfacher will der Bericht (34/46) die Beurteilung des Verhaltens von Sperrern aus deren Deformation gestalten, indem für zwei Fälle, eine Gewölbesperre von 77 m Höhe und eine Pfeilerkopfmauer von 52 m Höhe, Diagramme die Voraussage der normal zu erwartenden Durchbiegung der Krone für jeden Zeitabschnitt des Jahres und jede Stauhöhe angeben. In diesem Falle wurden durch eine Analyse der vielen gemessenen Durchbiegungswerte der Mauerkrone in erster Näherung der Stau- und Temperatureinfluß auf Grund jeweils gleicher Lastbedingungen ermittelt, und zwar graphisch, und in zweiter Näherung unter der Berücksichtigung wiederkehrender Differenzen die Auftragung der normalen Ganglinien verbessert.

Ungewöhnliche Abweichungen von der für jede Stauhöhe gegebenen Jahresganglinie der Durchbiegung wären dann Anzeichen für einen Zustand der Sperre, der genaueste Untersuchungen und vielleicht Maßnahmen zur Wiederherstellung verlangter Stabilität erfordert.

- D 34 / P. BUEHLER Im Rahmen des Generalberichtes werden die einzelnen Phasen des Baues, des Betriebes, der Kontrolle einer Talsperre aufgezählt.
- D 34 / L. POUSSE beschreibt die Instandsetzung von Betonsperren durch Injektionen unter besonderer Berücksichtigung von Kunstharz-Injektionen, mit Beispielen.
- D 34 / R. URBISTONDO bespricht die in Spanien gültigen Richtlinien für den Bau und Betrieb von Talsperren, deren Anwendungsgebiet und Vorteil bei der systematischen Kontrolle der Sperren.
- D 34 / V. STOLNIKOV bespricht die Alterung von Betonsperren, die Änderung der Betoneigenschaften mit der Zeit und unter verschiedenen Einflüssen, besonders des Wassers.
- D 34 / C. SCHUM befaßt sich mit der Talsperrenaufsicht in der Schweiz und den heute üblichen Meßmethoden, der notwendigen Anzahl der Messungen und führt als Beispiel die Talsperre Contra an.
- D 34 / O. KORVENKONTIO spricht über die Kontrolle der Talsperren durch die Behörden, die Pflichten der Talsperrenbesitzer, die Arten der Kontrollen und deren Zeitfolge in Finnland. Ferner führt er die Untersuchung einer starren Stützmauer durch Erddruck an.
- D 34 / V. STOLNIKOV erwähnt die Methoden zur Bestimmung der Betonfestigkeiten im Bauwerk und begründet die Notwendigkeit, die tatsächlichen Betoneigenschaften in den alten Talsperren zu erforschen, um deren Zustand richtig beurteilen zu können.
- D 34 / P. LONDE berichtet über die Beobachtungen an der Talsperre Tolla, Frankreich, und fordert eine genaue statische Berechnung der Gewölbemauern, auch mit Berücksichtigung der vertikalen Deformationen, um diese mit den gemessenen Werten vergleichen zu können.
- D 34 / W. CARLSON stellt fest, daß Betonsperren mit sichtbaren Altersschäden nicht gerade einen geringeren Sicherheitsfaktor haben müssen. Durch die heutige Spannungsberechnung mit Computer ist es möglich, auch Mängel, Risse und schlechten Beton zu berücksichtigen; doch ist der Sicherheitsgrad der Sperre keineswegs das umgekehrte Verhältnis von der so errechneten Spannung zur Bruchfestigkeit.
- D 34 / M. KOKUBU beschreibt Lang-Zeit-Versuche an großen Betonwürfeln von 1 m, um der Bestimmung der Änderung der Betoneigenschaften in der Masse näher zu kommen, die Methode der Durchschallung der Betonmasse zeigt nur die Änderungen der Moduli an.
- D 34 / M. SENTÜRK berichtet über die Ausrüstung der Talsperren in der Türkei mit Meßinstrumenten und beschreibt einzelne dieser, gibt auch Zeitfolgen der Messungen an einer Sperre an.
- D 34 / F. GRÖNER empfiehlt eine fachmännische Kontrolle der Sperren, doch soll jede Sperre individuell behandelt werden.
- D 34 / M. BEAUJOINT bespricht die Berechnungsarten der Talsperren, mit Berücksichtigung von Fugen und Rissen sowie Änderungen in den Fundamenten für einzelne Sperrtypen.

- D 34 / IK. HUNTER führt die Altersschäden des Betons auf dessen Porosität zurück, aggressives Wasser kann den Betonzustand sehr verschlechtern, der Beton soll genau untersucht werden.
- D 34 / M. LEPS beschreibt die Vermilion-Sperre in USA und deren Sickerungen.
- D 34 / J. BELLIER beschreibt ein neu entwickeltes Piezometer für die Druckmessung in einzelnen Strecken des Bohrloches, ohne Störung der Sickerströmung, und geeignet für die Durchlässigkeitsbestimmung.
- D 34 / K. A. SCHERMAN gibt einen Beitrag zur Spannungsmessung in bestehenden Betonsperren, in kurzen Bohrlöchern, mit Dehnungsmeßstreifen.
- D 34 / G. WILLM bespricht die Aufgaben des Komitees für die Beobachtung von Talsperren in Frankreich und dessen Empfehlungen, sowie über Volumsänderungen des Betons und verschiedene Arten der Messungen an Sperren.
- D 34 / A. FANELLI erwähnt die Methoden der Kontrolle der Sperrendeformation durch Berechnung und durch statistische Auswertung, wie sie in Italien verwendet werden; als Beispiel wird die Sperre Isolata angeführt.
- D 34 / M. SIMEK bespricht die Punkte des Generalberichtes bezüglich der Sicherheitskontrolle der Talsperren durch Bauherren und Behörden, führt Kosten der Instrumentation an.
- D 34 / R. TAKAI zeigt an Beispielen und Bildern die Sanierung von etwa 40 Jahre alten Sperren in Japan mittels Asphalt dichtungen und Injektionen des Untergrundes.
- D 34 / B. GILG bringt die Ergebnisse der Messungen an der Mattmark-Sperre, Schweiz, mittels Dilatometerreihen in der Krone, wo axiale Dehnungen festgestellt wurden.
- D 34 / G. BERTRAM beschreibt an zwei Beispielen, zwei hohen Dämmen, die Dichtung des alluvialen Untergrundes durch das ICOS-Verfahren und eine Erd-Dichtungswand.
- D 34 / G. TEXIER erwähnt die französischen Bestimmungen und Verordnungen, die sich auf die Talsperrenkontrolle beziehen, sowie die zuständigen Behörden.
- D 34 / S. SALAS berichtet über die Sanierung von Kanalauskleidungen mit Epoxyharzen; es werden besondere Mischungen von Kunstharzen und vorerzeugte Folien zur Abdichtung bei aggressiven Wässern empfohlen.
- D 34 / M. ROCHA zeigt die für die Felsuntersuchung entwickelte Methode der Spannungsermittlung in situ in Anwendung auf den Beton bestehender Sperren. Es ist dies die Methode der flachen Druckpressen in Schlitzten und jene der Dehnungsstreifen in einem Bohrloch.
- D 34 / B. BELLPORT gibt für die notwendige Kontrolle älterer Betonsperren, zur Spannungsbestimmung im Beton, eine Methode der Meßstreifen im Bohrloch an.
- D 34 / W. SCHOBER spricht über beobachtete Längsrisse an einem 153 m hohen Damm in Österreich und deren Ursachen und zeigt den ermittelten Spannungszustand des Hauptquerschnittes zur Beurteilung der Stabilität.
- D 34 / D. CROSTHWAITE zeigt die schwierige Sanierung der Maentwrog-Sperre in England mit dem nachträglichen Einbau eines Grundablasses bei vollem Becken.

- D 34 / M. TAILLEBOT bringt die Sanierung der Grandval-Sperre, welche Risse im Stützpfiler zeigte und durch vorgespannte Druckplatten saniert wurde.
- D 34 / B. MATHER bespricht die Ursachen von Altersschäden an Schleusenbauten in USA, die starken Frostwirkungen ausgesetzt sind.
- D 34 / D. JOVANOVIC beschreibt die starken Sickerungen im Zula-Damm-Fundament und deren Behebung durch Injektionen.
- D 34 / E. RUSSO gibt einen Vergleich der gemessenen und der gerechneten Durchbiegungen der Sperre Talvachia und Corbora in Italien an.
- D 34 / R. VAUGHAN beschreibt Sickerungen und Risse im Lehmkern des Balderhead-Dammes und deren Ursachen sowie die ergriffenen Maßnahmen.
- D 34 / L. MAY gibt Methoden zur Messung von Verschiebungen der Talsperren-Fundamente an, wie das trigonometrische Verfahren und eine Methode mit Meßdrähten im Bohrloch; als Beispiel die Sperre Tignes und Lanzas in Frankreich.
- D 34 / L. ADALID spricht über die Art der Kontrolle von Talsperren, über die Organisation der behördlichen Kontrolle in Spanien sowie über die dortigen "Richtlinien".
- D 34 / E. JOHNSON berichtet über Zweck der Talsperrenkontrollen, deren Instrumentation sowie das Programm des Corps of Engineers hierfür mit Beispielen über abweichende Meßergebnisse.
- D 34 / M. COMBELLES beschreibt die Maßnahmen zur Verminderung großer Sickerungen des Damms Grand-Parture durch Injektion, Spundbohlen, Bitumentepich u. a.
- D 34 / A. SCHERMAN ergänzt die Berichte Nr. 21 über Plastik-Beschichtung der alten Betonsperren in Schweden.
- D 34 / A. REBOLLO bespricht die besonderen geologischen Verhältnisse der Bogensperre Susqueda, Spanien, die weitgehende Injektionen und Drainagen erforderten, sowie die Messungen.
- D 34 / M. GERDES beschreibt den 55 m hohen Steinschüttdamm Akosombo, dessen Bau und Bauschwierigkeiten.
- D 34 / K. MURTI nimmt Stellung zum Bruch einer bereits 90 Jahre alten, 32 m hohen gemauerten Talsperre, bei welcher gemäß der statischen Berechnung unzureichende Schersicherheit vorhanden ist.
- D 34 / K. STUNDL berichtet über die Bildung freier, aggressiver Kohlensäure in Staubecken, über harte und weiche Wässer sowie einen Grenz-zustand eines Kohlensäure-Gleichgewichtes an zwei Beispielen, an Staubecken in Österreich.
- D 34 / O. KORVENKONTIO gibt einen Überblick über die Sperrenkontrolle in Finnland, über Art, Zahl der Messungen und deren Durchführung.
- D 34 / G. PATRICK zeigt an Bildern den Bau des Round-Butte Steinschütt-Dammes in USA mit 135 m Höhe, die Reduzierung der Sickerungen auf 2250 l/s durch Injektionen, Dichtungsschirme u. a.
- D 34 / L. BJERRUM spricht über die Erfahrungen an Erddämmen in Norwegen, woselbst an drei Dämmen Risse entstanden sind, sowie über deren Ursache und Sanierung.
- D 34 / J. BUEHLER gibt seine Schlußbemerkungen zur Diskussion und faßt die Empfehlungen zusammen.

2.4 Frage 35:

"Talsperren in Erdbebengebieten oder unter anderen ungünstigen Verhältnissen"

von Dr. Georg Horninger

2.41 Einleitung

Dieser Frage waren folgende 5 Teilgebiete zugeordnet:

- a) Entwurfskriterien für Talsperren, die Erdbebeneinflüssen ausgesetzt sein können;
- b) Studien und Beobachtungen betreffend Schwingungen und Spannungen in Talsperren bei Erdbebeneinwirkungen und Beschreibung der besonderen Erscheinungen bei teilweisem oder völligem Bruch aus dieser Ursache;
- c) der Bau von Talsperren unter extremen klimatischen Bedingungen;
- d) der Bau von Talsperren im Wasser;
- e) Steinschüttdämme, die für Überflutung durch Bauhochwässer eingerichtet sind.

Außer 32 "Antworten", aus Band IV der Kongreßberichte, beziehen sich auf die Themen noch 2 "Mitteilungen", M. 13 und M. 14 aus Band V, jeweils Abschnitte aus den Sammelberichten (General Papers) mehrerer Nationalkomitees und die Aufsätze des Diskussionsbandes VI zur Frage 35.

Der Generalbericht für Frage 35, Prof. Dr. Ing. S. OKAMOTO, gliederte die vor dem Kongreß eingelangten Antworten wie folgt:

18 Arbeiten über Talsperren in Erdbebengebieten:

3 Arbeiten über allgemeine Fragen des Entwurfs von Talsperren in Erdbebengebieten (35/17, 18, 25)

4 Arbeiten über erdbebensichere Entwürfe von Gewölbesperren (35/1, 7, 14, 26)

9 Arbeiten über erdbebensichere Entwürfe von Schüttdämmen (35/2, 3, 6, 15, 16, 21, 23, 27, 31)

1 Arbeit über dynamische Eigenschaften von Böden (35/8)

1 Arbeit über anderes (35/29)

6 Arbeiten über Talsperren in kalten Gegenden und zwar:

4 Arbeiten über den Talsperrenbau (35/9, 10, 11, 30)

2 Arbeiten über Eigenschaften des Betons (35/13, 24)

7 Arbeiten über Sperren, bei denen Einbau unter Wasser erfolgte:

4 davon betreffen Unterwassereinbringung im Meer oder in Seen (35/5, 10, 20, 32)

3 Arbeiten betreffen den Unterwassereinbau für Dämme in Flüssen (35/4, 12, 22)

3 Arbeiten über Steinschüttdämme, die von Bauhochwässern überflutet werden können (35/4, 19, 28)

In Nachstehenden wird wohl die Großgliederung aus dem Generalbericht beibehalten, aber auf Unterteilung innerhalb der Gruppen verzichtet.

2.42 Arbeiten, die sich auf Talsperren in Erdbebengebieten beziehen

Die 18 Beiträge sind natürlich nicht gleichmäßig über alle Teilfragen des weit gespannten Themas gestreut. Entsprechend dem besonderen Interesse an einem derzeit drängenden Problem überwiegen Arbeiten über Entwurfskriterien für Schüttdämme. Es ist ein Zufall, daß sich z. B. keine der Arbeiten mit Erdbebenwirkungen auf Gewichtsmauern¹ oder mit den u. a. in Bebengebieten Südamerikas bewährten Rockfill-Dämmen mit Oberflächendichtung befaßt.

Bemerkenswert ist, daß auf dem Kongreß wohl aus Japan und aus den USA einzelne Fälle von Erdbebenschäden an Sperren berichtet wurde, die aus den letzten 50 Jahren stammen, daß aber kein Bruch aus solcher Ursache mit katastrophalen Folgen zu verzeichnen war.

Die bislang geübte Praxis für die Sperrenstatik, Erdbebeneinwirkungen als statisch wirksame Zusatzkraft in Rechnung zu stellen, gilt zwar allgemein als überholt, weil sie dem Wesen der Bebenwirkung nicht gerecht wird. Aber die Fragen, die sich bei der dynamischen Behandlung der Probleme ergeben, sind erst im Fluß und noch nicht so weit gediehen, daß sich allgemein anerkannte, verbindliche Entwurfsnormen entwickelt hätten (35/1, 16). Die neuen spanischen (35/17) und türkischen (35/18) Regeln für die Berücksichtigung von Erdbeben beim Talsperrenbau, die viele moderne Gesichtspunkte enthalten, zeigen, wie sehr man sich in einem Übergangsstadium befindet. Dennoch gehört der dynamischen Behandlung die Zukunft, und sind heute Arbeiten (z. B. 35/3), in denen aus praktischen Erwägungen die Anwendung der pseudostatischen Methode für bedeutende Bauwerke vertreten wird, schon in der Minderheit. Mit dem raschen Aufkommen der elektronischen Rechenanlagen hat das Argument des einfachen Rechnungsganges für die pseudostatische Behandlung sehr an Gewicht verloren.

Abgesehen von der Berechnungsmethode hängt allerdings die Richtigkeit der Bemessung einer Talsperre gegen Erdbeben von der zutreffenden Annahme des Entwurfsbebens ab. Dieses Kriterium, für das außer der Bebenstärke auch die voraussichtliche Stoßrichtung, das Schwingungsbild und die Dauer wesentlich sind, ist aber häufig schwer zu erfassen. In dichtbesiedelten Bebengebieten mit Jahrhunderte zurückreichenden Aufzeichnungen, wie Japan (35/1), der Türkei (35/18) oder Jugoslawien (G. B. 12) hilft die Statistik. Es wird aber in (35/15) und in (M. 14) mit gutem Grund bemerkt, daß statistische Erdbebenwahrscheinlichkeitskarten bei schematischer Auslegung irreführen können. Wo aber wegen schwacher Besiedlung oder aus anderen Gründen eine ausreichende Bebenstatistik fehlt (35/3, 31), müssen Schlüsse, so gut es geht, aus der Lage der Projektstelle zu tektonischen Elementen, etwa zu Großverwerfungen mit bekannten Bebenherden gezogen werden. Einige halbempirische Beziehungen zwischen der Bebenbeschleunigung am Projektort und

¹ P. I. GORDIENKO, UdSSR, berichtete in der Diskussion über Modellversuche für 2 hohe Pfeilermauern. Über japanische Angaben aus einer Sondermitteilung, die u. a. Gewichtsmauern betreffen, siehe später.

im Epizentrum in Abhängigkeit von der Entfernung beider, die Beziehung zwischen Magnitude und Beschleunigung sowie zwischen Häufigkeit und Magnitude an einem bestimmten Herd erwähnt u. a. (35/15).

Der Fall Koyna zeigt die Schwierigkeiten für eine richtige Annahme des "Entwurfsbebens": Die Gegend, in der die Gewichtsmauer Koyna in Indien gebaut wurde, galt bisher als nahezu erdbebenfrei (vgl. M. 13 und G. B. 14). Für den Entwurf wurde eine Bebenbeschleunigung von 0,05 g angesetzt. Seit der ersten Füllung des Speichers, 1961/62, ereigneten sich häufig kleinere Beben. Ihre Zahl und Stärke nahm seit 1965 zu. Man führte die Beben auf Setzungen in weichen Zwischenlagen des Basaltuntergrundes infolge der Wasserlast zurück. Am 11. Dezember 1967 ereignete sich nun aber ein schweres Erdbeben, das nach indischen Mitteilungen (vgl. E. N.-R. vom 18. 4. 1968, S. 28) 4 - 8 mal stärker war als das angenommene Entwurfsbeben. Daß die Sperre dieses Beben, dessen Epizentrum nur 5 km entfernt war, heil überstand, steht auf einem anderen Blatt. Ein UN-Team kam zwar zur Auffassung, daß das schwere Beben rein tektonisch bedingt gewesen sei und kein Zusammenhang mit dem Einstau bestehe. Vergleicht man aber die Geschichte von Koyna mit den Angaben im französischen Sammelbericht (S. B. 8) über die Beben beim Einstau der Sperre Monteynard, wobei die Grade VII und VIII der S.-M.-Skala erreicht wurden, dann bleibt der Verdacht, daß auch in Koyna der Wasserlast die Rolle des Fingers am Abzug zugekommen sein muß².

Die Unsicherheiten in der Vorausschätzung der Auswirkung von Erdbeben auf bestimmte Sperren liegen meist nicht beim Bauwerk, dessen Reaktionen auf bestimmte Erschütterungen man wenigstens halb-quantitativ überblicken kann, sondern beim Untergrund und bei der Unbestimmtheit der Eigenschaften der ankommenden Erschütterungen. Messungen am Ainono-Erddamm in Japan (35/2) zeigten u. a., wie verschieden die Schwingungsbilder der Bodenerschütterungen bei verschiedenen Beben aus demselben Herd sein können. Allerdings sind die Resonanzspektren eines Bauwerks auch bei Erschütterungen mit ganz verschiedenem Schwingungsbild einander ähnlich (35/2, 14). Die Auffassung in (35/26), daß Erdbeben in einem bestimmten Gebiet immer wieder so ähnliche Schwingungsbilder aufweisen, daß man für die betreffenden Modellversuche ein "Durchschnittsbeben" programmieren könne, scheint mit (35/2) im Widerspruch zu stehen. Vielleicht löst sich dieser, wenn später genügend Meßdaten die Variationsbreite der Möglichkeiten besser überblicken lassen. Nur einige wenige Kongreßberichte (35/3, 5, 17) nehmen auf die Tatsache Rücksicht, daß die Amplituden auf tiefgründigem, wassergesättigtem Sedimentgrund bis zu fünfmal größer sein können als auf Fels. Mehr Beachtung fand die Neigung mancher lockergelagerter, gleichkörniger,

2 Inzwischen ist im "New Scientist" vom 11. Juli 1968 eine Arbeit von J. P. ROTHÉ erschienen, die sich mit der möglichen Auslösung von Erdbeben in tektonisch prädestinierten Fällen durch den Einstau von Speichern (Boulder Dam, Koyna, Kremasta, Lerida, Kariba, Monteynard) befaßt. Da in einigen Fällen die Abhängigkeit der Beben-tätigkeit vom Stauverlauf über mehrere Stauperioden aufgezeigt werden konnte, fällt der Einwand zufälligen Zusammentreffens mindestens für diese Fälle weg. Der Aufsatz fand ein lebhaftes Echo in der deutschsprachigen Presse.

wassergesättigter Sedimente, sich bei Vibration zu verflüssigen (35/16, 21, 31). Nur eine Arbeit befaßt sich (35/8) aber mit Grundlagenversuchen zum Verhalten wassergesättigter Sande bei rhythmischen Erschütterungen. Einige Arbeiten befassen sich mit dem kritischen Fall, daß bei Sperren, die über aktiven Verwerfungen stehen, mit Verstellungen in der Aufstandsfläche selbst gerechnet werden muß. Vgl. u. a. (G. B. 7). In der Nähe der Almus-Sperre in der Türkei haben sich in jüngster geologischer Vergangenheit nachweislich Bodenverstellungen mit 3 m Sprunghöhe ereignet (G. B. 4), und vor wenigen Jahren erst ist wenige hundert Meter neben dem Hebgen-Damm in Montana eine Verstellung mit 3 1/2 m erfolgt. R. G. T. LANE, GB, empfahl in der Diskussion mit gutem Grund, keine (Gewölbe-) Sperre über eine tätige Verwerfung zu bauen, wozu M. KAKITANI, Japan, bemerkte, daß es aber sehr schwer sei, aktive von inaktiv gewordenen Verwerfungen zu unterscheiden. Untersuchungen über die Standsicherheit der Sperrenwiderlager unter Erdbebenwirkung und die mögliche Auswirkung der Phasendifferenz von Widerlager zu Widerlager sind lt. Diskussionsbemerkung M. KAKITANIS, Japan, noch offene Punkte.

Einer der Vorzüge der dynamischen gegenüber der pseudostatischen Betrachtungsweise liegt darin, daß bei ersterer grundsätzlich die Bebenkräfte aus dem Boden in die Sperre eingeleitet gedacht werden. Für Modellversuche bedeutet dies, daß die Erregung über einen Rütteltisch (35/6, 16, 26, G. B. 3) den natürlichen Verhältnissen näher kommt, als wenn Erschütterungen mittels Explosionen (35/15) oder Vibratoren (35/7, Hinweis in 26) am Damm selbst aufgebracht werden. Mit solchen kann aber das ungestörte Eigenfrequenzspektrum des Bauwerks am besten erkundet werden.

Ein wichtiger Entwurfsgrundsatz wäre nach R. G. T. LANE, GB, die Bauwerke so auszulegen, daß von vornherein Resonanz auf die wahrscheinlichen Bodenerschütterungen vermieden bleibt. M. F. BOLLO, Frankreich, warnt vor unkritischer Extrapolation aus schwachen Erschütterungen im Kleinversuch auf das Verhalten der Sperre selbst.

Die analytischen Verfahren zur Erfassung der Bebenwirkung auf Gewölbesperren (35/1, 7, 14, 25) bauen noch auf der Voraussetzung elastischen Verhaltens der Sperren und des Felsgrundes auf. Es wird aber (35/14, 26) darauf hingewiesen, daß diese Annahme in der Nähe der Bruchgrenze der Baustoffe nicht mehr gilt. Die Autoren von (35/7) halten nun die Reserven, die Betonsperren durch Energieabsorption im plastischen Verhaltensbereich haben, für gering (im Vergleich zu Skelettbauten), dagegen wird in (35/14) die Auffassung vertreten, daß sich beim Übergang zum plastischen Verhalten die sonst geringe Dämpfung im Beton derart erhöht, daß die Spannungen radikal abgebaut werden. In (35/14) wird auch die Meinung vertreten, daß selbst Risse eine Gewölbesperre noch nicht ernstlich gefährden müssen. Da die analytische Behandlung der Reaktion von Gewölbesperren nicht in den Bereich des plastischen Verhaltens vor dem Bruch folgen kann, betrachtet die italienische Arbeit (35/36) den Modellversuch mit Beanspruchung bis zum Bruch als einziges Mittel, das Verhalten von Betonsperren über ihren ganzen Existenzbereich mehr minder quantitativ kennenzulernen.

Gegenstand analytischer Untersuchungen (u.a. 35/1, 2, 6, 14, 27) war auch die Zunahme der Schwingungsamplitude – des "Verstärkungsfaktors" – von der Aufstandsfläche bis zur Krone einer Sperre. Sowohl in (35/6) als auch in (35/27) wird gezeigt, daß ein dreieckiges Verteilungsbild (Dreiecksspitze in der Aufstandsfläche) den Tatsachen nicht gerecht wird, weil die Zunahme nur bis etwa 0,8 h hinauf linear ist und von dort bis zur Krone geringer wird. Zu ähnlichen Erkenntnissen kommt (35/14), worin u.a. die analytisch ermittelte Verteilung der dynamischen Belastung einer Gewölbesperre durch Beben dargestellt ist: ein kleines Mittelfeld, etwa um den oberen Drittelpunkt im Scheitelbereich, erfährt die stärksten Verformungen und damit die größten Beanspruchungen³. Kompliziert werden die Verhältnisse dadurch, daß Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebungen jeweils in verschiedener Phase ihre Größtwerte erreichen.

Grundsätzlich werden in den theoretischen Teilen der Arbeiten zwei Wege für die dynamische Berechnung der Resonanzen eingeschlagen. Der eine, "exakte", bedient sich der schrittweisen Lösung mittels Integralgleichungen. Der wesentlich kürzere Näherungsweg nimmt die "Reaktionspektren" zu Hilfe. Dabei werden die Verformungen der Sperre für jede einzelne Resonanzfrequenz für sich errechnet. Schwierig ist der nächste Schritt, die wirklichkeitstreue Überlagerung der einzelnen, in verschiedener, nicht vorausbestimmbarer Phase aufeinandertreffenden Teilfrequenzen zur Gesamtwirkung. Das Kombinationsrezept nach Merchant-Hudson (35/7) führt dabei zu Ergebnissen, die jenen nach der "exakten" Methode am nächsten kommen.

Komplexer und der Vorausberechnung noch schwerer zugänglich als die Reaktion von Betonsperren ist das Verhalten geschütteter Dämme bei Erdbeben; vor allem wegen des hohen nicht-elastischen Anteils im Verhalten der Böden und Erdbaustoffe. Eine weitere Komplikation kommt bei hohen Erddämmen hinzu, weil deren Fußbreite der Wellenlänge der Hauptstöße schwerer Erdbeben nahekomm, die sich dann besonders stark auswirken (35/6, 23, 27).

Die japanischen Arbeiten (35/2) und (35/6) sowie (35/14) (USA) sind wichtig, weil sie die schon dringend benötigten Meßergebnisse an Dämmen bei Erdbeben bringen⁴.

Fast in allen Kongreßarbeiten, auch solchen, die die konventionellen Standsicherheitsuntersuchungen vertreten, wird betont, daß für die Beurteilung der Reaktion von Schüttdämmen bodenmechanische Untersuchungen unter dynamischer Zusatzbelastung notwendig sind. Während

3 Für die (längs der Krone und an den Widerlagern vorgespannte) Cachi-Sperre ergaben dagegen die Modellversuche am L. N. C. E., Lissabon, die stärksten Verformungen unter Bebeeinfluß im Scheitelbereich der Krone selbst (Diskussionsbeitrag SERAFIM, Portugal).

4 Zum Kongreß erschien als zusammenfassende Studie des japan. Nationalkomitees die Ausgabe 1967 von "Earthquake Resisting Design Features of Dams in Japan". Aus dem Inhalt: Beim sehr schweren Kanto-Beben, 1923, entstanden wohl Schäden an einigen Dämmen, aber keine der Gewichtsmauern wurde am Sperrenkörper beschädigt. Von den speziell behandelten 3 größeren Erddämmen, die Schäden davontrugen, haben zwei Längsrisse in Kronennähe bekommen. Der eine Damm an dem Flügel, der auf Alluvionen gegründet ist,

für Betonsperren von einzelnen Autoren angenommen wird, daß der Baustoff bei pulsierender Belastung 1,3 mal höhere Festigkeitswerte aufweist als bei gleich hoher ruhender Belastung, kann bei bindigen Baustoffen u. U. ein empfindlicher Festigkeitsabfall bis wesentlich unter die Werte bei entsprechender ruhender Last eintreten, wenn die pulsierende Einwirkung vielfach wiederholt auftritt (35/15, 16, 21, 27). Daß auch dieses Kapitel noch im Fluß ist, geht u. a. aus einer anscheinend gegenteiligen Auffassung in (35/18) hervor. In (35/3) wird die Meinung geäußert, daß die Maxima der Bebenkräfte jeweils kaum öfter als ein- oder zweimal in der gleichen Richtung wirken werden.

Im Triaxialversuch unter erdbebenähnlicher Zusatzbelastung erfaßbare Einflüsse des Porenwasserdruckes auf die Standsicherheit von Dämmen erwähnen u. a. (35/3, 16, 27, 31 und G. B. 4). Von Erdbaustoffen, die sich bei Scherversuchen unter schwingender Belastung dilatant verhalten (35/3), kann erwartet werden, daß die Volumsvergrößerung zu einer Verringerung des Porenwasserdruckes und damit zu einer Erhöhung des Scherwiderstandes führt. Im umgekehrten Falle (Oroville-Damm, 35/16) verlangte die zu erwartende Erhöhung des Porenwasserdruckes besondere Maßnahmen. Mehrere Arbeiten (35/3, 16, 31, G. B. 7) lassen als Rettungsanker offen, daß Kernmaterial, in dem durch Beben Risse entstehen, so plastisch ist, daß sich potentielle Wasserwege sofort von selbst schließen. Der hydrodynamische Einfluß des Speicherwassers wird von allen Autoren nach Westergaard, bzw. bei Gewölbesperren nach Zienkiewicz und Naht ermittelt (35/1, 7, 14).

Welches Rechenverfahren angewandt wird, um aus den zahlreichen Einflußgrößen die voraussichtlichen Reaktionen einer Talsperre auf Erdbeben zu ermitteln, ist nicht entscheidend, doch ist die erforderliche Zahl vereinfachender Annahmen bei den einzelnen Verfahren verschieden. Das Trial-Load-Verfahren zur Ermittlung der statischen Grundbelastung und der überlagernden Erdbebenkräfte (35/14) verlangt z. B. recht weitgehende Vereinfachungen. Seit 1966 wird auch für Talsperrenberechnungen das "Verfahren der endlichen Elemente" - Finite Element Method - angewandt. Es ist das geeignetste Verfahren für die Bestimmung von Spannungen und Formänderungen an Schalenmauern, weil es die allgemeinste Behandlung der Formänderungen erlaubt. Das Verfahren läßt sich aber auch für alle anderen Sperrentypen einsetzen. In (35/21) wurde es z. B. auf einen geschütteten Damm angewandt, wobei allerdings dzt. noch einige Vorbehalte offen sind. Vgl. Referat zu (35/21).

der andere über dem Bereich, in dem der Lehm, auf dem der Damm steht, am weichsten ist. Für einen der Dämme wurde die Bodenbeschleunigung auf 330 gal, d. h. $1/3 g$, entsprechend Grad 10 bis 11 der S.-M.-Skala geschätzt. Beim Nankai-Beben, 1946, das an der Sperrenstelle ca. Grad 7 der S.-M.-Skala erreichte, entstanden an einer Gewölbereihenmauer und an einem 30 m hohen Damm Risse. Alle Schäden aus beiden Großbeben konnten repariert werden. Z. T. ernster beschädigt wurde nur eine größere Zahl sehr kleiner, meist sehr alter Bewässerungsdämme bis 10 m Höhe.

Die Arbeit hebt hervor, daß bisher noch keine japanische Sperre moderner Bauweise, z. B. Gewölbesperre, Hohlmauer, Rockfill-Damm, einem schweren Erdbeben ausgesetzt war. Diesen steht die Bewährungsprobe noch bevor.

Vorstehende Übersicht zeigt, wie komplex die Fragen betreffend die Wirkung von Erdbeben auf Talsperren sind, und daß einem großen Angebot an guten Ideen zur Zeit erst ein sehr geringes Beobachtungsmaterial über das tatsächliche Verhalten von Sperren bei Erdbeben gegenübersteht.

Die folgenden Auszüge aus einzelnen Artikeln werden in der Reihenfolge gegeben, wie sie in den Kongreßberichten stehen. Daß ein Vergleich der einzelnen Beiträge manchen scheinbaren Widerspruch aufzeigt, darf heute wegen der noch schwer überschaubaren Vielfalt ineinandergreifender Faktoren nicht wundern, die jeden Fall zum Individuum stempeln.

(35/1) T. HATANO (Japan) "Entwurfskriterien für erdbebensichere Gewölbesperren in Japan."

1965 wurden neue Entwurfsvorschriften für hohe Gewölbesperren herausgegeben. Drei Punkte seien daraus hervorgehoben:

- 1) Ersatz der statischen Methode durch eine kombinierte, die dynamische Gesichtspunkte berücksichtigt.
- 2) Hinsichtlich Spannungsverteilung und Festigkeit sind für den Gründungsfels dieselben Sicherheitsforderungen wie für das Bauwerk anzusetzen.
- 3) Bei der Beurteilung der Festigkeit des Sperrenbetons soll außer der größten Hauptspannung auch die Hauptspannung senkrecht dazu betrachtet werden.

Falls für kleinere Sperren keine dynamische Untersuchung durchgeführt wird, ist für die Mauer eine Beschleunigung anzusetzen, die höher als das Doppelte der zu erwartenden Bodenerschütterung ist. Für Erddämme sind die Werte um ca. 20 % höher als für Mauern oder Steinschüttdämme. Für "leeres Becken" gelten die halben Werte wie für "volles Becken" (vgl. 35/11 und M. 14!)⁵. Für bedeutende Sperren ist eine dynamische Untersuchung Vorschrift. Für ein im Aufsatz behandeltes Beispiel wurden die Wellenformen und die Maximalbeschleunigungen aus direkten Messungen am Projektsort abgeleitet. Wichtig ist ein Hinweis, daß bei einachsigen Druckversuchen an Probezylindern unter erdbebenähnlicher Beanspruchung die elasto-plastische Natur des Betons zu einer etwa 30%igen Erhöhung der Druckfestigkeit gegenüber jener bei statischer Lastaufbringung berechtigt. M. KAKITANI bemerkte in der Diskussion, daß nach japanischen Erfahrungen ein leichtes Zurücklegen der Krone zur Luftseite im Falle "leeres Becken" die Standsicherheit bei Erdbeben erhöht; ferner, daß Sperrenformen, die den statischen Belastungen einwandfrei genügen, im allgemeinen ohne wesentliche Änderungen auch bei Erdbeben entsprechen.

5 Jeweilige experimentelle Bestimmung des in Japan verwendeten "Design Coefficient" ist nun in "Earthquake Resistant Design", 1967, eingearbeitet. Dieser Koeffizient berücksichtigt u. a. die Seismizität des Standortes, die Sperrentype etc.

Für eine bestimmte Gruppe von Präfekturen mit vergleichbarer Seismizität beträgt er z. B.

für Betonsperren und Steindämme	0,12 bis 0,20
für Erddämme	0,15 bis 0,25.

Koeffizient x (Sperrenmasse + dyn. wirksame Wasserlast) ergeben die anzunehmende Horizontalkraft in der Fundamentfläche.

(35/2)

F. KAWAKAMI, A. ASADA und E. YANAGISAWA (Japan)

"Das Verhalten eines Erddammes bei Erdbeben."

Am 40,8 m hohen Ainono-Erddamm (homogen aus tonig-schluffigem Sand; ohne Kern) sind zwischen Basis und Krone 6 Beschleunigungsschreiber so eingebaut, daß die räumlichen Komponenten der Schwingungen erfaßt werden⁶. Die Auswertung von 6 Beben ergab u. a.:

- 1) daß bei verschiedenen Beben vom gleichen Herd die Schwingungsbilder der Bodenerschütterungen ganz verschieden aussehen können;
- 2) daß die Periode der ankommenden Hauptschwingungen mit zunehmender Herdentfernung wächst, z. B. von 0,13 sec bei 100 km auf ca. 0,5 sec bei 400 km;
- 3) daß die Periode der vorherrschenden Schwingungen an der Dammkrone ohne Rücksicht auf die Hauptfrequenzen der Bodenwellen bei $t = 0,36$ und $0,44$ sec liegt. Im Resonanzfall wurden an der Dammkrone Spitzenwerte der Beschleunigung gemessen, die 23mal höher als jene der Bodenschwingungen waren. Im ausgeglichenen Diagramm betrug das Verhältnis zwischen Krone und Basis 3 bis 4;
- 4) daß die Dämpfung umso höher ist, je stärker das Beben ist. Der Dämpfungsfaktor beträgt 0,13 bis 0,15.

Für die Berechnung des Bebeeinflusses auf einen Schüttdamm wird ein Verfahren vorgeschlagen, bei dem der Dammkörper durch Zerlegung in einen Schichtenstapel als 5-Massen-System gedacht wird. Die Wirkung der Bebenkräfte wird schrittweise von Schicht zu Schicht aufsteigend errechnet. Anschließend werden die Wirkungen kombiniert. Gute Übereinstimmung mit den Messungen am Damm. Bemerkenswert ist ein Hinweis im japanischen Generalbericht, daß offen bleibe, ob und wie Meßergebnisse vom 40 m hohen Damm auf einen 100 m hohen oder auf andere Sperrenformen übertragen werden können.

(35/3)

J. G. ELDRIDGE und A. L. LITTLE (Großbritannien)

"Der seismische Entwurf von Erddämmen für das Mangla-Projekt."

Aus praktischen Gründen wurde für die seismischen Voruntersuchungen für die Dämme des Mangla-Projektes die Erdbebenwirkung als statisch wirkende, horizontale Zusatzlast in die Gleitkreis- und Gleitkeilberechnung eingeführt. Schwierig war die Wahl des "Entwurfsbebens", weil keine Beben-Statistiken vorlagen. Der Mangla-Damm liegt nur 50 km von der Boundary Fault entfernt, dem Epizentrum zweier der schwersten Erdbeben – Kangra und Quetta – aus den letzten 65 Jahren. (Bemerkenswert, daß trotzdem nur 0,1 g angesetzt wurde; ein Wert, der häufig selbst in fast bebenfreien Gebieten, wie Australien oder Südafrika rou-

6 Allein von 1954 bis 1967 wurden mindestens 28 japanische Sperren verschiedenen Typs mit Seismographen ausgestattet. In der Diskussion wurde die Bestückung der Sperren mit Bebenmeßgeräten, mit Geräten zur Bestimmung des dynamischen Porenwasserdruckes etc. allgemein als einer der wichtigsten Fortschritte anerkannt, der dem dringenden Bedürfnis nach Meßdaten abhelfen wird.

tinemäßig in den Berechnungen mitläuft.) Spät erkannte geologische Schwierigkeiten durch tonige, weiträumig durchstreichende Verwerfungen haben aber Unsicherheiten derselben Größenordnung in das Standsicherheitskonzept gebracht, wie sie in der Annahme des Entwurfsbebens lagen.

Die Autoren sehen die Schwächen der pseudostatischen Behandlung von Erdbebeneinflüssen in folgendem:

- Ein dynamisches Problem wird statisch betrachtet, daher ist der so errechnete Sicherheitsfaktor unrealistisch;
- Vertikalbeschleunigungen bleiben unberücksichtigt;
- Der Einfluß rasch wechselnder Bebenkräfte auf Bodenfestigkeit und Porenwasserdruck bleibt außer Betracht;
- Keine Auskunft über die im Bauwerk auftretenden Deformationen.

Daneben wurde übrigens eine Berechnung nach Newmark durchgeführt, die vom Konzept der Gleitverschiebungen ausgeht. Daß auch dieses, eigentlich für trockenes, kohäsionsloses Material gültige Verfahren mehr ein Näherungsweg als eine exakte Berechnung ist, wird in (35/15) bemerkt.

Da sich das Schüttgut bei Scherversuchen unter schwingender Belastung dilatant verhält und daher die Porenwasserdrücke in diesem Falle wahrscheinlich sinken, nehmen die Autoren an, daß bei Erdbebeneinwirkung die Scherfestigkeit wächst.

Die Projektverfasser sind der Meinung, daß die angesetzten Bodenbeschleunigungen Größtwerte sind und daß die maximalen Bebenkräfte jeweils kaum öfter als ein- oder zweimal in derselben Richtung wirken werden.

Als Konzession an dynamische Betrachtungen wurde der Standsicherheitsberechnung ein Beschleunigungsspektrum zugrunde gelegt, dessen erste 5 Ordnungen horizontweise auf ein vereinfachtes Dammodell angesetzt wurden. Mittelwert der Maxima in jedem Horizont von der Krone bis zur Aufstandsfläche: 0,11 g. Für die oberen 39 m des 80 m hohen Dammes wurden aber 0,15 g angesetzt. Zusätzliche konstruktive Sicherheit durch 9,7 m Freibord, breiten Kern, leistungsfähige Filter und selbstheilendes Kernmaterial. In die Gleitkeilannahmen wurden auch Trennflächen nach Gesteinsgrenzen des Untergrundes einbezogen.

(35/6) S. OKAMOTO, C. TAMURA, K. KATO und M. OTAWA (Japan)
"Das dynamische Verhalten eines Erddammes bei Erdbeben."

Vergleich dreidimensional durchgeführter Beschleunigungsmessungen bei stärkeren Erdbeben seit 1963 am Sannokai-Damm und an dessen Aufstandsfels mit Ergebnissen aus Rütteltischversuchen, bei denen die Frequenzen schrittweise geändert werden konnten⁷. Vorsichtig formulierte

⁷ M. YOSHIKOSHI berichtete u. a. über einen neuen 5 x 5 m²-Rütteltisch mit regelbarer Frequenz zwischen 5 und 50 Hz; Amplitude bis 6,6 mm. Ein Rüttelgerät an der Universität Tokio läßt gleichzeitig mehrere elektromagnetische Schwingungserreger direkt auf die Modellsperrenkörper wirken. Das Verhalten der ausgeführten Sperren entspricht dann zwar nicht dem der so angeregten Modelle. Dies ist aber der beste Weg, die reinen Eigenfrequenzen zu ermitteln.

Ergebnisse: Schwingungsbild und Stärke der Eigenfrequenz des Dammes weichen stark von den Werten aus dem Modellversuch ab. Gemessener Verstärkungsfaktor der max. Beschleunigung von Basis zur Krone $a_{KR} = 5,4 a_{Ba}$. Für höhere Harmonische ist das Verhältnis kleiner, ebenso für starke Beben. Der Faktor wird nach oben zu kleiner. Die Dämpfung der Grundschiwingung hängt im wesentlichen von der Energieaufzehrung im Boden, jene der Oberschwingungen von der inneren Reibung der Dammstoffe ab. Je höher der Damm, umso höhere Ordnungen der Oberschwingungen treten hervor. Mit Vorbehalt wird geschlossen, daß die Eigenfrequenz der Grundschiwingung und der nächsten Harmonischen der Dammhöhe proportional ist. Das ergäbe für einen 100 m hohen Damm eine Eigenperiode von 1,1 sec, d. i. ungefähr die Periode des Hauptstoßes schwerer Erdbeben.

- (35/7) R. DUNGAR, R. T. SEVERN und P. R. TAYLOR (Großbritannien)
"Die Wirkung von Erdbeben auf Gewölbesperren."

Aus 5 Typenentwürfen wurden eine Zylindermauer und eine Schalenmauer für theoretische Erdbebenstudien ausgewertet. Ein wesentlicher Unterschied im Verhalten nicht- oder schwachbewehrter Betonsperren gegen Skelett-Hochbauten liegt in der geringen Zugfestigkeit ersterer sowie in den nur geringen Reserven der Sperren aus dem nicht-elastischen Verhaltensbereich vor dem Bruch (vgl. dagegen 35/14!). Berechnung nach der Methode der endlichen Elemente, wobei sowohl Netze aus allgemeinen Dreiecken als auch aus rechtwinkligen Dreiecken benützt wurden. Untersuchung beider Sperrtypen jeweils für drei gut bekannte kalifornische Beben mit verschiedener Charakteristik. Wegen der schwierigen Randbedingungen bei der Aufstellung der hydrodynamischen Matrix mittels der Laplace'schen Gleichung wurde ein elektrisches Analogiemodell der Wasserlast nach Zienkiewicz benützt. (Potentialverteilung in einem Elektrolyten.)

Eigenfrequenzen und Schwingungsbilder wurden an den Zementmörtelmodellen mittels 2 g schwerer, aufgeklebter Beschleunigungsmesser bestimmt. Die Erregung wurde direkt auf das Modell aufgegeben. Die Maxima der Amplituden wurden am Modell mit einem versetzbaren Beschleunigungsmesser abgetastet. Bei den Versuchen wurde die Erregerfrequenz über den ganzen Spektralbereich verändert und die Resonanzfrequenzen aus den größten Amplituden bestimmt⁸. Übereinstimmend mit Westergaard ergab sich, daß für den Fall "volles Becken" die Eigenfrequenzen der Sperre wesentlich niedriger sind als bei "leerem Becken".

Die Arbeit behandelt den Weg der Berechnung der in der Sperre ausgelösten Schwingungen, vergleicht die Ergebnisse der umständlichen, schrittweisen Bestimmung der Resonanzen mittels Integralgleichungen mit der raschen Näherungsmethode der Reaktionsspektren, und beide

⁸ Letzte Entwicklung nach Diskussionsbemerkung R. T. SEVERN, ein selbst-steuerndes Erregergerät mit 5 Schwingköpfen zur Erzeugung reiner Resonanz einer bestimmten Ordnung. Anwendung auf Modellversuche für die Verwoerd-Sperre.

Berechnungsergebnisse mit dem Modellversuch. Die maximalen Spannungen traten bei Stößen entlang der Symmetrieachse auf.

Vorläufige Erkenntnisse: starke Erdbeben, deren Epizentren näher als 80 km von der Sperre liegen, rufen an dieser bis zu 1,4 mal größere Spannungen und Verformungen hervor als die statische Wasserlast allein. Die höchsten Druckspannungen treten bei "vollem Becken" im Mittelfeld der Sperre auf, während bei "leerem Becken" in ausgedehnten Bereichen Zugspannungen überlagert werden. Auch Schwingungen höherer Ordnung dürfen nicht außer Betracht bleiben.

(35/8)

Z. BAŽANT (ČSSR)

"Die dynamische Stabilität wassergesättigter Sande im Untergrund von Dämmen."

Rüttelversuche an wassergesättigten Sanden in Glaszylindern mittels vertikal wirkender Vibrationen zur Ermittlung der Beziehungen zwischen der Intensität der dynamischen Beanspruchung der Proben und der Lagerungsdichte des Sandes. Mit zunehmenden Beschleunigungswerten treten nacheinander Verdichtung, Verflüssigung und Wiederverdichtung auf. Erst bei Beschleunigungen, die ein Mehrfaches von g betragen, kommt neuerlich Bewegung in den Sand. Hinweis auf Erfahrungen bei indischen Erdbeben, wo schon bei 0,02 g Beschleunigung Verdichtung an wassergesättigten Sandböden beobachtet wurde.

(35/14)

M. D. COPEN (USA)

"Die Wahl der Entwurfskriterien für Betonsperren, die Erdbebeneinflüssen ausgesetzt sind."

Beschreibung eines Weges zur angenäherten Berechnung der dynamischen Einflüsse von Erdbeben auf Gewölbesperren. Es wird die Methode der Resonanzspektren benützt, die nach Copen für eine gegebene Sperre auch bei verschiedenen Beben überraschend ähnlich sind. Als maßgebend für die stärkste dynamische Beanspruchung sieht der Autor den Einfluß der Grundschwingung und der ersten Oberschwingung an. Daher werden nur diese benützt und die so ermittelten Spannungen nach der einfachen Formel $\sigma_E = \sqrt{(\sigma_1)^2 + (\sigma_2)^2}$ zur Gesamtspannung für jeden betrachteten Punkt der Sperre zusammengesetzt. Für die Berechnung der Schwingungen wird starre Einspannung und damit für jeden Bogen und Kragträger an der Einspannungsstelle ein Schwingungsknoten vorausgesetzt, ebenso elastisches Verhalten bis nahe an die Bruchgrenze. Japanischen Messungen folgend, wird die Dämpfung für "leeres Becken" mit 4 bis 5 % angesetzt und wird angenommen, daß sie für "volles Becken" nur wenig höher sei. Der Autor kommt zu dem Schluß, daß die dynamische Reaktion einer Gewölbesperre bei stärkeren Beben bis zu 3 1/2 mal größer sein kann als bei statisch angreifender, gleich großer Last. Aus den Beschleunigungen berechnet der Verfasser die Verformungen und über diese nach dem Trial-Load-Verfahren die auf jedes Element wirkende dynamische Belastung. Im wesentlichen Gegensatz zur Berücksichtigung des Erdbebeneinflusses als statisch wirksame Zusatzlast führt

die Rechnung nach der dynamischen Methode auf eine Konzentration der höchsten Zusatzbelastungen im oberen Mittelteil der Gewölbesperre als Folge der dort auftretenden größten Schwingungsweiten. In den Widerlagern sind die Belastungen (entsprechend den Annahmen!) vergleichsweise gering.

Anwendung dieses Rechenverfahrens auf 4 amerikanische Gewölbesperren. Gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Ergebnissen von Beschleunigungsmessungen bei künstlichen Erschütterungen an der Monticello-Sperre.

Der Autor erörtert, wie es zum Bruch einer Gewölbesperre durch Bebenwirkung kommen könnte. Die auftretenden Spannungen seien zwar höher als bei statischer Belastung, doch halte Beton rasch pulsierende Belastungen besser aus. Falls durch die hohen Zugspannungen Risse entstehen, führen diese nur zu einem pulsierenden, ungefährlichen Aufgehen von Blockfugen. Sollte der Beton bis an die Plastizitätsgrenze beansprucht sein, erhöht sich die Dämpfung und diese baut zu hohe Spannungen radikal ab. Nach Meinung des Autors könnte es nur durch zu hohe Druckspannungen zum Sperrenbruch kommen; daher die Empfehlung, daß die höchste Druckspannung aus statischer Last + Erdbebenlast unter der Hälfte der Betondruckfestigkeit bleiben soll.

(35/15)

A. A. STONE und E. S. SMITH (USA)

"Die praktische Anwendung dynamischer Gesichtspunkte für die Untersuchung des Verhaltens von Erddämmen unter Erdbebeneinfluß."

Für die Autoren steht fest, daß zwar die rein dynamische Behandlung der Erdbebenfragen in den Kinderschuhen steckt, aber selbst eine bloß qualitative Einsicht wertvoller ist als der pseudostatische Weg.

Die Untersuchungsmöglichkeiten werden kritisch betrachtet: Rüttelversuche allein, ebenso Felduntersuchungen mit Schwingungsmaschinen oder mit Versuchsexplosionen können von sich aus nicht den Grad der Standsicherheit großer Bauwerke bei schweren Beben bestimmen. Nach Ansicht der Verfasser kann die mathematische Analyse wohl gute Dienste leisten, doch braucht jede der Methoden noch zu viele vereinfachende Annahmen, um wirklichkeitsnah zu bleiben.

Weiter Raum ist den "Entwurfsbeben" gewidmet. Dieser Abschnitt enthält wichtige Faustformeln für die ungefähre Ermittlung der örtlich zu erwartenden Bebenstärken, z. B. für die Beziehung zwischen Magnitude und Schwingungsamplitude im Epizentrum usw. Schwer zu umgehen (und etwas bedenklich! d. Ref.) bleibt der subjektive Faktor in der Annahme des Entwurfsbebens, der in der Verquickung von Bebenhäufigkeit mit der Berücksichtigung der Bevölkerungsdichte im eventuell betroffenen Gebiet liegt. Bemerkenswert ist der Hinweis auf Versuche von SEED, wonach bei vielfachen, rasch wiederholten Lastwechseln die Scherfestigkeit bindiger Stoffe unter jene bei statischer Lastaufbringung sinken kann. Diese Befunde werden den Triaxialversuchen von CASAGRANDE und SHANNON, denen zufolge Tone bei (einmaliger) vorübergehender Belastung höhere Scherfestigkeit als bei statischer Beanspruchung aufweisen,

gegenübergestellt. Rolle des Porenwasserdrucks und eventueller Verflüssigungserscheinungen an Erdbaustoffen.

Als praktische Anwendung wird das Beispiel eines Dammes aus feinkörnigen Bergeschlämmen in einem Erdbebengebiet Chiles abgehandelt.

(35/16)

A. R. GOLZE, H. B. SEED und B. B. GORDON (USA)
"Der erdbebensichere Entwurf für den
Oroville-Damm."

Der 235 m hohe Oroville-Erddamm wird im erdbebenreichen Kalifornien gebaut. Wenn auch seit 1838 für den Projektsort nur Beben bis Grad VII der S.-M.-Skala bekanntgeworden sind, wurde der Erdbebensicherheit beim Dammentwurf doch besondere Beachtung geschenkt. Gleitkeil- und Gleitkreisuntersuchungen⁹ mit Erdbebenannahmen nach der pseudostatischen Methode und dynamische Untersuchungen wurden nebeneinander durchgeführt. Für die statische Methode wurde eine über die ganze Dammhöhe gleich große, horizontale Zusatzkraft von 0,1 g angenommen. Im Vergleich der Ergebnisse kam übrigens der Sicherheitsfaktor aus Rechnungen nach der dynamischen Methode gleich oder eher höher heraus als nach der konventionellen.

Modellversuche am Rütteltisch wurden mit Beschleunigungen bis 0,5 g durchgeführt. (Das El-Centro-Beben, 1940, erreichte 0,23 g.) Jeder Rüttelversuch umfaßte nicht weniger als 60 wesentliche Zyklen der Trägheitskräfte, weil man die Erfahrung aus dem Beben von Anchorage, 1964, berücksichtigen wollte, das 4 Minuten gedauert hatte. Da das vorhandene Dammbaumaterial bei Scherung Volumabnahme erfährt, ist bei Wasser-sättigung mit überhöhten Porenwasserdrücken zu rechnen. Daher wurden die dynamischen Experimente "nicht entwässert" durchgeführt. Zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen im Dammentwurf (u. a.): Gründung auf Fels oder auf nur wenig Kies und Sand mit einer Dichte größer als der des Dammes, um Verflüssigungserscheinungen im Boden vorzubeugen; breite, wenig durchlässige Übergangszonen; 5 m Freibord; das sehr plastische Kernmaterial wird bei einem Wassergehalt, der etwas über dem Optimum liegt, eingebaut, um Rißbildung hintanzuhalten.

Beschreibung der großzügigen Ausstattung mit Meßeinrichtungen, darunter 6 selbstregistrierende hydrodynamische Porendruckzellen, 15 Druckdosen mit 76,2 cm Durchmesser im luftseitigen Stützkörper, 2 dreiaxige Beschleunigungsmesser im Damm und einer in der Gründungssohle.

9 L. BENUSKA, USA, wies in der Diskussion darauf hin, daß Gleitkeil-Untersuchungen weder der Frage der horizontalen Zugspannungen im Dammkörper noch dem Problem des Verlaufs der Bodenverformungen bei der Wellenfortpflanzung in der ausgedehnten Aufstandsfläche näherbringen können. Die "steife Basis" sei aber für große Dämme eine ungültige Idealisierung.

(35/17)

A. G. YAGUE (Spanien)

"Die Gründe für die spanischen Regeln betreffend die Erdbebensicherheit bei großen Talsperren."

Die allgemeine Beben­tätigkeit ist in Spanien gering. Mit Beschleunigungen über 0,1 g ist kaum zu rechnen. Aufgrund der bis 400 v. Chr. zurückreichenden Daten wurde eine Erdbebenzonenkarte für ganz Spanien hergestellt, die auf die Häufigkeit von Beben des Grades VII oder höher der S.-M.-Skala aufbaut. Regeln für die Berücksichtigung von Erdbeben beim Entwurf großer Talsperren sind 1967 erschienen. Sie sind eher Empfehlungen als starre Regeln und bleiben ausdrücklich allen Neuerungen offen. Die Beurteilung der Projektstellen erfolgt nach einem Koeffizientensystem (vgl. Japan). Es gibt u. a. einen Koeffizienten für die Lage der Stelle auf der Zonenkarte, einen Geländekoeffizienten, 6 Koeffizienten je nach Gründungsart usw.

Für die seismisch aktivste Zone III gelten folgende Richtlinien:

- a) Beschleunigungsannahme aufgrund eingehender geologisch-tektonischer sowie seismischer Untersuchungen. Für den Fall, daß eine Sperre über einer Verwerfung steht, soll auf der Verwerfung eine Bauwerksfuge angeordnet werden; ebenso sind Fugen auf Grenzen zwischen verschiedenen nachgiebigen Gesteinen anzuordnen (nach unseren Erfahrungen nur schwer in die Praxis umzusetzen).
- b) Bei Gewölbesperren und aufgelösten Gewichtsmauern von über 60 m Höhe sind dynamische Berechnungen und Versuche vorzunehmen, ebenso in jedem anderen Falle, wenn die Grundschwingung des Bauwerkes der Hauptfrequenz des Bebens entsprechen könnte (vgl. 35/6).
- c) Bei Gewölbesperren und aufgelösten Gewichtsmauern von mehr als 100 m Höhe sind Mikroseismen beim Einstau zu messen und ist der Einbau von Beschleunigungsschreibern erforderlich.
- d) In Zone III dürfen Dämme keinen starren Kern haben¹⁰.

(35/18)

O. M. URAL (Türkei)

"Entwurf und Bau von erdbebensicheren Talsperren in der Türkei."

In der Türkei sind fast alle Talsperren mehr oder minder durch Erdbeben gefährdet. 1963 erschien für Bauzwecke eine Erdbebenwahrscheinlichkeitskarte. Die Zonengliederung reicht von I = größte Wahrscheinlichkeit starker Beben bis IV = bebenarm. Die meisten Sperren liegen in Zone II. Die Entwurfskriterien für die drei Bebenzonen fußen auf Seismologie und Geologie. Es sind aber weder Modellversuche noch bestimmte Berechnungsverfahren auf dynamischer Grundlage verbindlich vorgesehen. Wichtig ist der Hinweis, daß unkritische Benützung einer Wahrscheinlichkeitskarte irreführen kann, weil gerade die Herde schwerster

10 J. A. J. SALAS, Spanien, ergänzte in der Diskussion, daß dzt. noch mehrere Regulative nebeneinander bestehen; daß man sehr wohl um die Probleme infolge des visco-elastischen Verhaltens der Erdstoffe und infolge der noch wenig erforschten dynamischen Porenwasserspannungen wisse, aber noch keinen allgemein gültigen Weg zur Lösung habe.

Beben, die nur alle paar Jahrhunderte ansprechen, im Kartenbild nicht herauskommen.

In der schwach seismischen Zone IV sind 0,10 – 0,15 g Horizontalbeschleunigung für die Sperre und 0,05 g für Nebeneinrichtungen anzusetzen. Für die aktivste Zone I sind 0,20 g als Horizontal- und $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ dieses Wertes als Vertikalkomponente anzunehmen. Außerdem ist auf mögliche Verstellungen an Verwerfungen im Fundament von Bauwerken Bedacht zu nehmen. Darüber hinaus gelten für Zone I besondere Entwurfsregeln, u. a.:

- Vorausgehende Untersuchung der Hänge über Sperre und Becken auf Standsicherheit;
- Bevorzugung von Erddämmen, weil sie sich im Falle von Bodenverstellungen am besten anpassen;
- Verwendung selbstheilender Dammbaustoffe. Auch magere Tone werden dazugerechnet, weil sie wassergesättigt rasch fließen und Risse und Spalten schließen können (!);
- Möglichst breiter Kern und breite Krone, breite Filter- und Übergangszonen;
- Die Dichtigkeit der Absperrfront darf nicht vom Funktionieren eines Tiefenschirmes abhängen, weil dieser bei schweren Beben unwirksam werden könnte;
- Drainagestollen in den Flanken;
- Hoher Freibord gegen Überspülung und als Reserve bei Setzungen;
- Flache Böschungen, berechnet nach Fellenius für "volles Becken + rasche Absenkung" unter der Annahme, daß der Kern keine Zeit zum Entwässern hat. Annahme, daß der Stoß horizontal vom Becken talwärts erfolgt;
- Reichliche Entlastungsmöglichkeiten für Notfälle.

1,20fache rechnerische Sicherheit wird als genügend erachtet, weil angenommen wird, daß die Scherfestigkeit für Kern und Stützkörper bei vorübergehender Belastung höher ist als bei gleich hoher Dauerbelastung.

Im übrigen halten sich die Vorschreibungen an die konventionellen pseudostatischen Berechnungsannahmen. Diskussionshinweis S. YALCINS, Türkei, daß Boden und Erdbaustoffe als rheologische Systeme zu behandeln seien.

(G. B. 4) bringt als praktisches Beispiel u. a. den Almus-Erddamm in einer seismisch äußerst aktiven Gegend südlich der Nordanatolischen Verwerfung. Vorgesehen sind u. a.: 6,2 m Freibord; ein tiefer Herdgraben; 12 m Kronenbreite; sehr flache Böschungen; zwischen jeder Turbine und dem zugehörigen Druckrohrstrang ein nach Höhe und Seite um ca. 25 mm bewegliches Ausgleichsstück; Rückankerung der Drosselklappe in den Fels (Y. SEZGINER, Diskussion).

(35/21)

W. D. L. FINN (Kanada)

"Das Verhalten von Erddämmen bei Erdbeben."

Weitgehende Schlußfolgerungen aus theoretischen Betrachtungen über die Mechanik der Erdbebeneinwirkung auf Dämme. Ein Querschnitt durch einen als gleichschenkeliges Dreieck idealisierten Damm und homogen

gedachten Untergrund wird für die Behandlung nach der "Methode der endlichen Elemente" mit einem Dreiecksnetz überzogen.

Als Modellbeben wird das Alameda - Park - Beben (1962) mit max. 0,28 g Horizontalbeschleunigung und genau bekanntem Schwingungsbild benützt und eine ebenso große Vertikalkomponente angesetzt. Untersuchungen für 3 Modulverhältnisse, u. zw.:

EUntergrund : EDamm = 1 : 1, dann ∞ : 1, entsprechend Felsgrund, und schließlich 1 : 5, entsprechend extrem weichem Boden. (Ähnlichkeit der Schwingungsbilder?). Die Abhängigkeit der Eigenfrequenzen des Dammes von der Art des Untergrundes wird behandelt. Für jeden Knotenpunkt des Netzes wird der Schwingungsverlauf über mehrere Sekunden berechnet. Daraus werden die dynamischen Verformungen abgeleitet. Eine Vergleichsrechnung für das höherfrequente El-Centro-Beben ergab wegen der hohen Eigenperiode des Dammes schwächere Reaktionen als das Alameda-Park-Beben.

Der Autor untersucht auch die Auswirkung eines weichen, undurchlässigen Kernes auf das dynamische Verhalten des Dammes und kommt zur Ansicht, daß im oberen Teil eines geneigten Kernes leichter übergroße Zugspannungen auftreten als bei vertikalem Kern. Deshalb sei in Bebengebieten ein vertikaler Kern zweckmäßig. Eine weitere Folgerung aus den Rechenergebnissen ist, daß bei weichem Untergrund schon allein unter der Wirkung der Schwerkraft und noch mehr unter Erdbebeneinfluß, auf halber Strecke zwischen dem Dammfuß und der Achse, nahe der Dammbasis durch Zugspannungen Längsrisse im Damm zu erwarten seien. Mache die Rechnung solche Risse wahrscheinlich, so müsse der Entwurf so lange geändert werden, bis die Zugspannungen verschwinden.

In der Diskussion berichtete der Autor über den letzten Stand seiner Arbeiten: Berücksichtigung der Plastizität des Erdmaterials und des Festigkeitsabfalles unter schwingender Last durch Anpassung der shear-slice-Methode. Dafür sei allerdings die Methode der endlichen Elemente noch nicht anwendbar. Weitere Untersuchungen über voraussichtliche Lage von Zugrissen in Dämmen.

(35/23) S. U. MEDJEDEV und A. P. SINITSYN (UdSSR)

"Entwurfskriterien für erdbebensichere Erddämme."

Für die UdSSR wurde eine seismische Zonenkarte aufgrund der Wahrscheinlichkeit der Wiederholung schwerer Erdbeben innerhalb bestimmter Fristen hergestellt. Für wichtige Kleinbereiche liegen darüber hinaus Detailkarten vor. Bemerkenswert ist, daß Pendelschlag-Versuche ergaben, daß unsere herkömmlichen Beschleunigungskorrelate zur Sieberg-Mercalli-Skala zu niedrig sind. Für Grad VII gelten z. B. 10 bis 25 cm/sec², während die russischen Versuche bei T = 0,1 bis 0,5 sec 50 bis 100 cm/sec² ergaben.

Für die mathematische Behandlung werden die Erdbebenschwingungen als vom Zufall abhängiger Ablauf betrachtet. Bei kleinen Amplituden können die Verformungen im Damm wohl als elastisch angesehen werden, bei schweren Beben geht aber der Zusammenhang zwischen einzelnen Teilbereichen verloren. Die Teilchenbewegungen werden unüber-

sichtlich und es kommt zu einem scharfen Festigkeitsabfall als Folge von Gleitverschiebungen. Grundlagenversuche hiezu an Sandkörpern, durch die Stoßwellen geschickt wurden. Diesen Versuchen zufolge ist das wichtigste Kriterium für die Standsicherheit von Dämmen bei Beben die Bewahrung der Verbandsfestigkeit an Grenzen verschiedener Zonen des Dammes. Bekannte Feststellung, daß die Standsicherheit des Dammes dann besonders stark betroffen wird, wenn seine Fußbreite etwa der maßgebenden Wellenlänge des Bebens gleichkommt.

(35/25)

M. A. HACAR (Spanien)

"Besonderheiten und Umstände, die bei der Projektierung von Talsperren, welche Erdbeben ausgesetzt sind, zu beachten sind."

Der Verfasser erläutert die Sonderstellung von Talsperren in bezug auf Erdbeben im Vergleich zu Hochbauten. Unter weitgehend vereinfachenden Modellvorstellungen wird eine Näherungsmethode zur Bestimmung der Grundfrequenz der Transversalschwingungen in einer Betonsperre beliebigen Typs dargelegt. Die Berechnung der Grundschwingung und der Oberschwingungen erfolgt nach RITZ oder RALEIGH, wie für einen eingespannten Balken oder eine eingespannte Platte. Der Autor stellt selbst fest, daß eine auf solchen Annahmen aufgebaute Rechnung nur eine ungefähre Vorstellung von den Schwingungsvorgängen liefern kann.

(35/26)

G. OBERTI und E. LAULETTA (Italien)

"Modelle für das Studium der Erdbebensicherheit von Talsperren."

Im I. S. M. E. S., Bergamo, wurden großmaßstäbliche Modellversuche für eine Reihe hoher Staumauern, darunter für mehrere doppelt gekrümmte Gewölbesperren, unter dynamischen Belastungen durchgeführt. Die Autoren gehen davon aus, daß eine analytische Behandlung unter dynamischen Gesichtspunkten heute noch zu viele Vereinfachungen benötige, als daß sie naturgetreu bliebe. Nur Modellversuche können den kritischen, nicht mehr elastischen Verhaltensbereich vor dem Bruch erfassen. Die Schwierigkeiten des Modellversuches liegen teils beim Modell selbst, teils bei der Darstellung der Wasserlast, der Dämpfung und bei den Ähnlichkeitsannahmen.

Man strebt die Naturtreue des Modellbebens durch Ableitung eines "mittleren Bebenspektrums" aus Seismogrammen von den für den Untersuchungsfall in Betracht kommenden Gegenden an, kann aber so ein Beben zur Zeit nur unvollkommen auf den Rütteltisch übertragen. Daher begnügte man sich bisher für die wichtigen Bruchversuche, jene Hauptfrequenzen aus dem "mittleren Spektrum" als stationäre Sinusschwingungen einzeln zu erregen, die im Hinblick auf die Eigenfrequenzen der Sperre die gefährlichsten sein dürften. An der naturgetreuen Erregung vollständiger, programmierter Modellbeben wird gearbeitet. Der besondere Wert der Bruchversuche liegt darin, daß er die schwachen Stellen eines Sperrrentwurfes aufdeckt. Hiezu Diskussionsbeitrag R. VORMERINGER, Frank-

reich, betreffend die am I. S. M. E. S. im Modell studierte Gewölbesperre Rappel in Chile. Die Modellversuche führten zur Abstützung der Konsolen durch einen bewehrten Kronenbalken.

- (35/27) M. C. CHATURVEDI und B. K. SHARMA (Indien)
"Die Berücksichtigung von Erdbeben beim Entwurf von Erddämmen."

Studien für den 70 m hohen Kiesdamm am Ramganga-Sattel (vgl. auch G. B. 14) veranlaßten die Autoren, sich kritisch mit dem heute verfügbaren Wissen um die Erdbebensicherheit von Dämmen zu befassen. Die Behandlung der Probleme auf die konventionelle statische Art sei abwegig. Wenn schon, so sollte zumindest eine Zunahme der wirksamen Trägheitskräfte von Null an der Basis zu einem Maximum nahe unter der Krone angenommen werden. Die Autoren nehmen als gegeben an, daß die Spektren schwerer Beben für einen bestimmten Ort einander sehr ähnlich seien, daß daher auch einander ähnliche Reaktionsspektren erwartet werden können (vgl. aber 35/2). Von NEWMARK übernehmen die Autoren die Feststellung, daß tiefreichende, weiche Alluvialböden bei Erdbeben ihre Eigenschwingungen entwickeln und daß solche Erschütterungen periodischen Charakters für Bauwerke besonders gefährlich seien. NEWMARKS Theorie der zulässigen Verformungen wird hinsichtlich der materialbedingten Grenzen ihrer Anwendbarkeit behandelt.

Für die Bestimmung der Eigenfrequenz eines Dammes werden Näherungsformeln nach MONONOBE und nach JAIKRISHNA angegeben. Modellversuche werden als wichtig angesehen, selbst wenn die Ergebnisse nur halb-quantitativ sein können.

Am Beispiel des Ramganga-Sattel-Dammes werden die behandelten Entwurfsgrundsätze angewandt. Dabei kommen die Verfasser zu dem Schluß, daß ein geneigter Kern unter gegebenen Materialbedingungen bei stärkeren Beben mehr Standsicherheit verleiht als ein vertikaler (vgl. dagegen 35/21).

- (35/29) H. U. KOENIG (Deutsche Bundesrepublik)
"Die Beschädigung des Sorpe-Dammes durch Erschütterungen und die Reparaturarbeiten."

Der Damm hatte im zweiten Weltkrieg 11 schwere Bombentreffer erhalten, war aber in Betrieb geblieben. Fortschreitende Ausschwemmungen aus dem Lehmkern und aus dem Grauwackenuntergrund führten 1951 zu rasch ansteigenden Wasserdurchtritten, die umfangreiche Reparaturen erforderten. Als wesentliche Schadensursachen wurden dabei Brüche im unteren Teil der dünnen Betonwand luftseitig am Kern und Schäden am betonierten Grundablaß festgestellt, dessen Abschlußorgan im Kern untergebracht war. Die Reparatur erforderte aufwendige Injektionen in den Kern, die sich nur schwer unter Kontrolle halten ließen, ferner den Umbau des Grundablasses, Herstellung ausgiebiger Drainagen und Einbau zahlreicher Piezometer.

Daraus Empfehlungen für den Sperrbau in Erdbebengebieten: Nie

starre und nachgiebige Bauglieder kombinieren; keinen Grundablaß durch die Sperre führen; ausreichend viele Kontrollgänge und leistungsfähige Filter vorsehen.

(35/31)

S. N. KHAN und W. A. SIDDIQUI (Pakistan)

"Die Entwurfskriterien für den in einem Erdbeben-
gebiet gelegenen Tarbela-Damm."

Der 145 m hohe, 2700 m lange Erddamm mit liegendem Kern wird im Industal auf schwierigem Baugrund – wassergesättigten, unregelmäßig gelagerten, bis zu 120 m mächtigen Alluvionen – gebaut. Nach den 300 Jahre zurückreichenden Aufzeichnungen sind im Dammbereich Beben entsprechend 0,15 g zu erwarten, deren Epizentren im Hindukusch und bei Quetta liegen. Für den Entwurf wurden daher 0,15 g als horizontale Bebenbeschleunigung angesetzt. Die Standsicherheitsuntersuchungen wurden für Gleitkreise und für eine Reihe von Gleitkeilen nach möglichen Bruchflächen vorgenommen, die auch z. T. den Untergrund erfassen. Der Erdbebeneinfluß wurde nach der konventionellen "statischen" Methode als horizontal auf die ganze Masse aus Feststoffen + Porenwasser im Schwerpunkt angreifende Kraft behandelt. Als erschwerend wurde angenommen, daß keine Zeit zur Entwässerung gesättigten Materials bleibt, daß zu den treibenden Kräften Sickerströmungen kommen und daß die Masse unter Auftrieb steht. Der ursprünglich als Kernmaterial vorgesehene Schluff erwies sich im Triaxialversuch als zu spröde. Er wurde durch ein Gemenge aus Schluff, Sand und Gesteinsgrus ersetzt, das zu einem gewissen Grade selbstheilende Eigenschaften aufweist und beim Scherversuch durch Volumszunahme günstige Verminderung des Porenwasserdruckes erfährt. Die Triaxialversuche wurden der Annahme angepaßt, daß bei einem Beben im Laufe einer halben Minute 15 bis 20 Maxima horizontaler Beschleunigung auftreten.

Neben der konventionellen Methode wurden für alle Lastfälle, bei denen in konsolidierten Erdmassen eine Kraft plötzlich zur Wirkung kommt, z. B. bei rascher Absenkung oder bei Erdbeben, die "Methode der wirksamen Spannungen" (effectiv stress method) nach TAMS-LOWE-KARA-FIAT und ein als "Gesamtspannungsmethode" bezeichnetes Verfahren angewandt. Keine der beiden Methoden erfaßt aber das Problem der ungleichmäßigen Spannungsverteilungen im Dammkörper bei Verschiebungen, die vom Untergrund her einwirken.

Es wurden also wichtige dynamische Kriterien für das Verhalten der Erdbaustoffe mit konventionellen Berechnungsgrundsätzen kombiniert, ähnlich wie in (35/3).

(SB/3)

D. R. NANCARROW (Kanada)

Für Kanada wurde 1965 eine neue Erdbebenwahrscheinlichkeitskarte mit Unterteilung in 4 Zonenklassen aufgelegt. Die Karte gibt die zu erwartenden Intensitäten in bezug auf Bauwerke an, die auf Massengesteinen stehen. Schlechtere Aufstandverhältnisse bedingen u. U. eine Ver-

schiebung um 1 bis 2 Einheiten. Für Zone "A" sind sehr schwere Beben, entsprechend Magnitude 8 der Richter-Skala zu erwarten¹¹.

Für eine Unterabteilung "A" sind Beschleunigungswerte von 0,1 g zu erwarten.

Für Gegenden mit schwacher Seismizität genügt "statische" Berücksichtigung von Bebenkräften. In hochseismischen Gebieten sind strengere Verfahren, verbunden mit Modellversuchen am Rütteltisch vorzusehen.

(SB/7) (USA)

Der Bericht enthält mehrere Hinweise auf Sperren in Erdbebengebieten, u. a.:

Der 128 m hohe, im Bau befindliche Castaic-Erddamm liegt zwischen 2 seismisch sehr aktiven Großverwerfungen. Von der San Gabriel Fault ist er 3,2 km, von der San Andreas Fault 19 km entfernt. Für die Standortsicherheitsuntersuchungen wurde eine Bebenbeschleunigung von 0,15 g angenommen. Vorsichtsmaßnahmen u. a.: Abräumung aller Überlagerung (weil Verdacht auf Verflüssigung bei Erschütterung bestand. Diskussionsbemerkung), reichlich bemessene Drainagen im luftseitigen Stützkörper, breite Filterzonen. Eine Gefährdung könnte bei schweren Beben vom ausgedehnten Hangrutschbereich über der linken Einbindung ausgehen.

Eine Besonderheit ist der 7,6 m hohe Palmdale-Damm, 97 km nördlich von Los Angeles. Er steht auf der San Andreas Fault, der tätigesten Verwerfung Amerikas. Aus früheren Beobachtungen glaubt man annehmen zu dürfen, daß eventuelle Bodenverstellungen 6,1 m horizontal bzw. 0,6 bis 0,9 m vertikal nicht überschreiten werden. Der Steinbrockendamm hat einen liegenden Kern mit Grobsteinabdeckung. Die einzelnen Dammmzonen sind ab Vollstaukote so breit, daß sie selbst bei Versetzungen um 9,2 m noch in Kontakt bleiben könnten. 3,5 m Freibord. Berechnung konventionell unter Annahme von 0,25 g.

Nach Diskussionsbeitrag GOLZE, USA, steht auch die ursprünglich auf 100 m Höhe geplante, jetzt auf 60 m reduzierte Sperre Cedar Springs auf einer vielleicht aktiven Verwerfung.

Für das Projekt der 184 m hohen Gewölbesperre Mossyrock sind am L. N. E. C. in Lissabon Modellversuche über Erdbebeneinflüsse gemacht worden. Das Modell wurde mit einem elektromagnetischen Schwingungserzeuger bis zum Bruch belastet.

Ein besonderer Fall ist nach GOLZE der Bruch des Baldwin Hill Dammes, 1963: Geringe Verstellungen an einer Verwerfung (übrigens nicht durch Erdbeben ausgelöst. D. Ref.) genügten, Wasserdurchtritte herbeizuführen, die den Dambruch einleiteten. Daraus GOLZES Empfehlung, jede Sickerung genau zu überwachen.

11 Die "Magnitude" M der Richter-Skala ist der Logarithmus der größten Amplitude, gemessen in Mikron, die an einem Standard Wood-Anderson-Seismographen in 100 km Entfernung vom Epizentrum gemessen, bzw. auf dieses Gerät und diese Entfernung rückgerechnet wird. Über halbempirische Formeln ist M mit der aus dem Bebenherd, dem Hypozentrum, abgestrahlten Energie E, gemessen in Erg, verknüpft: $\log E = 11,4 + 1,5 M$. (Aus J. P. ROTHE, New Scientist, 11. Juli 1968). $3,6 \times 10^{13}$ Erg = 1 kWh.

W.E. JOHNSON, USA, berichtete in der Diskussion über die Schäden, die ein sehr schweres Erdbeben und die 3 von ihm ausgelösten Überflutungswellen am 50 Jahre alten Hebgen-Erddamm, Montana, verursachten: schwere Beschädigung des Entlastungsgerinnes, Setzungen im Damm bis zu 1 m, besonders über der Stelle, wo der Fels in der Aufstandsfläche an Alluvionen grenzt; aber nur geringe Durchsickerungen und geringe Erosionen. Nur wenige hundert Meter neben der Sperre verursachte das Beben 7,5 m Vertikalverstellung!

- (SB/11) Zusammenfassender Bericht des portugiesischen Nationalkomitees und Projektsbeschreibung CACHI-Sperre durch C.A. ULATE et al. im Diskussionsband VI, S. 553 ff.

Beschreibung der dynamischen Analyse für die 80 m hohe Gewölbesperre Cachi im erdbebenreichen Costarica. Schwierige Gründungsverhältnisse in vulkanischen Agglomeraten zur Erdbebengefahr dazu machten eine Kabelvorspannung längs der Krone, sowie Vorspannung zwischen Gewölbe und Widerlagern mittels Preßkissen in Blockfugen notwendig. Dazu vertikale Vorspannung der Widerlager durch 80 m lange Kabelanker.

Die Modelle wurden jeweils Erschütterungen entsprechend den Hauptfrequenzen aus dem El-Centro-Beben bis zum Bruch ausgesetzt. Die Versuche wurden für "leeres Becken" durchgeführt, weil dieser Zustand als ungünstiger angesehen wird. Gute Übereinstimmung der berechneten und der im Modellversuch festgestellten Frequenzen der ersten 3 Ordnungen der Eigenschwingungen (S. L. SERAFIM, Diskussion). Hinweis, daß die 1. und 2. Ordnung antisymmetrisch, die höheren Ordnungen symmetrisch schwingen.

- (SB/12) Zusammenfassender Bericht des jugoslawischen Nationalkomitees.

Nach dem schweren Erdbeben von Skopje, 1963, wurden 2 Gewölbesperren in der Nachbarschaft, die 30 m hohe Matka-Sperre und die 38 m hohe Lipkovo-Sperre sofort untersucht. Sie wiesen keinerlei Schäden auf. Dieses Beben gab Anlaß zu neuen gesetzlichen Bestimmungen über bebensichere Bauweisen. Für die Bebenkarte des Staatsgebietes konnten Daten über 16 Jahrhunderte verwendet werden. Für Mazedonien und Slowenien wurden außerdem Detailkarten ausgearbeitet.

- M. 14 (Band IV) H. SANDI, D. DRAGOMIR und I. TOMA (Rumänien)
"Seismische Erschütterungen von Gewölbesperren."

Theoretische Untersuchungen und Modellversuche zur Bestimmung der dynamischen Reaktionen der 165 m hohen Gewölbesperre Vidraru. Die dynamischen Eigenschaften des angeführten Bauwerkes wurden mittels Kleinsprengungen im Untergrund, an den Auswirkungen der Verkehrserschütterungen und an Mikroseismen studiert.

Die Untersuchungen beziehen sich auf den Fall "leeres Becken", weil die Wasserlast nach Auffassung der Autoren nicht viel am dynamischen Verhalten der Sperre ändert (SB/11!). Pseudostatische Berechnungsverfahren werden für anwendbar erachtet, wenn die Bebenfrequenzen beträchtlich niedriger als die Eigenfrequenzen der Gewölbesperre sind.

Der Vergleich zwischen Modell und Bauwerk ergab für einzelne Baustadien wesentlich niedrigere Eigenfrequenzen der Sperre als erwartet. Der Grund dürfte bei der Zinnenbauweise und bei der langsam fortschreitenden Erhärtung des Betons zu suchen sein. Die Autoren sind der Auffassung, daß Gewölbesperren bei Beben plastische Verformungen schlecht vertragen und daß man daher, um sicher zu gehen, für Entwürfe maximale Beschleunigungsmaßnahmen treffen sollte.

In den abschließenden "Feststellungen und Empfehlungen" des Kongresses wurden zwar die bisher erzielten Erfolge hervorgehoben, aber eingeräumt, daß noch sehr viel offen sei. Empfehlung zur Bestellung eines ständigen Unterausschusses für Erdbebenfragen im Talsperrenbau.

2.43 DER BAU VON TALSPERREN UNTER SCHWIERIGEN KLIMATISCHEN BEDINGUNGEN.

Erfahrungen vom Talsperrenbau unter Winterverhältnissen. Ein wesentlicher Beitrag zu diesem Thema kommt aus Österreich (35/30). Aus den meisten Einsendungen geht hervor, daß trockenes Steinbrockenmaterial als das gegebene Winterschüttgut erachtet wird. Der allgemeine Bericht aus Kanada (G.B. 3) enthält aber einen Hinweis, daß u.U. auch bindiges Kernmaterial bei Wintertemperaturen eingebaut werden kann. In mehreren Arbeiten wird betont, daß mit allen Mitteln anzustreben sei, Stillstände durch Arbeitsunterbrechung oder Zwischenlagerung in der Kette von der Gewinnungsstelle bis zum Einbauort hintanzuhalten, um der Vereisung und tieferen Unterkühlung des eingebauten Materials vorzubeugen. Leider fehlt zu diesem Thema ein Aufsatz über russische Erfahrungen.

Einen anderen Weg, bei großer Kälte Dämme zu schütten, zeigt die Arbeit (35/10) über den Luossajärvi-Erddamm auf. Dort wurde bei Temperaturen bis -40°C sowohl das Material für den Stützkörper als auch das für den Kern in stehendes Wasser gekippt. Der finnische Beitrag (35/11) behandelt einen ähnlichen Bauvorgang.

(35/9)

L. BERNELL (Schweden)

"Der Bau von Steinschüttdämmen unter Winterbedingungen."

Am 105 m hohen Seitevare-Damm wird ein Viertel der Stützkörperkubatur in den Winterhalbjahren geschüttet. Erste praktische Erfahrungen hiezu sammelte man schon beim Bau des Messaure-Dammes. Als Winter-Schüttgut wird ausschließlich Stollenausbruch in 1 m hohen Schichten eingebracht. Dabei macht Verdichtung des Schüttgutes mittels

Vibrationswalzen ein Wässern des Materials überflüssig. Es wird möglichst kontinuierlich und ohne Zwischenlagerung geschüttet. Nach Auffassung der Autoren könnte man ohne Schaden auch in 2 m-, ja in 4 m-Schichten schütten. Bei Beendigung jeder Winterschüttung wird die abgewalzte Decke gewässert, um eine isolierende, gefrorene Deckschicht herzustellen. Bei Beginn der Tauperiode wird dann ausgiebig gewässert; in erster Linie, um einen Anreiz zu rechtzeitigen Setzungen zu geben und, wie in der Diskussion erwähnt wurde, um das Entstehen von Dauerfrostnestern hintanzuhalten. Setzungsmessungen mittels Schlauchwaagen und mit Isotopen. Versuche mit elektrischer Anwärmung gefrorener Erd- und Steinbaustoffe. Vorsichtshalber wurde die Standsicherheitsberechnung unter der Annahme getroffen, daß sich zwischen Winter- und Sommerschüttung eine Gleitfläche ausgebildet haben könnte. Diskussionsbemerkung HITTENKOFER, Schweden, betreffend gelungene Kernverdichtung mittels Bulldozern mit Rädern statt Raupenfahrzeugen.

(35/13) F. BUØ, A. ELMROTH, G. FRISTRÖM und S. SÄLLSTRÖM (Schweden)

"Einige Untersuchungen über das Betonieren im Winter: erforderliche Isolierung und Vorerhärungszeit für Beton aus Zement mit geringer Wärmetönung."

Heizumbauten verteuern die Winterarbeiten um 20 %. Um solche Kosten zu vermeiden, untersuchte man, welche Vorerhärungszeit der Beton bei Temperaturen über 0° C braucht, bis er ohne Schaden dem Frost ausgesetzt werden kann. Andere Untersuchungen betrafen leistungsfähige Isolierschalungen für feingliedrige Bauteile. Es ergab sich, daß nur 2 Tage Vorerhärung bei + 5° C genügen, um den Abfall der Endfestigkeit auch bei scharfem Frost unter 5 % zu halten. Bei Betonkörpern, die dicker als 1,5 m sind, muß die Schalung unabhängig von der Größe des Körpers nur bewirken, daß die Abkühlung des frischen Betons vor Abbindebeginn keine Oberflächentemperaturen unter 0° C herbeiführt. Dazu genügen die üblichen 1"-Holztafeln. Bei Betonkörpern von weniger als 1,5 m Mindeststärke muß durch die Schalung erreicht werden, daß der Beton so lange über 0° C bleibt, bis er das Reifekriterium nach Saul-Nurse erreicht hat. Eine Isolierung mit 3 cm Gesteinswolle auf 1"-Brettern hat sich hiefür bewährt.

(35/24) M. B. GINZBURG und C. A. MALTISOV (UdSSR)

"Die Auswirkung des Spannungszustandes auf die Dauerhaftigkeit von Betonsperren bei strengen klimatischen Bedingungen."

Erfahrungen an betonierten Talsperren in der UdSSR weisen darauf hin, daß jene Oberflächenbereiche am ehesten gefährdet sind, an denen starke Temperatursprünge in der Zone fluktuierenden Wasserstandes auftraten und gleichzeitig Zugspannungen wirksam sind. Im Vergleich zu Frostschäden seien die Auswirkungen aggressiver oder weicher Wasser unbedeutend. Probebalken von 20 x 20 cm² Querschnitt wurden Biegeversuchen unterzogen und die dabei bestimmte Durchlässigkeit zum Bie-

gemoment in Beziehung gesetzt: sobald die Biegebeanspruchung der Zugfestigkeit nahekam, stieg die Durchlässigkeit sprunghaft an, besonders bei exzentrisch angreifendem Zug. Daraus die in der russischen Praxis eingehaltene Schlußfolgerung, keine feingliedrigen Stahlbetontalsperren in Gebieten mit zeitweise starkem Frost zu bauen, weil die Zugspannungen die Korrosion im Beton fördern. (Vorgespannter Beton wurde nicht in Betracht gezogen.) Gewichtsmauern oder nicht zu schlanke, aufgelöste Mauertypen, die keine Zugspannungen an der Wasserseite entwickeln, seien in Frostgebieten zweckmäßiger. Hinweis auf Verwendung von Fertigbauteilen.

(35/30)

E. NEUHAUSER und W. WESSIAK (Österreich)

"Der Einbau der Stützkörperzonen des Steinschüttdammes Gepatsch im Winter."

Aus Termingründen führte man beim Bau des Gepatsch-Dammes im ersten Bauwinter, 1962/63, das Schütten des Stützkörpers auch durch die kalte Jahreszeit weiter. Günstige Voraussetzungen hierfür waren das verhältnismäßig trockene Klima im Kaunertal und die Möglichkeit, trockenes Steinbruchmaterial verwenden zu können. Der Versuch verlief erfolgreich. Die einzige ernste Behinderung waren gelegentliche schwere Schneefälle. Eine Voraussetzung für das Gelingen war eine sehr gut funktionierende Bauorganisation von der Gewinnung im Steinbruch über den Transport bis zum kontinuierlich Tag und Nacht durchlaufenden Einbau. Durch diese Kontinuität der Arbeiten wurde das Zusammenfrieren des Materials verhindert. Um ohne Unterbrechungen einbauen zu können, wurden die Schüttbereiche jeweils so klein wie möglich gehalten. Die Schüttlagen wurden mit einer Neigung von 1 : 10 zum Kern hin hergestellt. Schneenester brachte man mit gutem Erfolg durch Steinsalzbeigabe zum Schmelzen. Trotz des hohen Salzverbrauches traten keine Versalzungen an Quellen oder Wasserläufen auf. Nach örtlichen Arbeitsunterbrechungen wurden bereits verdichtete Schüttflächen vor der Weiterarbeit 10 bis 20 cm tief aufgerissen.

Die guten Erfahrungen im ersten Bauwinter ermutigten, auch im zweiten Winter zu schütten. Die mittlere tägliche Schüttleistung betrug in diesem Winter 7900 m³.

(G. B. 3)

D. R. NANCARROW

Allgemeiner Bericht (Kanada)

Bemerkenswerte Teilberichte betreffen die Anpassung des Sperrenbaues an winterliche Verhältnisse. Für das KW Kelsey untersuchte man Möglichkeiten, Sandfill-Uferdämme auch auf Dauerfrostböden zu bauen. Schon 1964 gelang es an den Baustellen Brazeau und Kelsey durch Zugabe von 3 bis 9 kg CaCl₂/m³, je nach Temperatur, auch Kernmaterial ohne geheizte Überbauten bei leichtem Frostwetter einzubauen. Die Heiztechnik für Großbaustellen ist in Kanada so entwickelt, daß die Verteuerung für das Betonieren im Winter schon unter der 20 %-Grenze bleibt (vgl. 35/9). Steinschüttdämme haben gegenüber Erddämmen den Vorzug,

daß das Arbeiten mit Felsschüttgut nicht nur im Winter, sondern auch im regenreichen kanadischen Sommer erleichtert ist, wenn Moränenmaterial hoffnungslos zu Schlamm zerweicht.

2.44

Der Bau von Talsperren im Wasser

(35/4)

R. G. J. LANE (Großbritannien)

"Bau eines Hilfsdammes unter Wasser, der bei Hochwässern überflutet wurde."

Sowohl der Vordamm für den Fangedamm von Kariba als auch die Fangedämme für Roseires wurden von Bauhochwässern überflutet.

- a) Für den Bau der Kariba-Sperre wurde ein 23 m hoher Steinschütt-Vordamm für den eigentlichen Fangedamm, eine Zylindermauer, von einer Dienstbrücke aus in das strömende Wasser gekippt. Modellversuche in Grenoble ließen erwarten, daß wegen des hohen Anteils an feineren Kornklassen im Sperrenausbruch- und Steinbruchmaterial die doppelte Menge an Schüttgut, als dem Dammvolumen entspricht, nötig sei. Tatsächlich ging viel weniger Material verloren. Das ungewöhnlich große Hochwasser 1958 überflutete den Vordamm 3 Monate lang bis 21 m über Krone. Die mittlere Wassergeschwindigkeit wurde für diese Zeit auf 4,9 m/sec geschätzt. Nachher zeigte sich, daß der Fangedamm zwar fast bis zur Krone zugeschottert, aber kaum beschädigt worden war.
- b) Nach den Erfahrungen von Kariba wurden die Fangedämme von Roseires von Haus aus für fallweise Überflutung entworfen. Zuerst wurde, wie üblich, der unterstromige Fangedamm hergestellt und dann im beruhigten Wasser der oberstromige von beiden Ufern her vorgeschüttet. Dabei ergab sich, daß die Lagerung des in beruhigtes Wasser geschütteten Materials instabiler war als bei der Schüttung in rasch strömendes Wasser. Bei 5 m Überflutungshöhe wurde die luftseitige Böschung des oberstromigen Dammes erheblich angegriffen und verformt. Als schwache Stelle erwies sich eine feinstoffreiche Zone unter der Deckschicht. Nach der ersten Überflutung spannte man daher den oberen Teil der Luftseite mit kräftig im Damm geankerten Torpedonetzen nieder.

Einige Erfahrungen aus Roseires:

- Das Verhalten des Flusses ist kaum voraussehbar, daher ist für viele Möglichkeiten vorzuplanen;
- Die Anpassung der Korngröße an die Fließgeschwindigkeit kann nur im Modellversuch ermittelt werden;
- Die Ähnlichkeitsgesetze von Froude stimmen quantitativ;
- In fließendes Wasser eingebrachtes Material liegt stabiler als in beruhigtes Wasser geschüttetes;
- Maßnahmen, um Überflutungsschäden zu verhindern: große Blöcke oder Steinkörbe, Rücksicht auf erhöhte Porenwasserdrücke, Filterlagen unter der Oberfläche;

- 10 bis 15 % mehr Material vorsehen, als nach dem Modellversuch nötig wäre. Zum Schütten in fließendes Wasser verwenden, was vorhanden ist, da zuviel Feines ohnedies weggeschwemmt wird. Ausgewähltes Material ist nur im letzten Stadium notwendig.
- Überzeugung, daß fast jeder Flußlauf durch eingeschüttetes Material abgedämmt werden kann.

(35/5) S. G. ELLIOT, S. E. H. FORD und J. OULES (Großbritannien)
 "Der Bau der Plover Cove Dämme (Hongkong)."

Durch drei bis 40 m hohe Schüttdämme wurde eine Meeresbucht zwecks Süßwasserspeicherung abgeriegelt. Der Großteil des Materials für Kern und Stützkörper stammt von zersetzten Graniten, die teilweise zu schluffigem Sand zerfallen sind. Die Schüttung erfolgte im Nassen. Kritische Bauphasen waren das Schließen des Hauptdammes gegen die Strömung (Modellversuch hiezu) und das Leerpumpen des Beckens. Schwierigkeiten bei der Herstellung der Aufstandsfläche unter Wasser, weil der Schlick, der über dem Anstehenden lag, immer wieder hineingespült wurde. In der Diskussion erörterte FORD die Frage, ob Herstellung von Süßwasservorratsbecken durch Abtrennung einer Meeresbucht überhaupt zweckmäßig sei.

Extrem schwierige Verhältnisse sind lt. Diskussionsbeitrag A. R. REITTER, USA, für die Unterwasserschüttung eines Dammes im Gatun-See (Panama, Kanalzone) zu erwarten. Es muß in 24 m tiefes Wasser auf weichschlammige Seeabsätze mit Wassergehalten nahe der Fließgrenze und Scherfestigkeiten um $0,05 \text{ kg/m}^2$ geschüttet werden.

(35/10) A. LILIEBERG, F. DAHLSTEDT und H. FAGERSTRÖM (Schweden)
 "Der Erddamm im Luossajärvi."

Ein 800 m langer, bis 15 m hoher Steinbrockendamm mit Moränenkern wurde im Wasser geschüttet, um den Randbereich des Sees abzutrennen. Die Arbeiten bei Frost bis zu -40°C mußten von der Gewinnung bis zur Einbringung so kontinuierlich vor sich gehen, daß das Wasser an den Schüttstellen keine Gelegenheit hatte zuzufrieren. Das Kernmaterial blieb unter Wasser mit Böschungsneigungen von 1 : 2 bis 1 : 3 liegen (!). Der so eingebaute Kern hatte im Mittel noch fast die Zusammensetzung wie an der Entnahmestelle. Im Laufe der 4 Monate hat das Material unter der Wirkung der eigenen Last folgende Eigenschaften angenommen: Wassergehalt 10 – 12 % gegenüber 8 – 10 % bei der Entnahme; Trockenraumgewicht 2,0 bis 2,1 to/m^3 entsprechend 90 – 95 % der verbesserten Proctordichte; Durchlässigkeit 10^{-7} bis 10^{-8} m/sec . Setzung weniger als 1 % der Dammhöhe.

Der Damm steht auf Moräne. Die ihr auflagernde, mehrere Meter mächtige Schlammschicht mußte vor der Schüttung entfernt werden. Schlammreste drängte dann das Schüttgut vor sich her. Nachträglich wurde in den Kern eine Stahlpundwand eingerammt.

(35/11)

E. ARHIPAINEN (Finnland)

"Der Erd- und Steinschüttdamm der Kraftwerksanlage am Ylä-Tuloma-Fluß."

Bau eines 40 m hohen Dammes, weit nördlich vom Polarkreis, mit Temperaturextremen zwischen -47° und $+30^{\circ}$ C, bei dem die Probleme der Winterarbeit und des Einbaues im Wasser zusammen auftraten. Breiter Kern aus Moräne, Stützkörper aus Felsaushub. Das Kernmaterial wurde direkt auf die durchlässige, feinstoffarme Grobblockschicht in der Flußsohle gekippt, weil zu erwarten war, daß ausgeschwemmtes Feines diese von dichter Moräne unterlagerte Blockschicht genügend verstopft. Die Kernschüttung erfolgte in bis zu 14 m tiefes, langsam fließendes Wasser. Schwierigkeiten bereitete die Kontrolle der Eigenschaften des geschütteten Moränenmaterials. Anfängliche starke Feinstoffausschwemmungen gingen schon im Laufe eines Jahres auf unbedeutende Restbeträge zurück.

(35/12)

G. PIRA und L. BERNELL (Schweden)

"Der Järkvissle Damm; ein Erddamm, der im Nassen gebaut wurde."

Der Damm mußte auf unregelmäßig gelagerte, teilweise durchlässige Alluvionen von Kies und Ton gegründet werden. Eine Schlitzwand oder Spundbohlenwand bis zum Fels kam aus wirtschaftlichen Gründen nicht in Frage. Daher wurde ein langer Dichtungsteppich vorgesehen. Ähnlich wie am Arrow-Damm schied ein Bauvorgang in trockener Baugrube wegen des durchlässigen Untergrundes aus. Man entschied sich also für Schüttung im Nassen. Durch Fangedämme wurde das Wasser so weit beruhigt, daß es fast stand. Für die Kernschüttung wurde die Flußsohle nur durch Wegräumen der Steine über 0,2 m \varnothing vorbereitet. Dann wurde die Flußsohle durch Kies-Sandschüttung so angehoben, daß der Dichtungsteppich und der Kern schon im Trockenen hergestellt werden konnten. Wegen unerwarteter Setzungen zusätzliche luftseitige Filtervorschüttung.

(35/20)

CH. F. GRÖNER und N. ÖDEGÅRD (Norwegen)

"Beschreibung einer Unterwasserbetonierung an einer Sperre am Elvåga-See in Norwegen."

Wassereinbrüche in die Baugrube für den Fußbereich einer Gewölbesperre, die auf einem in Moräne eingebetteten Riesenblock gegründet wurde, zwangen dazu, 1150 m³ Beton nach dem Prepac-Verfahren einzubringen. Der ober- und unterwasserseitige Abschluß des Prepac-Abschnittes wurde mit Stahlspundwänden erzielt.

(1953 wurde in Österreich beim Bau der Möllsperre eine 5 m hohe Zone im Mauerfuß zwischen der tiefreichenden, schmalen Schluchtplombe und dem eigentlichen Gewölbe darüber nachträglich im Prepac-Verfahren eingebaut).

(35/22)

H. Q. GOLDER und D. J. BAZETT (Kanada)

"Ein Erddamm, der durch Schüttung in das Wasser gebaut wurde."

Der untere Teil des Arrow-Dammes am Columbia-River wurde im Wasser geschüttet. Stützkörper aus sandigem Kies, Moränenkern stark geneigt und nahe der Oberfläche. So wie beim Järkvissle-Damm (35/2) in Schweden, entschloß man sich zur Schüttung im Nassen, weil durchlässige Kieszonen in der Talfüllung eine wirtschaftliche Trockenlegung der Baugrube in Frage gestellt hätten. Teppich statt Dichtungsschürze, da auch hohe Sickerverluste vom wirtschaftlichen Standpunkt aus belanglos waren. Schwierigkeiten bereitete die starke Auswaschung von Feinkorn während der Kernschüttung in dem nur teilweise beruhigten Wasser. Bei 9 m Fallhöhe ging z. B. der Feinanteil unter 0,74 mm ϕ von 30 auf 20 % zurück.

Beschreibung der umfangreichen Baustellen- und Laboruntersuchungen. Besondere Probleme: Vermeidung einer Beschädigung des stark geneigten Moränenkerns beim Aufbringen des wasserseitigen Stützkörpers und die Festsetzung der erforderlichen Zeit für die Konsolidierung der unter Wasser eingebauten Massen vor dem Weiterbau. Im Diskussionsband Beschreibung der baustellenmäßigen Prüfverfahren und des Einbauvorganges. Hinweis auf die Notwendigkeit, die Grundmoräne beim Einschütten so wenig wie möglich zu durchwässern.

Ein ähnlicher Arbeitsvorgang wurde nach dem finnischen Sammelbericht, (GB/5), beim Bau eines Dammes im Kemi-See eingehalten. Dieser dauernd überspülte Damm hat schon 2 Hochwässer gut überstanden.

(35/32)

M. B. RAJČEVIĆ

"Die Sperre 'Vrtac'¹. Der Bau der Talsperren im Wasser unter ungewöhnlichen Verhältnissen."

Das große Karstpolje Nikchich wird durch 5 Dämme abgeschotet, damit man eine Teilausnutzung für Wasserkraftgewinnung erreicht. Einer dieser Dämme ist der 19 m hohe, 2383 m lange "Vrtac-Damm". Als Schotendamm wird er bei bestimmten Betriebsfällen einmal von der einen, dann wieder von der anderen Seite her unter einseitigem Wasserdruck stehen. Daher hat er an beiden Seiten eine dichte, aus Erdmaterial geschüttete Außenzone und einen zentralen durchlässigen Sand-Kieskern, der als Drainagefilter Wasser in den Untergrund ableitet. Der Damm steht auf 10 bis 15 m mächtigen, lehmig-kiesigen Alluvionen über stark verkarstem Kalk. Von beiden Dammfüßen aus sind Injektionsschürzen aus Ton-Zement-Suspensionen bis in den Kalk ausgeführt worden. Bei der ersten raschen Entleerung des talseitigen Beckens traten oberwasserseitig mehrere Einbruchstrichter auf und kamen an der Talseite Quellen zum Vorschein. Als Ursache wurde örtliches Hinunterspülen der Alluvionen in Schluckschlünde angenommen.

¹ Vrtac ist eine jugosl. Bezeichnung für Karstdoline.

(35/19)

A. D. W. SPARKS (Südafrika)

"Sackungen, Überströmung und Verstärkungsmaßnahmen an Steinschütt- und Erddämmen."

Südafrika beabsichtigt, überströmbare und teilweise durchflossene Dämme zur Kappung von Hochwasserspitzen zu bauen. Der Verfasser beschreibt theoretische und experimentelle Untersuchungen hiezu. Er benützt 2-dimensionale Modelle von Schüttdämmen, die "eingestaut" werden können. Sie werden mitsamt ihrer Unterlage so weit gekippt, bis sich an der Luftseite ein Grenzzustand der Standsicherheit einstellt. Aus den Versuchen werden Vorschläge für die Bemessung der an der Luftseite anzubringenden Schutznetze und deren Ankerung abgeleitet. Der Autor zeigt, daß im Augenblick plötzlich auftretender Sackungen an der Dammböschung der Scherwiderstand des grobkörnigen Materials praktisch Null wird und sich das Steingerüst dann ähnlich wie Schwimmsand verhält.

In der Diskussion zur Frage 35 (vgl. Walter Power, Jänner 1968) wurden von N. SHAND, Südafrika, Erfahrungen von einem 51 m hohen Steinschüttdamm mit geneigtem Kern bei Bauhochwässern berichtet. Die Luftseite war durch Stahlnetz-Einlagen gesichert. Bei einem Hochwasser mit $1100 \text{ m}^3/\text{sec}$ zeigten sich einige Schäden, die von Stellen ausgegangen sind, an denen das Schüttgut unzureichend verdichtet war.

(35/28)

H. G. SPEEDIE, J. F. TADGELL, S. R. CARR (Australien)

"Die Verwendung hydraulischer Modelle für die Planung von Hochwasserentlastungen durch Steinschüttungen hindurch."

Umfangreiche Modellversuche für die inzwischen ausgeführten Steinbrockendämme Sirinumu (Neuguinea) und Borumba (Queensland), die als ihre eigenen Hochwasserentlastungsanlagen wirken. Sirinumu ist im ersten Baustadium 23 m hoch. Wasserseitig hat der Damm Stahlplattenabdichtung. Borumba ist 45,7 m hoch, bei ihm besteht die Abdichtung aus Stahlbetonplatten. Der Vergleich der Ergebnisse 2- und 3-dimensionaler Modellversuche zeigt, daß die dreidimensionalen zwar naturgetreuer sind, daß aber auch zweidimensionale wesentliche Aussagen erlauben.

Aufgaben der Modellversuche: das Durchleitvermögen bei gegebener Stauhöhe und den Verlauf der Sickerlinie zu bestimmen; Art und Zeitpunkt eines Dammbrechens zu ermitteln; die richtige Dimensionierung der luftseitigen Netzsicherungen sowie deren Ankerung zu ermöglichen.

Bei Oberflächendichtung erwies sich die Spiegellage des durchströmenden Wassers von der Oberkante der Dichtungsschürze (Baustadium!) unabhängig. Das Wasser stürzte beim Überströmen hinter der Dichtwand durch das Steingerüst senkrecht bis auf ein der Durchflußmenge entsprechendes Niveau ab und floß durch den Dammquerschnitt weiter, wie wenn die Dichthaut nicht vorhanden wäre. Gut geankerte Netze erwiesen sich

für die Standsicherheit der luftseitigen Böschung des durchströmten Dammes als entscheidend. Für den Sirinumu-Damm genügte es, nur die unteren 7,6 m durch Netze zu sichern. Der Borumba-Damm wurde über die ganze Höhe an seiner Luftseite mit Netzen versehen.

In (33/49) berichten F.M. LEARMONTH und N. J. BUTLER (Australien) u. a., daß der mit Drahtnetzen gesicherte Fangedamm für den Borumba-Damm ohne Schaden zweimal von Bauhochwässern überflutet worden war.

Ein interessanter Außenseiter zum behandelten Themenkreis war die Mitteilung von I. TORAN, Spanien, über Talsperren auf salz- oder gipsreichem Untergrund. Eine der spanischen Sperren auf Gips versieht schon 400 Jahre ihren Dienst. Wichtigste Empfehlung: Gipswässer gesättigt erhalten. Mit allen Baumitteln Durchströmung im Gipsuntergrund verhindern, die den Sättigungsgrad senken würde (Diskussionsband).

3. VERZEICHNIS DER VERÖFFENTLICHUNGEN DES KONGRESSES

3.1 Berichte zur Frage 32

Beitrag	Verfasser, Land, Text des Beitrages	Band I Seite
32/1	F. ISHII, R. IIDA, I. SHIBATA, Japan Felsmechanische Untersuchungen über die Auswirkung von Störungszonen im Gründungsfels von Gewichtsmauern	1
32/2	W. LORENZ, West-Deutschland Die Dichtungsschürze des Sylvensteindammes	19
32/3	H. BRETH, West-Deutschland Böschungskriechen nach der Speicherfüllung	37
32/4	T. MIZUKOSHI, H. TAKANA, Y. INOUE, Japan Geologische Untersuchungen der Standsicherheit von Stauraumhängen	47
32/5	B. P. BELLPORT, USA Erfahrungen des U. S. Bureau of reclamation bei der Stabilisierung der Schüttung des Fontanelle-Dammes	67
32/6	H. CAMBEFORT, Frankreich Maßnahmen gegen die Folgen einer Unterströmung von Sperren	81
32/7	Dr. H. PRESS, West-Deutschland Beanspruchungen einer Pfeilerkopfmauer	101
32/8	J. R. GUERRA, W. WEYERMAN, O. S. MOTA, Portugal Charakteristische Durchströmung einer Felsmasse und Beobachtungen für den Entwurf von Dichtungsschirmen	109

32/9	J. M. MADDOX, F. L. KINSTLER, R. F. MATHER, Australien Gründungsuntersuchungen für die Pfeilerkopfmauer Meadowbank	123
32/10	N. O. BOUGHTON, G. E. A. HALE, Australien Gründungsuntersuchungen für die Gewölbemauer Cethana	143
32/11	G. M. BINNIE, J. F. F. CLARK, A. W. SKEMPTON, England Der Einfluß von Störungen im Mergel auf den Entwurf von Dämmen des Mangla-Projektes	165
32/12	W. TER MINASSIAN, F. SABARLY, P. LONDE, Frankreich Maßnahmen zum Schutz von Gewölbemauern gegen den Wasserdruck aus den Widerlagern	185
* 32/13	M. MORIYA, F. UKAJI, Japan Entwurfsbeispiele für die Standsicherheit von Erddämmen auf weichem Untergrund	201
32/14	R. GARTMANN, G. TRUCCO, Schweiz Versuche an räumlichen Modellen zur Erforschung des theoretischen Sohlenwasserdruckes in einer Gewichtsmauer mit offenen Fugen	225
32/15	Dr. J. LOMBARDI, Italien Einige felsmechanische Probleme bei der Projektierung der Gewölbemauer CONTRA	235
* 32/16	W. G. N. GEDDES, H. H. M. PRADOURA, England Die Dichtungsschürze des Bachwater-Dammes in Schottland	253
32/17	T. A. WAFI, A. H. LABIB, VAR Die Dichtungsschürze des Assuan-Dammes	275
32/18	H. C. LENZBERG, Argentinien Setzungen im Mergel unter dem Betonteil der Rio-Hondo-Sperre	303
32/19	R. F. BARRIONUEVO, Argentinien Die Unterströmung des Rio-Hondo-Dammes und die Auswirkung der dagegen getroffenen Maßnahmen	313
32/20	L. A. QUEIROZ, H. G. OLIVEIRA, F. A. S. NAZARIO, Brasilien Die Gründung des Rio-Casca-III-Dammes	321
32/21	Z. BAZANT, V. HALEK, ČSSR Untersuchungen des Grundbruches im sandigen Untergrund von Uferdämmen	335
32/22	A. DVOŘÁK, ČSSR Tangentielle Felsverformungen bei der Gründung von Wasserbauten	343
32/23	R. ABRAHMSSEN, L. EDLUND, Schweden Injektionsarbeiten beim Hackren-Damm	353
32/24	E. REINIUS, Schweden Die Gründung des Höljes-Dammes	367
32/25	M. LOUNAMAA, Finnland Dichtungsschürzen in natürlichen Flußläufen im Zusammenhang mit dem Bau der Wasserkraftanlage Ossauskoski und des Kemi-Lake Regulierbeckens	379

32/26	C. GEMAEHLING, R. PAUBEL, Frankreich Die Abdichtung der Schutzdämme der Wasserkraftanlage Pierre-Benite durch plastische Betondichtungsschirme	397
32/27	A. HELDT, T. PERSSON, Schweden Dichtungsschirme in tiefem, durchlässigem Material und deren Wirksamkeit	421
32/28	M. ROCHA, A. F. DA SILVEIRA, M. C. AZEVEDO, J. B. LOPES, Portugal Der Einfluß großer Felsdeformationen auf den Entwurf und das Verhalten von Gewölbemauern	441
32/29	C. F. CORNS, R. H. NESBITT, USA Gleitsicherheit von drei Sperren auf weichem Gründungs- fels	463
32/30	F. P. LACY, G. L. VAN SCHOICK, USA Auftriebsmessungen an Gewichtsmauern der T. V. A. und Abhilfemaßnahmen	487
32/31	J. C. JONES, USA Tiefe Dichtungsschirme in durchlässigen Alluvionen, Dich- tungsgraben und Injektionen.	509
32/32	A. DEL CAMPO, J. M. PEIRONCELY, L. MAROTO, Spanien Die Gründung der Gewölbemauer Santa Eulalia	525
32/33	M. CASTILLO, N. NAVALON, Spanien Messungen zum Zwecke der Verbesserung des Sicherheits- koeffizienten des rechten Widerlagers der Torrejon-Sperre am Tajo	547
32/34	Dr. G. GOMEZ LAA, Dr. M. ALONSO FRANCO, Spanien Zur Wasserdichtheit, Drainagierung und Kontrolle von Gründungen	559
32/35	G. BRAVO, Spanien Die Gründung der Gewichtsmauer Iznajar	573
32/36	O. M. URAL, S. SERTGIL, S. ÖZILL, Türkei Gründungs- und Sickerungsprobleme der Sperre Altinapa	583
32/37	Y. SEZGINER, B. KARACAOGLU, Türkei Die Wirksamkeit der Schlitzwand der Selevir-Sperre	595
32/38	F. ANIK, M. ASKE, Türkei Die Gründungsmaßnahmen bei der Guluc-Sperre auf durch- lässigen Flußanlandungen	609
32/39	R. F. PHELINES, Südafrika Maßnahmen und Vorkehrungen zur Sicherung der Stabilität der Fundamente für die Pongolapoort-Sperre	619
32/40	L. D. HOBBS, J. G. DU PLESSIS, J. P. KRIEL, Südafrika Stabilisierung von geschichtetem Fels im rechten Wider- lager der Tweerivieren-Sperre	647
32/41	H. LAUFFER, E. NEUHAUSER, W. SCHOBER, Österreich Unterdruckwirkungen bei den Hangbewegungen beim Auf- füllen des Speichers Gepatsch	669
32/42	H. KROPATSCHEK, K. RIENÖSSL, Österreich Der Dichtungsschirm im Untergrund der Sperre Durlass- boden	695

32/43	Dr. W. KÖNIG, E. WALTER, West-Deutschland Maßnahmen zur Sicherung der Stabilität der Lister-Sperre, die durch den Wasseraustritt an der Luftseite notwendig wurden	715
32/44	M. MARY, P. DUFFAUT, G. COMES, Frankreich Zur Bestimmung der mechanischen Felseigenschaften in Bohrlöchern und Schächten	727
32/45	F. GRÖNER, N. ÖDEGARD, Norwegen Dichtungsschirme in tiefen, durchlässigen Schichten und deren Wirksamkeit	747
32/46	F. GRÖNER, K. STEFFENSEN, A. NYSTOG, Norwegen Dichtungsschirme in tiefen, durchlässigen Schichten und deren Wirksamkeit	757
32/47	A. WABAKKEN, Norwegen Dichtungsschirm im Kies bei der Wasserkraftanlage Hun- derfossen	767
32/48	M. BENOIT, P. M. CREPEAU, G. LAROQUE, Kanada Einfluß der Gründung auf den Entwurf der Sperre Mani- cougan 3	775
32/49	GROUPE DE TRAVAIL DU COMITÉ NATIONAL FRANÇAIS. Felsmechanische Versuche und Berechnungen für die Untersuchung der Sicherheit der Widerlager einer Ge- wölbemauer, am Beispiel der Sperre Vouglans	793
32/50	E. BARIOLI, Italien Messungen zur Kontrolle der Standsicherheit der Hänge und der Wasserdichtheit des Speichers Valgrosina der Wasserkraftanlage Grosio	819
32/51	M. DOLCETTA, A. CHIARI, Italien Fundierungsarbeiten für einen Erddamm auf starken Ab- lagerungen durchlässigen Materials	831
32/52	G. OBERTI, A. REBAUDI, Italien Das zeitabhängige Verhalten der Stabilität der Gewölbe- mauer Place Moulin (Modellversuche)	849
32/53	M. M. GRISHIN, V. G. OREHOV, V. I. PYSTOGOV u. a., UdSSR Der Einfluß der geologischen Felseigenschaften auf die Fundierung von Sperren und deren Festigkeit und Stabilität	873
32/54	P. D. EVDOKIMOV, B. E. VEDENEEV, UdSSR Berechnungsmethoden und Messungen zur Sicherung der Standsicherheit von großen Betonsperren auf weichem Un- tergrund	891
32/55	A. H. EL RAMLI, S. N. BOULOS, Arabische Republik Standsicherheitsdiagramme für Erddämme	905
32/56	B. GILG, Schweiz Maßnahmen zur Verbesserung der Standsicherheit der Sperre Isola	923
32/57	J. L. SERAFIM, J. C. RODRIGUES, Portugal Zur Verbesserung der Sicherheit der Fundierung von Be- tontalsperren	935

33/3	E. SOUCEK, I. N. GAU, USA Entlastungsanlagen und Schließung von Bauumleitungen bei großen Erddämmen am Missouri	29
33/4	F. E. DOMINY, USA Das Programm des Bureau of Reclamation zur laufenden Überwachung von Sperren	57
33/5	H. G. ARTHUR, M. A. JABARA, USA Betriebsprobleme und Instandhaltungsarbeiten bei Überläufen und Auslässen an Sperren des Bureau of Reclamation	73
33/6	Dr. H. PRESS, BRD Die Dimensionierung von Entlastungs- und Entnahmetürmen	95
33/8	I. D. WILLIAMS, Großbritannien Die Hochwasserkontrolle am Barikese-Damm, Ghana, unter besonderer Berücksichtigung des luftregulierten Saugüberfalles	101
33/9	A. R. THOMAS, I. R. GWYTHYER, Großbritannien Die Umleitung des Flusses Jhelum während des Baues des Mangla-Dammes	121
33/10	R. E. COXON, Großbritannien Die Hochwasserkontrolle beim Kainji-Damm	145
33/11	D. C. MIDGLEY, Südafrika Eine Analyse zur Wahl des Fangedammes auf der Basis des Hochwasserrisikos	169
33/12	O. PFAFSTETTER, Brasilien Hochwässer zur Dimensionierung von Entlastungsanlagen	181
33/13	H. MAKSOUD, P. E. L. CABRAL, A. GARCIA OCCHIPINTI, Brasilien Hydrologie der maßgebenden Hochwässer für den Entwurf von Entlastungsanlagen in brasilianischen Flußgebieten auf der Grundlage einer geringen Anzahl von Beobachtungsdaten	199
33/14	F. HARTUNG, I. KNAUSS, BRD Entwicklungen zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit, Förderfähigkeit und Wirksamkeit von Entlastungsanlagen	227
33/15	B. M. HAINDL, I. KALIS, PR. VACHA, ČSSR Die Möglichkeiten einer Kombination von hydraulischen Bauwerken bei Erd- und Steinschüttdämmen	251
33/16	S. ANGELIN, Schweden Behelfverschluss bei blockierten Tiefschützen eines Umleitungsstollens	269
33/17	B. SANDEGREN, R. MELIN, Schweden Entwürfe von Dämmen in Schweden unter besonderer Beachtung des Hochwasserabflusses	285
33/18	A. C. XERES, H. GRANGER PINTO, A. CUNHA FERREIRA, Portugal Hydraulische Probleme bei Gewölbemauern und Gewölbereihenmauern	297
33/19	A. ALVARES RIBEIRO, L. VEIGA DA CUNHA, D. PINTO	315

	DA SILVA, F. OLIVEIRAS LEMOS, Portugal Erosionsschäden an Beton und Fels als Folge des Betriebes der Entlastungsanlage	
33/20	D. I. BROEHL, I. FISCH, USA Lösung von Schwingungsproblemen bei Kegelstrahlschiebern am Round Butte-Damm	333
33/21	A. DEL CAMPO, I. TRINCADO, I. G. ROSSELLO, Spanien Erfahrungen aus dem Betrieb der Entlastungsanlagen der Kraftwerksgesellschaft "Saltos del Sil"	347
33/22	A. GALINDEZ, P. M. GUINEA, P. LUCAS, I. I. ASPURU, Spanien Entlastungsanlagen für einen Fluß mit großen Hochwasserspitzenwerten	365
33/23	U. UNGAU, G. DORA, Türkei Planungen von Entlastungsanlagen für die Sperren Porsuk II und Alakir	391
33/24	O. A. BAYAR, Türkei Der Keban-Damm und das Wasserkraft-Projekt am Euphrat, Türkei-Bemessungshochwasser für die Entlastungsanlagen	405
33/25	F. SENTÜRK, Türkei Ein neuer Typ von Entlastungsanlagen: Der Sicherheitsstöpsel (auch "Schmelzsicherung" genannt, entspricht einem Dammabschnitt, der bei Erreichen einer gegeb. Wasserspiegellage durch Erosion planmäßig zerstört wird)	421
33/26	R. SABLJAK, Kanada Einfluß der Form der Hochwasserwelle auf die Förderfähigkeit der Entlastungsanlage	433
33/27	A. BOURGIN, LEBRETON, PERA, RUEFF, VORMERINGER, DAUZIER, GUILHOT, Y. LE MAY, TERRASSA, Frankreich Betrachtungen über die Wahl und Bemessung provisorischer und endgültiger Entlastungsanlagen von Sperren	459
33/28	RIQUOIS, PFAFF, SAVEY, HUCHARD, GEHIN, TERMINASSIAN, DESTENAY, ROGER, HUGUENIN, WALTHER, MORENON, LE MAY, Frankreich Probleme bei Betrieb und Instandhaltung von Entlastungsanlagen an Sperren - Folgerungen	495
33/29	H. K. PRATT, Kanada Das Überlaufbauwerk und die Grundablässe des Portage-Mountain-Projektes	517
33/30	A. I. O'CONNOR, A. Y. GORDON, Kanada Bestimmung der Hochwasserwellen für das Wasserkraft-Projekt Mactaquac	539
33/31	Dr. S. AKSOY, Türkei Schwingungs-Untersuchungen an den Strahlaufreiß-Balken im Grundablaß des Keban-Dammes	561
33/32	P. E. DROUIN, P. BACAVE, S. GODBOUT, Kanada Die Sperre MANICOUAGAN 5. Einrichtungen zur Kontrolle des Stauspiegels	577

33/33	S. DEL CAMPO, I. TRINCADO, I. G. ROSSELLO, Spanien Betriebsprobleme bei den Überläufen der San Esteban-Sperre	599
33/34	G. H. H. LEGGE, D. C. MIDGLEY, Südafrika Schutz der Pumpen-Einläufe an der Phalaborwa-Sperre gegen Verlandung: Untersuchungen am Modell	619
33/35	F. H. LYRA, F. E. H. VON RANKE, Brasilien Bestimmung der maßgebenden Hochwasserwelle für das Staubecken Furnas	631
33/36	Y. M. SIMAIKA, V. A. R. Hydrologische Probleme bei der Bewirtschaftung von Langzeit-Speichern unter besonderer Bezugnahme auf den Assuan-Stausee	649
33/37	R. OBERLE, CH. DUBAS, A. GARDET, I. CHARPIE, I. P. DECOPPET, Schweiz Schutzmaßnahmen gegen die Verlandung des Speicherbeckens der Wasserkraftanlage Massa	665
33/38	O. GYORKE, Ungarn Einige Gesichtspunkte für den Entwurf von Entlastungsanlagen bei Dämmen	689
33/39	I. SZEPESSY, Ungarn Festlegung des Bauhochwassers unter Berücksichtigung der Kosten als Folge wahrscheinlicher Überflutungsschäden	699
33/40	I. BELLIER, BAUZIL, PELLECUER, COULOMB, JOUANNA, BARGE, BLANCHET, CHARDONNET, I. COMBELLES, Frankreich Lange Entlastungsbauwerke	707
33/41	C. BIEGALA, I. BIELAKOWSKI, Polen Durchleitung des Hochwassers bei einem Flachland-Fluß während des Baues der Wehranlage	723
33/42	W. BALCERSKI, S. BOLESTA, Polen Methoden zur Bestimmung der max. Hochwasserwelle für die Bemessung der Entlastungsanlage	733
33/43	B. R. PALTA, S. K. AGGARWALA, Indien Betrieb und Instandhaltung der Überläufe an der Gewichtsmauer Bhakra	745
33/44	R. S. GILL, P. S. BHATNAGAR, Indien Kontrolle des Hochwassers am Beas-Damm	757
33/45	Dr. M. C. CHATURVEDI, Indien Hydrologische und hydraulische Betrachtungen bei wasserwirtschaftlichen Projekten	775
33/46	C. GEMAEHLING, I. MATHIAN, Frankreich Hydraulische Grundlage für den Betrieb der Sperran der unteren Rhone	797
33/47	D. TONINI, E. INDRI, Italien Methoden zur Berechnung der maximalen Hochwasserwellen für ein gegebenes Einzugsgebiet und Anwendung der Ergebnisse auf verschiedene Typen von Entlastungsanlagen im Baustadium und im endgültigen Zustand	823

	In situ Betonversuche zur Feststellung der Güte des Betons und eventueller Betonschäden	
34/9	M. F. KENNARD, A. D. M. PENMAN, P. R. VAUGHAN, England Spannungs- Dehnungsmessungen im Lehmkern der Sperre Balderhead	129
34/10	D. F. CAMPELL, L. H. DICKERSON, E. B. WILSON, England Das Altern von Betonstaumauern in Schottland	153
34/11	A. FEINER, Dr. ZICHNER, West-Deutschland Die Dichtung der Agersperre	177
34/12	E. GRUNER, Schweiz * Der Vorgang des Talsperrenbruches	197
34/13	C. D. CROSTHWAITE, J. K. HUNTER, England * 40 Jahre Erfahrungen über das Altern der Sperren in Nord Wales	207
34/14	N. STUTTERHEIM, J. A. P. LAURIE, N. SHAND, Südafrika Schäden an einer Gewölbereihenmauer als Ergebnis besonders starken Schwindens der Zuschläge	227
34/15	P. S. BHATNAGAR, I. P. KAPILA, R. P. SHARMA, Indien * Das Verhalten der Bhakra-Sperre	245
34/16	M. ŠIMEK, ČSSR Sickerströmungen in Dämmen, Messungen und Erfahrungen	275
34/17	V. PAULE, V. STADNÍK, ČSSR Das Verhalten und die Verschlechterung des Zustandes von gemauerten und betonierten Talsperren	287
34/18	L. O. EMMELIN, H. O. WELINDER, Schweden Messungen zur Kontrolle von Sickerströmungen bei Dämmen auf durchlässigem Untergrund	295
34/19	P. CABANIOLS, A. TAILLEBOT, P. CAPPONI, H. CAMBEFORT, A. MAYER, Frankreich Die Wiederinstandsetzung von Staumauern	307
34/20	P. COMBELLES, J. BERNARD, Frankreich Beobachtete Sickerströmungen an den Sperren der Electr. de France	337
34/21	S. SALLSTRÖM, Schweden Plastik-Beschichtung zur Dichtung alter Betonstaumauern	369
34/22	G. FRISTRÖM, S. SALLSTRÖM, Schweden Kontrolle und Überholungen an bestehenden Betonstaumauern in Schweden	383
34/23	M. ROCHA, A. F. DA SILVEIRA, O. V. RODRIGUES u. a., Portugal * Verhalten einer großen Staumauer während des ersten Anstaus	403
34/24	B. MATHER, USA * Einflüsse auf die Verschlechterung des Betons in Staumauern und Maßnahmen gegen diese	419
34/25	R. B. JANSEN, USA * Verhalten und Alterung von Staumauern in Kalifornien	435
34/26	K. VLASTOS, Griechenland	457

	Untersuchung der Sickerverluste der PIDIMA-Sperre am Ladhonfluß im Peloponnes	
34/27	I. ÄLPSÜ, Türkei	477
34/28	Untersuchungen über die Wasserverluste beim Speicher May R. HEGGSTAD, R. MYRAN, Norwegen	491
* 34/29	Untersuchungen an 132 norwegischen Betonstaumauern CHR. F. GRÖNER, Norwegen	519
* 34/30	Die Verwendung von Plastikfolien für den Schutz und die Wiederherstellung schadhafter Betonstaumauern G. WILLM, N. BEAUJOINT, Frankreich	529
* 34/31	Die Methoden der Talsperrenüberwachung bei der E. d. F. Alte Probleme, neue Lösungen G. TURENNE, S. VALENT, Kanada	551
* 34/32	Die Kontrolle des Verhaltens der Manicougansperre S. YA. EIDELMAN, UdSSR	571
* 34/33	Verformungs- und Spannungsmessungen an der Staumauer Bratsk am Angara-Fluß A. H. M. ABU-EL DAHAB, U. Arabische Republik	591
34/34	Messungen der Festigkeit der alten Assuan-Sperre H. SISTONEN, Finnland	609
34/35	Abdichtung undichter Schichten unter einem Erddamm und unter einem Talhang mittels ICOS-VEDER Verfahren B. GILG, Schweiz	629
* 34/36	Langzeitmessungen an der MAUVOISIN-Sperre E. STEFKO, G. INNERHOFER, Österreich	645
34/37	Der Zustand der Vermunt-Sperre nach 30 Jahren Betrieb G. HORNINGER, H. KROPATSCHEK, Österreich	657
34/38	Felsgleitungen unterhalb der Sperre Gmünd und Maßnahmen zur Sicherung der Sperre R. WIDMANN, Österreich	671
34/39	Auswertung der Deformationsmessungen an Betonsperren W. SCHOBER, Österreich	677
34/40	Das Verhalten des Gepatsch-Steinbrocken-Dammes H. W. KOENIG, K. H. IDEL, West-Deutschland	701
34/42	Deformation eines Steinbrockendamms mit bituminöser Außenhautdichtung bei Belastung T. B. NICOL, J. M. BAIRD, Dr. W. CAMIGLIERI, F. CARTER, Australien	713
* 34/43	Alterungsprobleme bei der Avon-Sperre Z. MIKUCKI, Polen	731
34/44	Untersuchungen der Stabilität von Böschungen einiger Sperren auf "Karpatischem Flysch" K. FANTI, J. KOWALEWSKI, K. FIEDLER, A. HERMANOWSKI, Polen	739
34/45	Begrenzung der Sickerungen in einem Erddamm mittels Zementinjektionen bei normalem Wasserdruck D. MILOVANOVIĆ, Jugoslawien	751
* 34/45	Das Verhalten einer Gewölbemauer im Versuch bei Sickerungen und Deformationen eines Widerlagers	

35/9	L. BERNELL, Schweden Winterbau bei Steinbrockendämmen	161
35/10	A. LILIEBERG, F. DAHLSTEDT, H. FAGERSTRÖM, Schweden Der Erddamm Luossajarvi	177
35/11	E. ARHIPAINEN, Finnland Der Erd-Stein-Damm der Wasserkraftanlage Yla-Tumora	195
35/12	G. PIRA, L. BERNELL, Schweden Der unter Wasser gegründete Erddamm Jarkvissle	213
35/13	F. BUO, A. ELMROTH, G. FRISTRÖM, S. SÄLLSTRÖM, Schweden Einige Untersuchungen bezüglich der Winterbetonierung, Isolierung und der Mindest erhärtungszeit des Betons mit Zementen niedriger Wärmeentwicklung	221
35/14	M. D. COPEN, USA * Auswahl einiger Entwurfskriterien für Betonsperren unter Erdbebeneinfluß	239
35/15	A. A. STONE, E. S. SMITH, USA Die praktische Anwendung von dynamischen Kriterien für die seismische Berechnung von Erddämmen	259
35/16	A. R. GOLZE, H. B. SEED, B. B. GORDON, USA Der erdbebensichere Entwurf der Oroville-Sperre	281
35/17	A. G. YAGUE, Spanien Spanische Richtlinien für erdbebensichere Talsperren	301
35/18	O. M. URAL, Türkei Entwurf und Ausführung von erdbebensicheren Talsperren in der Türkei	311
35/19	A. D. W. SPARKS, Südafrikanische Republik Oberflächliche Rutschungen, Überströmung und Verstär- kung von Stein- und Erddämmen	327
35/20	CHR. F. GRÖNER, Ö. ÖDEGÅRD, Norwegen Beschreibung der Unterwasserbetonierung der Sperre Elvaga am Elvaga-See in Norwegen	351
35/21	W. D. L. FINN, Kanada Das Verhalten von Erddämmen bei Erdbeben	355
35/22	H. Q. GOLDER, D. J. BAZETT, Kanada Schüttung eines Erddammes unter Wasser	369
35/23	S. V. MEDVEDEV, A. P. SINITSYN, ČSSR Kriterien für die Erdbebensicherheit von Erddämmen	389
35/24	M. B. GINZBURG, C. A. MALTSOV, UdSSR Der Einfluß der Spannungen auf die Dauerhaftigkeit von Betonsperren, die unter strengen, klimatischen Verhält- nissen errichtet wurden	399
35/25	D. M. A. HACAR, Spanien Besonderheiten beim Entwurf von Talsperren unter Erd- bebenwirkung, Näherungsrechnung	415
35/26	G. OBERTI, D. E. LAULETTA, F. ASCE, Italien Versuche an Staumauermodellen zur Erforschung der Erd- beben-Widerstandsfähigkeit	431

35/27	D. M. C. CHATURVEDI, B. K. SHARMA, Indien	443
	Berücksichtigung der Erdbeben beim Entwurf von Erddämmen	
35/28	M. G. SPEEDIE, J. F. TADGELL, S. R. CARR, Australien	471
	Die Verwendung von hydraulischen Modellen bei der Planung von Wasserdurchflüssen durch Steindämme	
35/29	D. H. W. KOENIG, West-Deutschland	485
	Die Zerstörung der Sorpe-Sperre durch Erschütterungen und die Wiederherstellung	
35/30	E. NEUHAUSER, W. WESSIAK, Österreich	499
	Die Schüttung des Gepatsch-Dammes im Winter	
35/31	N. KHAN, A. SIDDIQUI, Pakistan	507
	Entwurfsarbeiten für den Tarbela-Damm in einer Erdbebenzone	
35/32	M. B. RAJČEVIČ, Jugoslawien	529
	Die Sperre Vrtac. Dammbau unter Wasser und unter besonders ungünstigen Verhältnissen	

3.5 Generalberichte u. nationale Listen

		Band V	
		Seite	
GB/32	A. BOURGIN, Frankreich	französisch	1
		englisch	41
	nationale Liste		81
GB/33	V. OÑATE GIL, Spanien	englisch	87
		französisch	105
	nationale Liste		123
GB/34	JOHN P. BUEHLER, USA	englisch	129
		französisch	177
	nationale Liste		229
GB/35	S. OKAMOTO, Japan	englisch	235
		französisch	261
	nationale Liste		289

3.6 Sammelberichte der nationalen Komitees

		Band IV	
		Seite	
SB/1	Australien	545	englisch
SB/2	Tschechoslowakei	585	französisch
SB/3	Kanada	599	englisch
SB/4	Türkei	639	englisch
SB/5	Finnland	669	englisch
SB/6	Italien	687	englisch
SB/7	Vereinigte Staaten	735	englisch
SB/8	Frankreich	785	französisch

SB/9	Schweden	811	englisch
SB/10	Südafrika	831	englisch
SB/11	Portugal	871	französisch
SB/12	Jugoslawien	889	englisch
SB/13	Argentinien	907	französisch
SB/14	Indien	931	englisch

3.7 Mitteilungen

			Band V
Bericht,	Verfasser, Land, Text des Berichtes		Seite
M 1	R. IIDA, R. MIKE, Japan		297
*	Untersuchungen des Verhaltens und die Sicherheitskontrolle von Gewölbemauern		
M 2	T. SAWADA, K. TORIYAMA, Japan		313
	Eine Berechnungsmethode für die Ermittlung des Porenwasserdruckes in Erddämmen		
M 3	N. J. COCHRANE, England		325
	Eine ingenieurmäßige Abschätzung des Risikos bei der Vorhersage von Hochwässern während der Bauzeit von Talsperren		
M 4	K. CECEN, M. BAYAZIT, Türkei		343
	Der freie Fall von Zylindern durch das Wasser in einer vertikalen Röhre und der "Standard Penetration Test" im Wasser		
M 5	G. HAJDIN, Jugoslawien		359
	Seitliche Entlastungskanäle für die Abfuhr von Hochwässern		
M 6	VILLEMAGNE, BOURRIOT, BRINGER, LASAILLY, HENOCQUE, Frankreich		367
	Die wasserdichten Oberflächen der Dämme von Saint-Cécile d'Andorge und Salagou		
M 7	J. L. SERAFIM, A. DEL CAMPO, M. GUERRERO, R. DE URENA, Spanien		381
*	Gedanken zur Unterströmung von Betonsperren und zur Verformung des Felsuntergrundes		
M 8	A. PRONSATO, C. H. ZARAZAGA, Argentinien		407
	Der Damm El Horcajo. Messungen für die Standsicherheit der Fundierung		
M 9	A. GETE-ALONSO, Spanien		421
	Der Sicherheitsbegriff und seine Anwendung auf die Fundierung der Sperre Mequinenza		
M 10	F. J. FARHI, H. HAMON, Frankreich/Indonesien		457
	Die Sperre Djatiluhur, Deformationen der Schüttung und Risse im Kern		
M 11	J. S. FERNANDES, A. A. DA CRUZ, J. FERREIRA, Portugal		479
	Berechnung der Spannungen infolge Eigengewichtes bei Gewölbemauern mit stark überhängender Luftseite		

M 12	P. WISNER, Rumänien Hydraulischer Entwurf für eine Hochwasserentlastung mit Grundablässen unter hohem Druck	495
M 13	P. M. MANE, Indien Erdbeben im Projektionsgebiet der Sperre Koyna	509
M 14	H. SANDI, D. DRAGOMIR, I. TOMA, Rumänien Seismische Schwingungen von Gewölbemauern	519
M 15	O. ZIENKIEWICZ, J. K. CHEUNG, England A. ÁLVARES RIBEIRO, M. C. AZEVEDO, M. J. FERREIRA, J. PEDRO, Portugal Vergleich einer rechnerischen und modellmäßigen Untersuchung des Entwurfes einer Gewichtshohlmauer	533
M 16	A. REBOLLO, Spanien Die Untersuchung der Gründung der Susqueda-Sperre	555
M 17	M. ALONSO, G. GOMEZ LAA, Spanien Fugendichtung bei Betonstaumauern	571
M 18	A. PEREA, J. R. TEMEZ, Spanien Kennziffern zur Beurteilung von Talsperren	583
M 19	A. PEREA, G. EIGUREN, Spanien Das Projekt der Sperre Setefilla	593
M 20	F. LUGIEZ, P. GUILLOT, Frankreich Beitrag zur hydrologischen Statistik für den Entwurf von Entlastungsanlagen und den Betrieb großer Talsperren	601
M 21	P. PATIN, Frankreich Ermittlung der Linien gleicher Spannung in dünnen Gewölbemauern vom Standpunkt aus, deren Erscheinungsform und die Sicherheit der Fundierung zu verbessern	615
M 22	A. RUTTNER, Österreich Die Erhöhung von Staumauern unter der Verwendung von vorgespannten Ankern und die sich dabei ergebenden Probleme	639
M 23	F. WESTENBERGER, West-Deutschland Setzungs- und Verschiebungsmessungen in Erddämmen	653
M 24	Dr. M. SCHMIDT, West-Deutschland Der Turm für die Hochwasserentlastung des Dammes Innerste als Mehrzweckbauwerk	683
M 25	K. H. IDEL, West-Deutschland Alterserscheinungen einer Gewichtsmauer in Quadermauerwerk und die Behebung der Schäden	693

3.8

Diskussions-Beiträge

Band VI
Seite

D 32	107
D 33	225
D 34	337
D 35	469

4. VERZEICHNIS DER BEIM KONGRESS BEHANDELTEN SPERREN

Gewichtsmauern

Name der Sperre	Land	Jahr	Höhe	Länge	Bericht
Agaro	Italien	1940	57 m	--	34/48
Ager	BRD	1950	40 m	--	34/11
American Falls	USA	1927	29 m	1594 m	SB/7
Arrowrock	USA	1915	107 m	--	34/5
Assuan	Ägypten	--	22 m	1400 m	34/33
Avon	Australien	1927	71 m	222 m	34/42
Bao	Spanien	1960	107 m	257 m	33/21, 34/8
Barceno	Spanien	--	100 m	--	32/34
Beauregard	Italien	1957	132 m	408 m	34/50
Bembezar	Spanien	--	95 m	--	32/34
Bhakra	Indien	1963	225 m	500 m	32/66, 33/43, 34/15
Boone	USA	1952	49 m	467 m	32/30
Bratsk	UdSSR	1965	120 m	924 m	34/32
Brünn	ČSSR	1940	33 m	120 m	34/16
Careser	Italien	1940	66 m	440 m	34/48
Campañana	Spanien	--	46 m	--	M/17
Carrapatelo	Portugal	--	57 m	300 m	M/15
Castro	Spanien	--	56 m	--	33/22
Cenajo	Spanien	--	95 m	--	32/34
Chambon	Frankreich	--	--	--	33/27
Chickamanga	USA	1940	39 m	--	34/5
Chief Josef	USA	1954	67 m	--	34/6
Cignana	Italien	1928	58 m	402 m	34/50
Cherokee	USA	1941	53 m	2060 m	32/30
Crystal Spring	USA	1888	47 m	--	34/5
Dardennes	Frankreich	1910	33 m	154 m	34/19
Douglas	USA	1943	62 m	520 m	32/30
Dworshak	USA	1966	211 m	1006 m	SB/7
d'Eguzon	Frankreich	1926	61 m	300 m	34/20
Fontana	USA	1944	115 m	721 m	32/30
Fuensanta	Spanien	--	82 m	--	32/34
Frain	ČSSR	1934	60 m	300 m	34/16
d'Gnioure	Frankreich	1949	70 m	262 m	34/20
Green Peter	USA	1966	104 m	442 m	32/29
Guadalma	Spanien	--	96 m	--	M/17
Guerledan	Frankreich	1930	54 m	206 m	34/20, 34/19
Guluc	Türkei	--	22 m	95 m	32/38
Hella Canyon	USA	--	92 m	--	SB/7
Hiwassee	USA	1940	94 m	419 m	32/30, 34/5
Iznajar	Spanien	--	120 m	410 m	32/35, M/17
Kamyk	ČSSR	1963	24 m	84 m	34/16
Karlsbad	ČSSR	1936	34 m	210 m	34/16

Khadakwasla	Indien	1960	32 m	1040 m	34/53
Klicava	ČSSR	1955	47 m	170 m	34/16
Konoyama	Japan	1924	--	--	D/34 Takai
Koyna	Indien	--	110 m	600 m	M/13, SB/14
Krimov	ČSSR	1958	30 m	127 m	34/16
Krizanovic	ČSSR	1954	30 m	--	34/16
Krusberg	ČSSR	1955	39 m	284 m	34/16
Labska	ČSSR	1916	41 m	153 m	34/16
Lac d'Arno	Italien	1917	40 m	--	34/48
Lac d'Avio	Italien	1929	39 m	--	34/48
Lac d'Salárno	Italien	1928	41 m	--	34/48
Lipno	ČSSR	1961	42 m	199 m	34/16
Lister	BRD	1909	40 m	264 m	32/43
Marunuma	Japan	1930	--	--	D/34 Takai
Mequinenza	Spanien	--	80 m	460 m	M/9, D/32 Fumagalli D/32 Millet
Millers Ferry	USA	1966	9 m	22 m	32/29
Montefurado	Spanien	--	42 m	--	33/21
Morasco	Italien	1940	59 m	656 m	34/48, 50
Mountain Chute	Canada	1967	52 m	426 m	SB/3
Neye	BRD	--	33 m	250 m	M/25
Norris	USA	1936	81 m	567 m	32/30, 34/5
Orlik	ČSSR	1963	91 m	550 m	34/16
Porsuk II	Türkei	--	--	--	33/23
Ranapatap	Indien	--	43 m	--	SB/14
Rio Hondo	Argentinien	--	26 m	200 m	32/18
Robiei	Schweiz	1965	66 m	365 m	32/14
Rozas	Spanien	--	70 m	--	M/17
Sancelle	Spanien	--	139 m	--	33/22
Slapy	ČSSR	1956	72 m	229 m	34/16
Spullersee	Österreich	1925	34 m	278 m	M/22
Srisailam	Indien	--	143 m	--	SB/14
Sukenobu	Spanien	1931	45 m	125 m	34/3
Tims Ford	USA	1967	--	--	D/32 Palo, SB/7
Toggia	Italien	1932	46 m	--	34/48
Torrejon	Spanien	1960	62 m	300 m	32/33
Uryu	Japan	1943	45 m	216 m	34/3
Valdemurrio	Spanien	--	40 m	--	M/17
Vermunt	Österreich	1930	53 m	386 m	34/36
Vilasouto	Spanien	--	55 m	--	M/17
Villalcampo	Spanien	--	52 m	--	33/22
Wells	USA	--	57 m	345 m	SB/7
Wheler	USA	1936	22 m	1930 m	32/30
Zermanic	ČSSR	1958	37 m	314 m	34/16

Gewölbesperren

Name der Sperre	Land	Jahr	Höhe	Länge	Bericht
Aldeadavilla	Spanien	1963	83 m	--	33/22, D/33 Gallindez
Alto Rabagão	Portugal	1966	94 m	370 m	32/28, 57, 34/23 D/32 Weyermann
Ambiesta	Italien	1956	60 m	160 m	34/49
Ayakita	Japan	1954	75 m	174 m	M/1
Barca	Spanien	--	73 m	--	M/17
Barcis	Italien	1950	50 m	--	34/49
Bort	Frankreich	1951	121 m	390 m	33/38, 34/20
Boundary	USA	--	110 m	155 m	SB/7
Bromme	Frankreich	1933	36 m	--	34/19
Cabora Bassa	Mozambique	--	155 m	--	SB/11
Cachi	Costa Rica	--	--	--	32/57, M/26, D/35 Serafim
Cambambe	Port. Afrika	1966	85 m	300 m	32/57
Canicada	Portugal	1954	76 m	--	32/8
Ca'Selva	Italien	--	110 m	--	D/32 Fumagalli
Castelo do Bode	Portugal	--	115 m	--	33/18
Cethana	Australien	--	106 m	--	32/10
Chastang	Frankreich	1951	85 m	300 m	33/27, 34/20
Contra	Schweiz	1965	220 m	380 m	32/15, D/34 Schum
Cuesque	Frankreich	1950	63 m	272 m	34/20
Cueza	Spanien	--	--	--	D/35 Vriel
Devils Gate	Australien	--	81 m	--	SB/1
Drossen	Österreich	1955	112 m	350 m	34/38
East Campon	USA	--	79 m	104 m	35/14
Emosson	Schweiz	--	176 m	--	D/32 Fumagalli
Euchanel	Frankreich	1950	68 m	230 m	34/20
St. Esteban	Spanien	--	123 m	250 m	M/7
Etienne	Frankreich	1945	75 m	270 m	34/20
St. Eulalia	Spanien	1966	74 m	211 m	32/32, 58
Futase	Japan	1962	95 m	290 m	M/1
Gage	Frankreich	1954	40 m	--	34/19
Gmünd, Gerlos	Österreich	1944	39 m	69 m	34/37
Gökcekaya	Türkei	--	158 m	466 m	SB/4
Grančarevo	Jugoslawien	1960	123 m	350 m	32/58, 60, D 32/Fumagalli, D/32 Krsmanovic
Idbar	Jugoslawien	1959	38 m	105 m	34/45
Isola	Schweiz	1960	45 m	290 m	32/56
Isolato	Italien	--	--	--	D/34 Fanelli
Jocicia	Spanien	--	88 m	--	M/17
Kariba	Rhodesien	1960	125 m	615 m	33/28
Krokströmmen	Schweden	--	45 m	--	D/32 Reinius
Kukuan	Formosa	1962	85 m	125 m	32/12
Kurobe	Japan	1963	186 m	475 m	34/4, D/32 Fumagalli

L'Aigle	Frankreich	1947	95 m	290 m	D/33 Bellier
Lumiel	Italien	1950	136 m	158 m	34/49
Maentworg	England	1927	27 m	150 m	34/13
Manicougan	USA (Canada)	1965	105 m	360 m	32/48, 34/31
Marèges	Frankreich	--	106 m	--	D/33 Bellier
Massa	Schweiz	--	125 m	--	33/37
Matalaville	Spanien	--	106 m	--	M/17
Matilija	USA	1949	50 m	--	34/5
Miranda	Portugal	1960	80 m	260 m	32/8
Monceaux	Frankreich	1946	34 m	123 m	34/20
Monteynard	Frankreich	1962	155 m	--	33/27, 34/20, D/33 Bellier
Monticello	USA	--	93 m	311 m	35/14
Morrow Point	USA	--	143 m	219 m	35/14
Mossyrock	USA	1966	185 m	380 m	SB/7
Mouvoisin	Schweiz	1957	237 m	520 m	34/35
Mratinse	Jugoslawien	--	--	--	D/32 Drnovsek
Muromaki	Japan	1961	81 m	153 m	M/1
Mykstufoss	Norwegen	--	18 m	55 m	32/46
Narugo	Japan	1962	85 m	215 m	M/1
New Bullards Bar	USA	1967	197 m	579 m	SB/7
Neves	Italien	--	92 m	--	34/49
Nhamiringa	Port. Mo- zambique	--	85 m	280 m	M/11
Odeaxare	Portugal	1958	45 m	--	32/57
Parker	USA	1938	98 m	--	34/5
Pertusillo	Italien	--	103 m	--	D/32 Fumagalli, SB/6
Picote	Portugal	--	100 m	--	33/18, 19
Pieve di Cadore	Italien	1950	55 m	410 m	34/49
Place Moulin	Italien	1965	155 m	678 m	32/52, 34/49
Pongolapoort	Südafrika	--	89 m	338 m	32/39
Rapel	Chile	--	110 m	--	D/32 Fumagalli D/35 Vormeringer
Riano	Spanien	--	96 m	--	M/17
Ricobayo	Spanien	--	95 m	--	33/22
Roselend	Frankreich	1960	120 m	150 m	34/8, 34/20
Saint-Pierre- Cognet	Frankreich	--	--	--	33/27
Salamonde	Portugal	1953	75 m	--	32/8
San Esteban	Spanien	--	123 m	250 m	33/33, M/7
Santa Eulalia	Spanien	--	74 m	211 m	32/32, 57
Setefilla	Spanien	--	35 m	--	M/19
Slab Creek	USA	1966	76 m	253 m	SB/7
Smith Mountain	USA	--	72 m	249 m	SB/7
Soria	Spanien	--	130 m	--	M/17
Stramentizzo	Italien	--	61 m	--	34/49
Stewart Mountain	USA	1930	63 m	--	34/5
Susqueda	Spanien	--	135 m	376 m	M/16

Talvacchia	Italien	1960	77 m	221 m	34/46, SB/8
Tignes	Frankreich	1952	160 m	380 m	D/34 Le May
Tolla	Frankreich	--	90 m	--	34/8, D/34 Londe, SB/8
Torio	Spanien	--	100 m	--	M/17
Triouzone	Frankreich	--	27 m	145 m	34/20
Tweerivieren	Südafrika	--	73 m	132 m	32/40
Vajont	Italien	--	265 m	--	D/32 Fumagalli
Val Galina	Italien	1951	92 m	228 m	34/49
Valdecanas	Spanien	1965	36 m	218 m	M/17
Vidraru	Rumänien	--	165 m	295 m	M/14
Villarino	Spanien	--	190 m	--	33/22
Vodo	Italien	--	42 m	--	34/49
Vouglans	Frankreich	1968	130 m	315 m	32/49, SB/8
Walters	USA	1930	58 m	--	34/5
Yellowtail	USA	--	160 m	442 m	35/14

Sperrren mit Strebepfeilern

Pfeilerkopfmauern – Gewölbereihenmauern – Gewichtshohlmauern

Name der Sperre	Land	Jahr	Höhe	Länge	Bericht
Calacuccia	Frankreich	--	72 m	265 m	SB/8
Casoli	Italien	--	--	--	SB/6
Chandreja	Spanien	1953	85 m	--	33/21
Churcill	Südafrika	1943	40 m	24 m	34/14
Corbara	Italien	1960	52 m	412 m	34/46
Girotte	Frankreich	1948	48 m	--	34/19, 20
Grandval	Frankreich	1959	88 m	--	34/20
Konoyama	Japan	1924	20 m	118 m	34/3
Magawa	Japan	1930	20 m	105 m	34/3
Manic	Canada	--	210 m	1260 m	33/32, 34/3
Marunuma	Japan	1930	33 m	88 m	34/3
Mattate	Japan	1929	22 m	61 m	34/3
Meadowbank	Australien	1967	43 m	--	32/9
Miranda	Portugal	1960	80 m	263 m	32/8
Mitaki	Japan	1936	24 m	83 m	34/3
Olef	BRD	1956	59 m	--	32/7
Ombara	Japan	1928	23 m	94 m	34/3
Phalaborwa	Südafrika	--	--	--	33/34
Pidima	Griechenland	1953	56 m	103 m	34/26
Roseires	Sudan	1964	68 m	1030 m	D/33 Schmidt
Stony George	USA	1928	42 m	--	34/5
Strimtori	Rumänien	1964	52 m	200 m	32/71
Tresna	Polen	--	--	--	32/64
Valgrosina	Italien	1960	51 m	286 m	32/53
Zytawska	Polen	1967	35 m	306 m	32/64

D ä m m e

Name der Sperre	Land	Jahr	Höhe	Länge	Bericht
Abiquin	USA	1965	97 m	--	34/6
Ainono	Japan	1961	41 m	119 m	35/2
Alakir	Türkei	--	--	--	33/23
Altinapa	Türkei	1958	31 m	230 m	32/36
Arrow	Canada	--	57 m	867 m	35/22, SB/3, D/35 Bazett
Asen	Schweden	--	26 m	700 m	32/27
Assuan	Ägypten	1968	111 m	8600 m	32/17, 33/36 D/32 Selim
Backwater	England	1962	43 m	549 m	32/16
Balderhead	England	1965	48 m	--	34/9
Baldwin Hills	USA	--	--	--	D/35 Golze
Barikese	Ghana	--	--	--	33/8
Beas-Pong	Indien	--	116 m	--	32/67, 33/44, SB/14
Bever	BRD	1938	41 m	520 m	34/2
Bigge	BRD	1955	52 m	--	34/40
Borumba	Australien	1964	44 m	343 m	SB/1
Castaic	USA	1970	102 m	1586 m	D/35 Golze
Castaic	USA	1970	102 m	1586 m	SB/7
St. Cecile	Frankreich	1970	45 m	154 m	M/6
Cedar Springs	USA	--	60 m	--	D/35 Golze
Colebrook	USA	1968	68 m	396 m	SB/7
Del Valle	USA	1968	--	--	SB/7
Djatiluhur	Indonesien	1965	100 m	1200 m	M/10
Duncan Lake	Canada	1966	32 m	--	32/31
Durlaßboden	Österreich	1967	70 m	475 m	32/42, D/33 Simmler
East Branch	USA	1957	56 m	--	34/6
Eggberg	BRD	--	31 m	1330 m	M/23
El Horajo	Argentinien	--	117 m	740 m	M/8, SB/13
Fontenella	USA	1961	50 m	--	32/5
Furnás	Brasilien	1963	123 m	554 m	33/35
Gallejaur	Schweden	1964	55 m	520 m	SB/9
Geehi	Australien	1966	91 m	265 m	SB/1
Gepatsch	Österreich	1964	153 m	--	32/3, 41, 34/39, 35/30, D/34 Schober
Granada	USA	1954	26 m	--	34/6
Guarico	Venezuela	1956	30 m	1400 m	D/32 Tipton
Hackren	Schweden	1965	53 m	730 m	32/23, SB/9
Hamnardorsen	Schweden	1928	--	--	34/18
Hell Hole	USA	1966	125 m	479 m	SB/7
Henne	BRD	1955	52 m	--	34/40
Hille Creek	USA	--	103 m	--	34/6
Höljes	Schweden	1962	88 m	400 m	32/24
Inerste	BRD	--	35 m	750 m	M/24
Jackvissle	Schweden	1959	21 m	--	35/12

Jesenice	ČSSR	1961	22 m	770 m		34/6
Kainji	Nigeria	--	--	--		33/10
Keban	Türkei	--	--	--	33/24, 25, 31, SB/4	
Kemi	Finnland	1966	--	--	D/35 Arhippainen	
Lavond Gelace	Frankreich	1943	21 m	230 m		34/20
Letsi	Schweden	1962	80 m	570 m		35/9, SB/9
Lossen	Schweden	1961	30 m	1000 m		34/18
Luossajarvi	Schweden	--	15 m	800 m		35/10
Mactaquac	Canada	--	--	--		33/30, SB/3
Mangla	Pakistan	1963	116 m	3300 m	32/11, 31, 70,	33/9, 35/3
Manicougan	Canada	1965	105 m	360 m		32/48
Matemale	Frankreich	1960	33 m	984 m		34/20
Mattmark	Schweiz	1967	115 m	780 m	D/34 Gilg	
May	Türkei	--	28 m	420 m		34/27
Mica	Canada	1973	244 m	776 m		SB/3
Montargil	Portugal	--	48 m	--		32/8
Montta	Finnland	1955	21 m	--		34/34
New Exchequer	USA	1966	149 m	427 m		SB/7
Neye	BRD	1908	33 m	250 m		M/25
Obra	Indien	--	34 m	--		32/68
Oroville	USA	1967	235 m	2110 m	35/16, D/35 Golze	
Outardes	Canada	--	--	--		33/26
Parangana	Australien	--	44 m	229 m		SB/1
Pierre Benite	Frankreich	--	--	--		32/26
Portage Mounten	Canada	--	--	--		33/29, SB/3
Ramganga	Indien	--	--	--		33/45, SB/14
Rio Casca III	Brasilien	--	45 m	1070 m		32/20
Rio Hondo	Argentinien	--	20 m	4150 m	32/18, 19, SB/13	
Round Butte	USA	--	135 m	421 m	D/34 Patrick, 33/20	
Saint-Cecile						
d'Andorge	Frankreich	--	45 m	154 m		M/6
Salagon	Frankreich	--	60 m	350 m		M/6
Samrokai	Japan	1952	37 m	145 m		35/6
Sardis	USA	1946	35 m	--		34/6
Sari	Japan	1965	21 m	180 m		32/13
Saylorville	USA	1968	29 m	--		32/31
Seitakorva	Finnland	1955	20 m	3500 m		34/34
Seitevare	Schweden	1962	100 m	1450 m	33/27, 28, 35/9,	SB/9, D 35/Bernell
Serre Poncon	Frankreich	1960	124 m	600 m		34/20
Selevir	Türkei	1958	31 m	470 m		32/37
Sorpe	BRD	1934	59 m	700 m		35/29
Söse	BRD	1931	56 m	500 m		34/7
Steinbach	BRD	--	40 m	330 m		M/23
Sukia	Japan	1963	52 m	360 m		35/3
Summerville	USA	1965	119 m	--		34/6
Sylvenstein	BRD	1958	41 m	200 m		32/2
Tarbela	Pakistan	--	148 m	2740 m	35/31, D/33 Binger	

Tims Ford	USA	1967	--	--	D/32 Palo
Ukai	Indien	--	81 m	4927 m	32/69
Wanapun	USA	1962	27 m	--	32/31
West Point	USA	--	36 m	284 m	32/29, 31
Wister	USA	1949	20 m	--	34/6
Wuppertal	BRD	1938	40 m	520 m	34/2
Wyangala	Australien	1961	86 m	1510 m	SB/1
Yla-Tumora	Finnland	1965	50 m	1500 m	35/11
Zoccolo	Italien	1964	66 m	516 m	32/51

Schriftenreihe:

Die Talsperren Österreichs

- | | | |
|----------|---|---------|
| Heft 1: | Prof. Dr. A. W. Reitz: Beobachtungseinrichtungen an den Talsperren Salza, Hierzmann, Ranna und Wiederschwing (1954) | S 32,- |
| Heft 2: | Dipl. Ing. Dr. techn. Helmut Flögel: Der Einfluß des Kriechens und der Elastizitätsänderung des Betons auf den Spannungszustand von Gewölbesperren (1954) | S 26,- |
| Heft 3: | Prof. Dr. A. W. Reitz, R. Kremser u. E. Prokop: Beobachtungen an der Ranna-Talsperre 1950 bis 1952 mit bes. Berücksichtigung der betrieblichen Erfordernisse (1954) | S 48,- |
| Heft 4: | Prof. Dr. Karl Stundl: Hydrochemische Untersuchungen an Stauseen (1955) | S 20,- |
| Heft 5: | Prof. Dr. Josef Stini: Die baugelologischen Verhältnisse der österreichischen Talsperren (1955) | S 52,- |
| Heft 6: | Dipl. Ing. Dr. Hans Petzny: Meßeinrichtungen und Messungen an der Gewölbesperre Dobra (1957) | S 36,- |
| Heft 7: | Dozent Dipl. Ing. Dr. techn. Erwin Temmel: Limbergssperre, statistische Auswertung der Pendelmessungen (1958) | S 30,- |
| Heft 8: | Dr. techn. Dipl. Ing. Roland Kettner: Zur Formgebung und Berechnung der Bogenlamellen von Gewölbemauern (1959) | S 54,- |
| Heft 9: | Dipl. Ing. Hugo Tschada: Sohlwasserdruckmessungen an der Silvrettasperre (1959) | S 30,- |
| Heft 10: | Dipl. Ing. Wilhelm Steinböck: Die Staumauer am Großen Mühldorfersee (1959) | S 48,- |
| Heft 11: | Dipl. Ing. Dr. techn. Ernst Fischer: Beobachtungen an der Hierzmannsperre (1960) | S 30,- |
| Heft 12: | Prof. Dr. Hermann Grengg: Statistik 1961, 1964 auch in englischer Sprache erschienen (1962) | S 252,- |
| Heft 13: | Dipl. Ing. Alfred Orel: Gesteuerte Dichtungsarbeiten beim Erddamm des Freibachkraftwerkes Kärnten (1964) | S 38,- |
| Heft 14: | Neuere Beobachtungen (1964) | S 50,- |
| Heft 15: | Sammel-Ergebnisse des 8. Talsperren-Kongresses in Edinburgh (1966) | S 100,- |
| Heft 16: | Dipl. Ing. Otto Ganser: Die Meßeinrichtungen der Staumauer Kops 1968 (1968) | S 60,- |

ERGÄNZUNGEN

- I. Bei Punkt 2.3 (Frage 34) ist im „Inhalt“ (S. 3) sowie im Text (S. 40) der Name des Verfassers einzufügen: „von Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Petzny“.
- II. Während der Herstellung des Heftes wurden weitere Kongressveröffentlichungen ins Deutsche übersetzt. Es werden deshalb alle in deutscher Sprache vorliegenden Veröffentlichungen nachstehend zusammengefaßt, unbeschadet ihrer bereits teilweisen Kennzeichnung durch ein Sternchen (*) im „Verzeichnis der Veröffentlichungen des Kongresses“ (S. 86—101). Die Benennung erfolgt durch die dort eingeführten Kurzzeichen.

In deutscher Sprache liegen vor:

32/10, 12, 15, 41, 49, 54, 58, 60

D/32: Diskussionsbeiträge Rocha, Lauffer, Rosello, Palo, Drnosek, Kresmanovicz, Renius, Rocha

GB/32

33/4

34/4, 12, 13, 15, 23, 24, 25, 28, 29, 30, 31, 32, 35, 38, 39, 40, 42, 45, 46

GB/34

D/34: alle Diskussionsbeiträge

35/1, 7, 30

GB/35

M 1, 7, 15, 17, 22, 25

Zusammenfassungen und Empfehlungen zu den Fragen 32, 33, 34 und 35.

- III. Das beiliegende Blatt „Injektionsschirme“ bitten wir zwischen den Seiten 16 und 17 des Heftes einzulegen. Die Tabelle gehört vor dem letzten Absatz auf Seite 16 eingefügt.

Einlageblatt zwischen S. 16 und 17
 Die Tabelle „Injektionsschirme“ gehört vor dem letzten Absatz auf der Seite 16 eingeschoben.

Injektionsschirme:

Berichts-Nr.	Damm	Land	Fertigstellungs-jahr	Schirm-fläche (m ²)	Stau-höhe (m)	Schirm-tiefe (m)
32/2	Sylvenstein	Deutschland	1958	5.200	40	100
	Stramentizzo	Italien	1959	11.000	60	83
	Serre-Ponçon	Frankreich	1960	4.200	100	100
	Mission	Kanada	1960	6.200	60	150
	Kvistforsen	Sweden	1962	2.350	20	40
	Orto-Tokoy	USSR	1962	13.000	39	85
	Shek Pik	Hong-Kong	1962	8.500	55	25
32/27	Åsen	Schweden	1963	13.000	20	50
32/27	Gardiken	Schweden	1963	2.250	55	55
	Notre Dame de Commiers	Frankreich	1963	7.200	40	55
	Mont Cenis	Frankreich	1965	7.900	45	45
	Mattmark	Schweiz	1967	20.000	100	150
32/17	Assuan	V. A. R.	1967	54.700	75	225
32/42	Durlaßboden	Österreich	1968	10.579	70	74
32/16	Backwater	Schottland	im Bau	12.000	40	50
32/48	Manicouagan 3	Kanada	Projekt	7.600	105	120