

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

SCHRIFTENREIHE HERAUSGEGEBEN VON DER
ÖSTERREICHISCHEN STAUBECKENKOMMISSION,
DEM ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRTSCHAFTSVERBAND
UND DEM ÖSTERREICHISCHEN NATIONALKOMITEE
DER INTERNATIONALEN TALSPERRENKOMMISSION
SCHRIFTLÉITUNG: PROF. DR. HELMUT SIMMLER

HEFT 26

14. TALSPERRENKONGRESS IN RIO DE JANEIRO 1982

ÖSTERREICHISCHE BEITRÄGE VERFASST VON

Dipl.-Ing. H. Grassinger

Dipl.-Ing. H. Hauck

Dipl.-Ing. G. Innerhofer

Dipl.-Ing. J. Kobilka

Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. e. h. H. Lauffer

Dr. H. Loacker

Dipl.-Ing. R. Melbinger

Dipl.-Ing. A. Niel

Dipl.-Ing. Dr. techn. W. Pircher

Ing. K. Rienöbl

Dipl.-Ing. Dr. techn. L. Sametz

Dipl.-Ing. P. Schnelle

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. W. Schober

Dipl.-Ing. H. Schwab

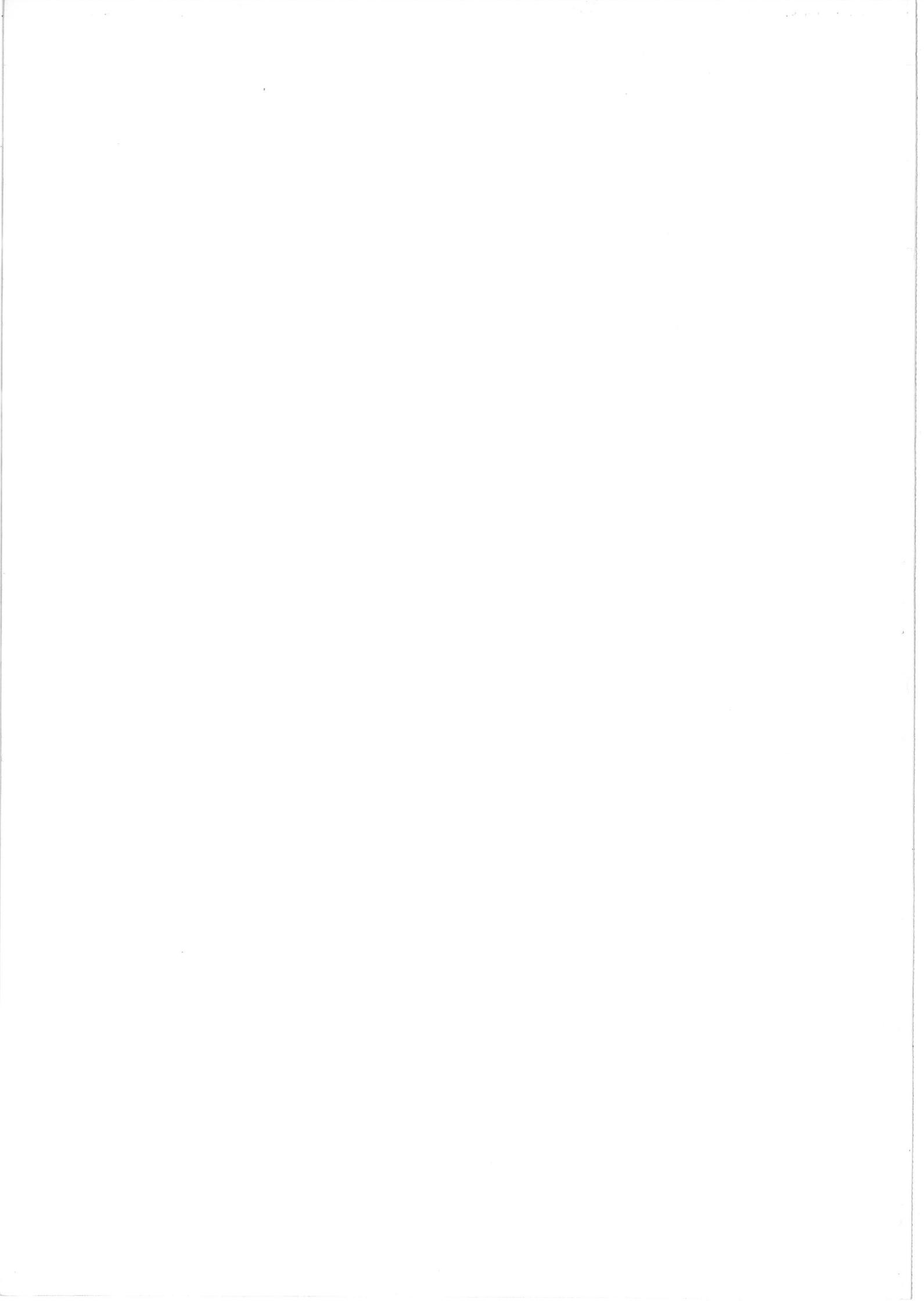
Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Simmler

Dipl.-Ing. N. Sommer

Dipl.-Ing. H. Stäuble

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Tremmel

Dipl.-Ing. Dr. techn. R. Widmann



DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

14. TALSPERRENKONGRESS IN RIO DE JANEIRO 1982

ÖSTERREICHISCHE BEITRÄGE VERFASST VON

Dipl.-Ing. H. Grassinger

Dipl.-Ing. H. Hauck

Dipl.-Ing. G. Innerhofer

Dipl.-Ing. J. Kobilka

Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. e. h. H. Lauffer

Dr. H. Loacker

Dipl.-Ing. R. Melbinger

Dipl.-Ing. A. Niel

Dipl.-Ing. Dr. techn. W. Pircher

Dipl.-Ing. Dr. techn. R. Widmann

Ing. K. Rienöbl

Dipl.-Ing. Dr. techn. L. Sametz

Dipl.-Ing. P. Schnelle

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. W. Schober

Dipl.-Ing. H. Schwab

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

Dipl.-Ing. N. Sommer

Dipl.-Ing. H. Stäuble

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Tremmel

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt.
Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die der Übersetzung,
des Nachdruckes, der Entnahme von Abbildungen, der Funksendung,
der Wiedergabe auf photomechanischem oder ähnlichem Wege
und der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen,
bleiben, auch bei nur auszugsweiser Verwertung, vorbehalten.

© 1982 by Österreichischer Wasserwirtschaftsverband
An der Hülben 4, A-1010 Wien

Druck: Akademische Druck- und Verlagsanstalt, Graz
Printed in Austria

55.82

Eigenverlag des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, Wien
In Kommission bei Springer-Verlag Wien - New York

ISBN 3-211-81693-3 Springer Verlag Wien - New York
ISBN 0-387-81693-3 Springer-Verlag New York - Wien

VORWORT DER SCHRIFTFLEITUNG

Der 14. Internationale Talsperrenkongress findet im Jahre 1982 in Rio de Janeiro statt. Zu den vier Themengruppen, die bei diesem Kongress behandelt werden, liegen auch von Österreichischer Seite mehrere Beiträge vor, die folgenden Themengruppen zugeordnet sind:

Frage Nr. 52 - Sicherheit der Talsperren in Betrieb

- a) Überprüfung der Entwurfsgrundlagen (Stabilitätskriterien, Bemessungshochwasser etc.).
- b) Meßeinrichtungen, Überwachung und Kontrolle der Sicherheit.
- c) Sanierungsmaßnahmen bei gefährdeten Sperren.
- d) Öffentliche Sicherheits- und Warneinrichtungen.

Frage Nr. 53 - Der Einfluß von Geologie und Geomechanik auf den Entwurf von Talsperren

- a) Geländeerkundung.
- b) Neue Aufschlußverfahren.
- c) Außergewöhnliche Gründungsverhältnisse (Karst, verwitterte und aufgelockerte Gründungssohlen, Störzonen, Gründungsgestein mit hohem Eigenspannungszustand).
- d) Probleme aufgrund ungenügender Aufschließerarbeiten.

Frage Nr. 54 - Speicherverlandung und Standsicherheit der Speicherhänge

A.) Speicherverlandung

- a) Ermittlung von Sedimentation und Verlandung.
- b) Kontrolle und Spülung der Sedimente.
- c) Auswirkungen im Unterwasser.

B.) Standsicherheit der Speicherhänge

- a) Geotechnische Fragen.
- b) Hydraulische Fragen.
- c) Andere Aspekte.

Frage Nr. 55 - Baustoffe und Konstruktionsmethoden für Staudämme und Fangedämme

- a) Auswahl der Materialien.
- b) Testverfahren und Qualitätskontrolle.
- c) Neue Baumethoden und Materialien.
- d) Oberflächen- und Innendichtungen.
- c) Gespülte Dämme.

Zu diesen Themengruppen liegen vier Beiträge zur Frage 52, ein Beitrag zur Frage 53, vier Beiträge zur Frage 54 und zwei Beiträge zur Frage 55 vor. Mit einem weiteren Generalbericht des österreichischen Nationalkomitees sind es insgesamt 12 Berichte. Da dieses Heft vor dem Kongress in Druck geht, muß auf die Veröffentlichung der zu erwartenden österreichischen Diskussionsbeiträge verzichtet werden. In den offiziellen Kongreßbänden können die österreichischen Beiträge in englischer und französischer Sprache nachgelesen werden. Um dies zu erleichtern, wurden die einzelnen Beiträge dieses Heftes mit den dort verwendeten Bezeichnungen versehen.

Im Namen des Herausgebers und als Schriftleiter nütze ich die Gelegenheit, allen Verfassern für ihre Mühe herzlichst zu danken.

H. Simmler

INHALTSVERZEICHNIS

Österreichische Beiträge zum 13.Talsperrenkongreß in Rio de Janeiro 1982

Seite

<u>Frage 52 :</u> Sicherheit der Talsperren in Betrieb		
R.11	Auswertung von Messungen der Felsverformungen bei der Bogengewichtsmauer Schlegeis INTERPRETATION OF DATA OBTAINED FROM MEASUREMENTS OF DEFORMATIONS IN THE FOUNDATION OF THE SCHLEGEIS ARCH DAM Dipl.-Ing.Dr.techn.R.Widmann, Dipl.-Ing.H.Stäuble	7
R.22	Abschätzung des Einflusses kurzfristiger Temperaturänderungen auf den Verschiebungszustand von Gewölbemauern ESTIMATION OF THE INFLUENCE OF SHORT - TERM TEMPERATURE CHANGES ON THE DISPLACEMENT STATE OF ARCH DAMS o.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.E.Tremmel	21
R.26	Hydraulische Modelluntersuchungen über Dammerstörungen als Folge von Überflutungen DAM FAILURE FROM OVERTOPPING STUDIED ON A HYDRAULIC MODEL o.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.H.Simmler Dipl.-Ing.Dr.techn.L.Sametz	31
R.64	Die Kontrolleinrichtungen und Alarmanlagen der Staudämme Finstertal und Gepatsch MONITORING AND ALARM EQUIPMENT AT THE FINSTERTAL AND GEPATSCH ROCKFILL DAMS Dipl.-Ing.Dr.techn.W.Pircher, Dipl.-Ing.H.Schwab	47
<u>Frage 53:</u> Der Einfluß von Geologie und Geomechanik auf den Entwurf von Talsperren.		
R.15	Der Dichtungsanschluß des Staudammes Bolgenach an verwitterten Mergel THE CONNEXION OF THE CORE OF THE BOLGENACH DAM TO WEATHERED MARL Dipl.-Ing.G.Innerhofer, Dr.H.Loacker	73
<u>Frage 54:</u> Speicherverlandung und Standsicherheit der Speicherhänge		
R.5	Verlandung kleiner Staubecken in hochalpinen Regionen SEDIMENTATION OF SMALL RESERVOIRS IN THE HIGH ALPS Dir.Ing.K.Rienößl, Dipl.-Ing. P.Schnelle	85
R.6	Die Stabilität der Felsumrahmung des Speichers Bolgenach THE STABILITY OF THE ROCK RIM OF THE BOLGENACH RESERVOIR Dipl.-Ing.G.Innerhofer, Dr.H.Loacker	101
R.10	Feststoffhaushalt in den Stauräumen der österreichischen Donaukraftwerke SEDIMENT REGIME IN THE BACKWATER PONDS OF THE AUSTRIAN RUN-OF-RIVER PLANTS ON THE DANUBE Dipl.-Ing.J.Kobilka, Dipl.-Ing.H.Hauck	109
R.28	Untersuchungen über den Feststofftransport in Gebirgsbächen der Ostalpen STUDIES ON SEDIMENT TRANSPORT IN MOUNTAIN STREAMS OF THE EASTERN ALPS Dipl.-Ing.Dr.techn.H.Lauffer, Dipl.-Ing.N.Sommer	119

<u>Frage 55:</u>	Baustoffe und Konstruktionsmethoden für Staudämme und Fangdämme	
R.9	Rückstaudämme und Fangdämme der Laufkraftwerke an der Österreichischen Donau EMBANKMENT AND COFFERDAMS FOR RUN-OF-RIVER STATIONS ON THE AUSTRIAN STRETCH OF THE DANUBE RIVER Dipl.-Ing.J.Kobilka, Dipl.-Ing.H.Grassinger	139
R.12	Membranartige Betonkerndichtungen für hohe Staudämme CONCRETE CORE DIAPHRAGM WALLS FOR HIGH EMBANKMENT DAMS o.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.W.Schober	157
GP/ RS.6	Talsperrenüberwachung und Alarmvorkehrungen in Österreich SURVEILLANCE AND EMERGENCY MEASURES FOR DAMS IN AUSTRIA Dipl.-Ing.R.Melbinger, Dipl.-Ing.A.Niel	169

14. TALSPERREKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

AUSWERTUNG VON MESSUNGEN DER FELSVORFORMUNGEN
BEI DER BOGENGEWICHTSMAUER SCHLEGEIS

Direktor Dipl.-Ing.Dr.techn. R. WIDMANN
Dipl.-Ing. H. STÄUBLE

1. DAS SICHERHEITSPROBLEM

Bekanntlich ist die selbstverständliche Frage nach dem numerischen Sicherheitsfaktor einer Talsperre nur bei oberflächlicher Betrachtung des Problems leicht zu beantworten, während dessen wirkliche Größe kaum erfaßbar ist. Auch bei den Bogenmauern gibt es verschiedene Möglichkeiten für die Definition eines numerischen Sicherheitsfaktors, bei deren Anwendung dann recht unterschiedliche Ergebnisse zu erwarten sind.

Dabei ist das Problem für den Sperrenkörper selbst noch relativ einfach. Die Beanspruchungen sind mit den modernen Rechenmethoden verläßlich erfaßbar und die Materialeigenschaften des Betons sind weitgehend bekannt. Bezieht man den Sicherheitsfaktor auf die Betonfestigkeit, sollte man sich aber dessen bewußt sein, daß dieser Sicherheitsfaktor z.B. die bekannte Abhängigkeit der Festigkeit von der Probengröße, den Einfluß einer Langzeitbelastung, einer Durchfeuchtung und allenfalls auch einer verringerten Festigkeit der Arbeitsfugen in bestimmten Ebenen zu berücksichtigen hat. Bezieht man den Sicherheitsfaktor auf die Belastung, ergeben sich unterschiedliche Werte, je nachdem, ob man das spezifische Gewicht von Beton und Wasser gleichmäßig erhöht (im allgemeinen höchster Sicherheitsfaktor) oder nur das spezifische Gewicht des Wassers erhöht oder auch eine Erhöhung des Wasserdruckes durch einen fiktiven Überstau (im allgemeinen kleinster Sicherheitsfaktor) annimmt.

Wesentlich schwieriger ist das Problem jedoch für den Untergrund der Talsperre. Die vom Sperrenkörper auf den Untergrund übertragenen Kräfte können mit der Berechnung noch einigermaßen zutreffend erfaßt werden und sind auch über die Gleichgewichtsbedingungen relativ leicht überprüfbar. Weder die Ausbreitung dieser Kräfte im Untergrund noch die Kluftwasserdrücke oder die Materialeigenschaften des Untergrundes sind jedoch ausreichend verläßlich bekannt, um einen numerischen Sicherheitsfaktor bestimmen zu können. Hier sei nur auf die vergleichsweise kleinen Felsvolumina verwiesen, die bei Labor- und auch bei in situ-Versuchen erfaßt werden können, während das Verhalten des Gebirges als Ganzes auch aus Versuchen nur mit einem gewissen Streubereich vorhergesagt werden kann. Bestimmt man z.B. den im allgemeinen maßgebenden Sicherheitsfaktor für die Gleitsicherheit, ergeben sich wieder stark unterschiedliche Werte, je nachdem, ob die Sicherheit auf eine Laststeigerung (mit der die Richtung der Kämpferresultierenden nur wenig beeinflußt wird) oder auf die Materialfestigkeit bezogen wird.

Messungen in der Natur können über die absolute Größe des Sicherheitsfaktors zwar auch keinen eindeutigen Aufschluß geben, doch kann man mit diesen Messungen unsichere Lastannahmen überprüfen (Sohl- und Kluftwasserdrücke) und den Nachweis erbringen, daß Verformungen von Bauwerk und Untergrund nach einigen Stauperioden im elastischen Bereich liegen. Im folgenden werden nun die Meßergebnisse an der Bogengewichtsmauer Schlegeis unter diesen Gesichtspunkten betrachtet.

2. DIE BOGENGEWICHTSMAUER SCHLEGEIS

Die Bogengewichtsmauer Schlegeis ist das Hauptbauwerk der Speicherkraftwerksgruppe Zemm im Zillertal (1). Die Talsperre wurde in den Jahren 1967 bis 1971 errichtet, der erste Teilstau begann 1970, der erste Vollstau wurde 1973 erreicht. Die Injektion der vertikalen Blockfugen, die bekanntlich von wesentlichem Einfluß auf das statische Verhalten einer Bogenmauer ist, wurde erstmals im Jahr 1970 durchgeführt und letztmalig im Frühjahr 1975 wiederholt.

Die Hauptdaten der Bogenmauer sind im folgenden zusammengestellt:

Höhe	131	m
Kronenlänge	725	m
Verhältnis Kronenlänge zur Mauerhöhe ...	5,5	
Kronenbreite	9	m
größte Mauerstärke	34	m
Betonvolumen	960 000	m ³
Stauziel	1 782,0	m
Absenkziel	1 680,0	m
Nutzzinhalt	127,7	hm ³
Wasserlast auf die Sperre bezogen auf die Aufstandsfläche	2,2 Mio.	t

Die Bogenmauer ist auf einem ziemlich einheitlichen 2-Glimmer-Gneis gegründet, der in größeren Abständen von dunklen, steil einfallenden weichen Einschaltungen bis zu mehreren Dezimetern Stärke aus Biotitglimmer durchzogen ist. Für die Erfassung der Felseigenschaften wurden umfangreiche Versuche durchgeführt.

Zur Ermittlung der Verformungseigenschaften dienten

- Radialpressenversuche in einem Sondierstollen an der linken Talflanke und
- Laborversuche an Felsprismen 10 x 10 x 30 cm in 9 verschiedenen Richtungen zur Erfassung der Anisotropie des gesunden Gneises (2).

Die Versuche ergaben Elastizitätsmoduln bis zu 300 000 kg/cm², während die Verformungsmoduln etwa 70% davon erreichten. Das Verhältnis der Elastizitätsmoduln normal und parallel zur Schieferungsebene erreichte etwa 1:3.

Für die Erfassung der Festigkeitseigenschaften wurden an Bohrkernen und Handstücken Versuche zur Bestimmung der Druck- und Scherfestigkeit durchgeführt, wobei der Winkel zwischen Schieferungswinkel und Belastungsrichtung variiert wurde (3).

Von den Ergebnissen sei hier nur festgehalten, daß

- die Druckfestigkeit über $1\,000\text{ kg/cm}^2$ liegt,
- die Scherfestigkeit quer zur Schichtung bei 350 kg/cm^2 , parallel zur Schichtung bei 6 kg/cm^2 liegt und bei mehrmaligem Abscheren nahezu völlig zum Verschwinden gebracht werden kann,
- der Reibungswinkel von etwa 50° bei ungestörtem Fels normal zur Schieferungsebene bis auf etwa 22° parallel zur Schieferungsebene nach mehrmaligem Abscheren zurückgeht.

Die Bogenmauer wurde nach dem Lastaufteilungsverfahren mit einem 3-fachen Ausgleich, mit 5 Bogen und 9 Kragträgerlamellen berechnet. Unter Annahme eines Verhältnisses der Verformungsmoduln von Beton und Fels wie 1,5:1 ergaben sich für den Hauptlastfall Sommer Maximalspannungen von etwa 55 kg/cm^2 Druck und 10 kg/cm^2 Zug. Die Sohlwasserdruckverteilung wurde für diese Berechnung von etwa 25% an der Wasserseite linear auf 0 zur Luftseite hin fallend angenommen.

Die Druckfestigkeit des Betons wurde an Probewürfeln mit 30 cm Kantenlänge im Alter von 180 Tagen ermittelt. Nimmt man als maßgebende Festigkeit jene an, die mit einer Wahrscheinlichkeit von 90% überschritten wird, so ergab sich eine Druckfestigkeit für den Kernbeton von 224 kg/cm^2 und für den Vorsatzbeton von 323 kg/cm^2 . Der Sicherheitsfaktor, bezogen auf die Betondruckfestigkeit, würde demnach 5 - 6 erreichen.

Wie sich später zeigen sollte, waren die tatsächlichen Verformungseigenschaften des Felsuntergrundes abschnittsweise stark unterschiedlich, wodurch das Spannungsfeld im Bereich der Aufstandsfläche der Sperre und in der Folge auch die Sohlwasserdrücke wesentlich beeinflußt wurden.

Bei der Bogengewichtsmauer Schlegeis wurden im Sperrenkörper die üblichen Meßeinrichtungen eingebaut, wie u.a.

- 5 Lotanlagen zur Bestimmung der Verschiebungen in radialer, tangentialer und vertikaler Richtung,
- Thermometer zur Erfassung der Betontemperaturen und
- Telepreßmeter zur Erfassung der Bogenspannungen im Scheitel und der maximalen Felspressungen am luftseitigen Sperrenfuß,

die jeweils in den 5 Berechnungshorizonten abgelesen werden können.

Wesentlich umfangreichere Meßeinrichtungen wurden im Untergrund der Talsperre eingebaut (Abb. 1).

- Die Lotanlagen wurden bis zu 80 m Tiefe in den Untergrund verlängert, sodaß die Verschiebungen in den 3 Meßrichtungen auch an der Aufstandsfläche bestimmt werden können.

- Extensometer wurden in 7 verschiedenen Vertikalschnitten eingebaut, und zwar jeweils in 4 verschiedenen Richtungen je 3 Extensometer mit Meßlängen von 5, 15 und 50 m im Fels.
- Piezometer wurden in den gleichen Schnitten mit 2 m langen Meßstrecken wasserseitig und luftseitig des Dichtungsschirmes sowie unter dem luftseitigen Sperrenfuß in 10, 20 und 30 m Tiefe angeordnet.
- Sohlwasserdruckglocken wurden in der Aufstandsfläche der Talsperre an besonderen vom Geologen ausgewählten Stellen versetzt.
- Klinometer wurden im unteren Kontrollgang der Talsperre in allen Meßquerschnitten angeordnet, um die Verdrehungen zur Luftseite erfassen zu können.

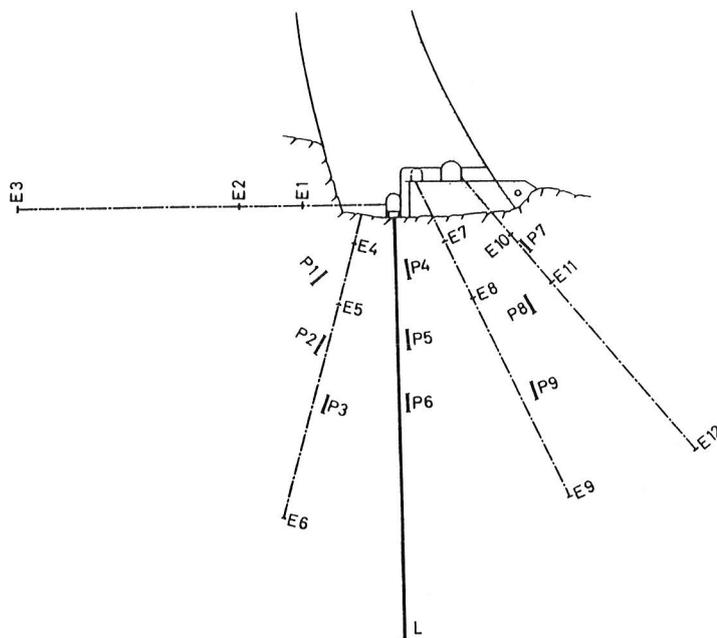


Abb. 1, Regelquerschnitt für die Anordnung der Meßeinrichtungen im Untergrund
 E ... Extensometer
 P ... Piezometer
 L ... Lotanlage

Im folgenden soll nun versucht werden, einen Überblick über das Verhalten des Untergrundes der Talsperre während der ersten 10 Betriebsjahre zu geben (4).

3. SOHL- UND KLUFTWASSERDRUCKVERHÄLTNISSE

Ähnlich wie bei den Staumauern der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun wurde bei der Bogenmauer Schlegeis der unterste Kontrollgang unmittelbar auf den Fels aufgesetzt. Diese konstruktive Maßnahme bringt zwar ein gewisses Risiko bezüglich Dränagemengen mit sich, wenn es zu einem Aufreißen im Bereich des wasserseitigen Sperrenfußes als Folge von Zugspannungen kommt, gewährleistet aber eine den statischen Berechnungen entsprechende Sohl- und Kluftwasserdruckverteilung unter der Sperre. Wenn auch die Sohlwasserdrücke bei einer Bogenmauer nicht die Bedeutung wie bei einer Gewichtsmauer haben, so dürfen sie doch auch nicht vernachlässigt werden. Eine

ungünstige Sohlwasserdruckverteilung über einen größeren Bereich kann die Wirkung des Eigengewichtes der Mauer in einem sehr wesentlichen Umfang verringern, während die horizontalen Wasserdrücke natürlich gleich bleiben. Damit kann sich eine wesentliche Verflachung der Kämpferresultierenden ergeben, die zu einer Verringerung der Gleitsicherheit führt. Wenn auch diese örtliche Verringerung der Gleitsicherheit von der monolithischen Bogenmauer über einen weiten Bereich überbrückt werden kann, so wird sich jedenfalls die in der ursprünglichen Berechnung ausgewiesene Gesamtsicherheit der Bogenmauer verringern.

Die Sohl- und Kluftwasserdruckverhältnisse im Untergrund der Bogenmauer sind der Abbildung 2 zu entnehmen. Das Potentialliniennetz wurde auf Grund der Piezometermessungen unter der idealisierten Annahme eines homogenen Untergrundes ermittelt und zeigt klar den Abbau des Wasserdruckes aus dem Speicher bis zur Luftseite der Mauer. Das Aufreißen im Bereich des wasserseitigen Sperrenfußes brachte zwar Wasserzutritte zum Sohlstollen bis zu 2 l je s und m Umfang, jedoch keine Beeinflussung der Standsicherheit der Bogenmauer (5).

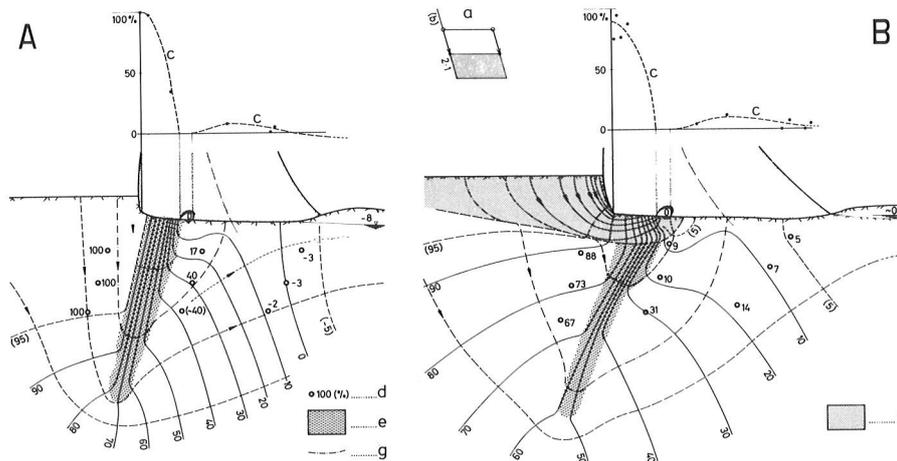


Abb. 2, Idealisierte Strömungsbilder für Stauziel

- A ... im ungerissenen Bereich (Blöcke 10, 18)
- B ... im gerissenen Bereich (Blöcke 2, 7)
- a ... Verzerrungsschema
- b ... mittlere Neigung der Schichtflächen
- c ... gemessene Sohlwasserdrücke
- d ... Piezometermeßort mit Mittelwert der gemessenen Drücke
- e ... Dichtungsschirm
- f ... gerissener Zugbereich
- g ... Grenzstromlinie für Anströmung Sohlgang und Luftseite

Die gemessene Sohlwasserdruckverteilung unterscheidet sich von der im Entwurf angenommenen im wesentlichen davon, daß wasserseitig des Sohlganges nahezu der volle Staudruck, luftseitig hingegen nur mehr ein vernachlässigbarer Sohlwasserdruck vorhanden ist. Dadurch bleibt die dem Sohlwasserdruck entsprechende Kraft auf die Mauer annähernd konstant, während das größere Moment durch die größere Exzentrizität dieser Kraft infolge der räumlichen Tragwirkung der Schale überwiegend in Bogenkräfte umgelagert wird und so ebenfalls keine nennenswerten ungünstigeren Beanspruchungen verursacht.

Durch dieses Aufreißen wird auch der mittragende Querschnitt der Mauer an der Aufstandsfläche verringert. Diesbezügliche Untersuchungen ergaben, daß in diesem Bereich die Sicherheit gegen Gleiten maßgebend ist, die wegen der gleichgebliebenen Neigung der Gesamtergebnisse ebenfalls unverändert bleibt. Die Druckspannungen erhöhen sich aber nur unwesentlich (6).

4. UNTERGRUNDVERFORMUNGEN

4.1. Stauabhängige Horizontalverschiebung

Für die Beurteilung der Meßergebnisse ist weniger die absolute Größe der Verformungen als vielmehr deren lastabhängiger Verlauf maßgebend. Es hat sich daher als zweckmäßig erwiesen, Meßwerte in Abhängigkeit von der Stauspiegelhöhe oder besser noch in Abhängigkeit von der jeweils auf die Sperre wirkenden Wasserlast darzustellen. Da die Wasserdruckbelastung der Talsperre etwa mit der 3. Potenz der Höhe des Stauspiegels steigt, ergibt die lastabhängige Darstellung der Meßergebnisse eher einen linearen Verlauf. Als Beispiel von der Bogenmauer Schlegeis sei hier die Horizontalverschiebung des Mittelblockes an der Aufstandsfläche vom Beginn des ersten Aufstaus an gezeigt (Abb. 3). Der erste Vollstau wurde im Jahr 1973 nach 3 Teilstauperioden erreicht, und zwar

1970: 66% der Stauhöhe bzw. 32% der Wasserlast,
 1971: 87% der Stauhöhe bzw. 68% der Wasserlast,
 1972: 95% der Stauhöhe bzw. 85% der Wasserlast.

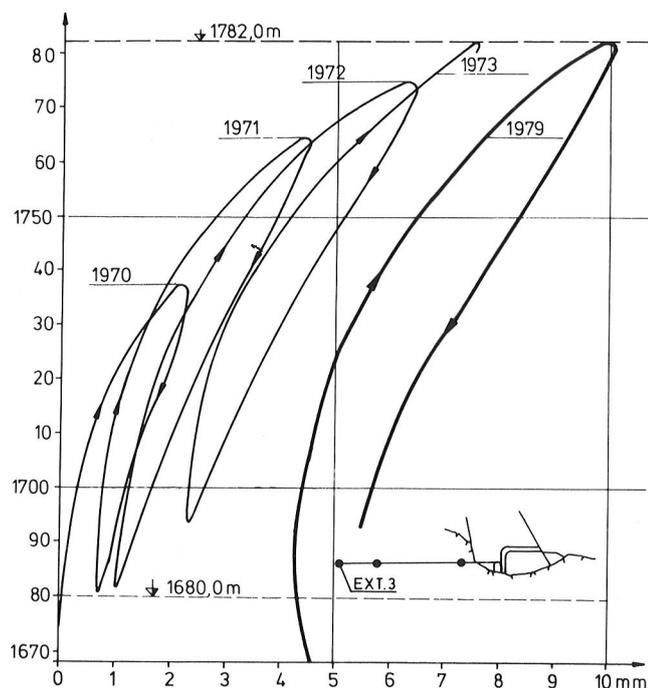


Abb. 3, Block 2,
 Radialverschiebung an der Aufstandsfläche
 in Abhängigkeit von der Stauhöhe

Bei der Beurteilung der Meßergebnisse muß allerdings berücksichtigt werden, daß die Betonierung der Sperre 1971 abgeschlossen wurde und daher der gesamte monolithische Sperrenkörper erst nach der Injektion der vertikalen Blockfugen im Frühjahr 1972 zur Aufnahme der Wasserdrücke zur Verfügung stand. Der Kurvenverlauf ist dem aus Laborversuchen an Felsbohrkernen oder Betonprobekörpern bekannten Diagramm sehr ähnlich; bei stufenweiser Aufbringung der Belastung und dazwischenliegender Entlastung ist nur ein Teil der gesamten Verformung elastisch, beim Wiederaufbringen der Belastung wachsen die Verformungen jedoch langsamer an, sodaß bei gleicher Staukote (Laststufe) wie beim vorhergehenden Belastungszyklus wieder nahezu der gleiche Verformungswert erreicht wird. Auch der Endwert für den Elastizitätsmodul bei Beton- und Felsversuchen wird bekanntlich erst nach mehreren Lastzyklen erreicht. Der Anteil der irreversiblen Verformung an der Gesamtverformung beträgt im betrachteten Beispiel 2,4 mm zu Beginn des ersten Vollstaues im Frühjahr 1973 oder 30% der Gesamtverformung, bezogen auf den Maximalwert beim ersten Vollstau. Bis 1979 vergrößerte sich dann die irreversible Horizontalverschiebung noch um weitere 2,2 mm, während die elastische Verschiebung annähernd gleich groß blieb. In Übereinstimmung mit den Laborversuchen ist ein Anstieg des Verformungs- bzw. Elastizitätsmoduls bei wiederholter Belastung auf einen Endwert festzustellen.

Die Darstellung der gemessenen Horizontalverschiebungen während des Aufstaues im Jahr 1973 in Abhängigkeit von der Wasserlast auf die Sperre zeigt Abbildung 4. Die lineare Abhängigkeit Last - Verschiebung beweist, daß die Beanspruchung des Untergrundes zur Gänze im sicheren Bereich liegt.

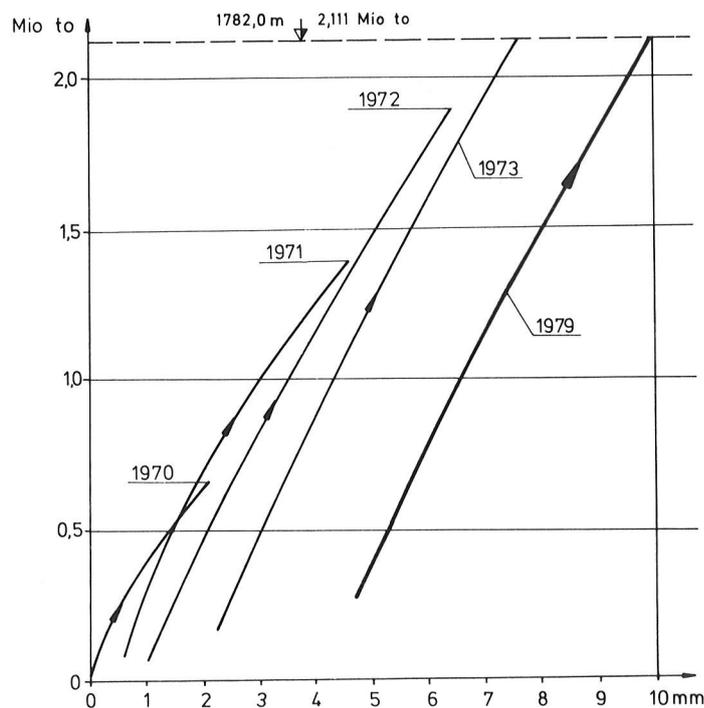


Abb. 4, Block 2,
Radialverschiebung an der Aufstandsfläche
in Abhängigkeit von der Wasserlast
auf die Sperre

Das Verhalten des Felsuntergrundes in seiner Gesamtheit entspricht also dem an Probekörpern im Labor gemessenen weitgehend und muß daher als zufriedenstellend gewertet werden. Eine Rückrechnung des absoluten Verformungsmoduls ist allerdings problematisch. Das numerische Ergebnis hängt gerade bei den Horizontalverschiebungen weitgehend von den Berechnungsannahmen ab, die den gerissenen und daher nicht mittragenden Felsbereich, die Anisotropie und allenfalls die Verschiebungen entlang von Kluftebenen berücksichtigen müßten.

4.2. Widerlagerverformungen

Am Beispiel der Verschiebungen an der Aufstandsfläche sollen 2 Betrachtungen gezeigt werden, aus denen ebenfalls allgemeine Rückschlüsse über das Verhalten des Untergrundes gezogen werden können. Wie eingangs erwähnt, werden bei der Bogenmauer Schlegeis mit Hilfe von 5 Lotanlagen und 7 Extensometergruppen die Verschiebungen an der Aufstandsfläche gemessen. Die 5 Schwimmlotanlagen sind an der Aufstandsfläche mit Koordiskopen ausgerüstet, um die radialen und tangentialen Verschiebungen jederzeit messen zu können. Die Messungen begannen mit dem ersten Teilstau am 15.7.1970 und wurden vor allem in den ersten Betriebsjahren täglich vor Ort durchgeführt. Seit einigen Jahren werden die Radialverschiebungen in die ständig besetzte Warte des 20 km entfernten Kraftwerkes Mayrhofen fernübertragen und nur mehr fallweise vor Ort überprüft.

In Abbildung 5 sind die Verschiebungsvektoren an der Aufstandsfläche im Grundriß, bezogen auf den Meßbeginn, dargestellt, und zwar für den ersten Vollstau des Jahres 1973 und den Vollstau im Jahr 1979.

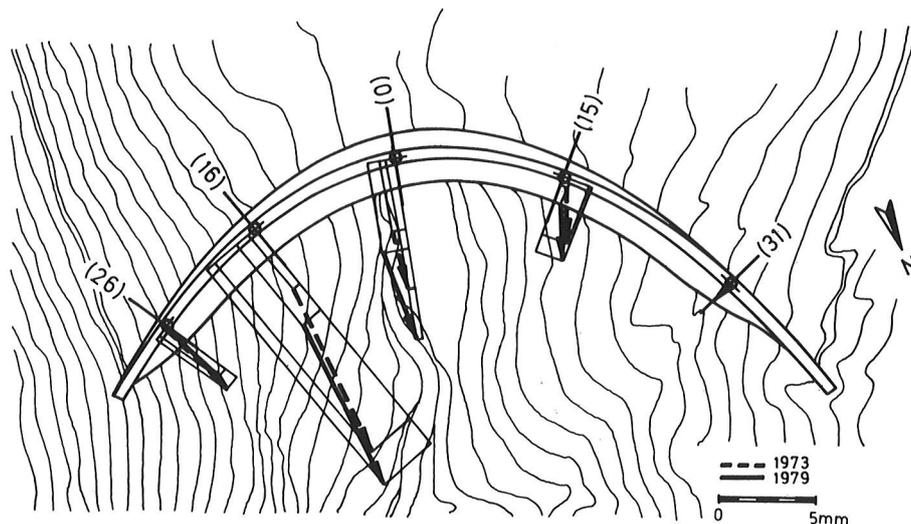


Abb. 5, Lageplan mit den horizontalen Verschiebungsvektoren an der Aufstandsfläche während des Aufstaus 1973 und 1979, bezogen auf den Beginn des Teilstaus am 15.7.1970

Der größte Teil der irreversiblen Verformungen ist in den ersten Betriebsjahren aufgetreten, während in den Folgejahren nur noch eine geringfügige Zunahme der Verschiebungen zu verzeichnen ist. Aus dieser Darstellung ist auch die starke Unsymmetrie der beiden Talflanken bezüglich der Verformungseigenschaften zu erkennen. Die irreversiblen Verschiebungen erreichen im Block 16 etwas mehr als 5 mm, von denen allerdings knapp 4 mm während der Teilstauperioden vor Beginn des ersten

Vollstaues aufgetreten sind. Interessant ist auch, daß im Mittelschnitt die irreversible Verschiebung gegen die im Untergrund nachgiebigere Ostseite, die lastabhängige elastische Verschiebung gegen den längeren westseitigen Sperrenflügel geht.

Diese charakteristische Unsymmetrie geht auch aus der Darstellung der 4 gemessenen Bewegungskomponenten an der Aufstandsfläche über den Längsschnitt der Sperre hervor (Abb. 6).

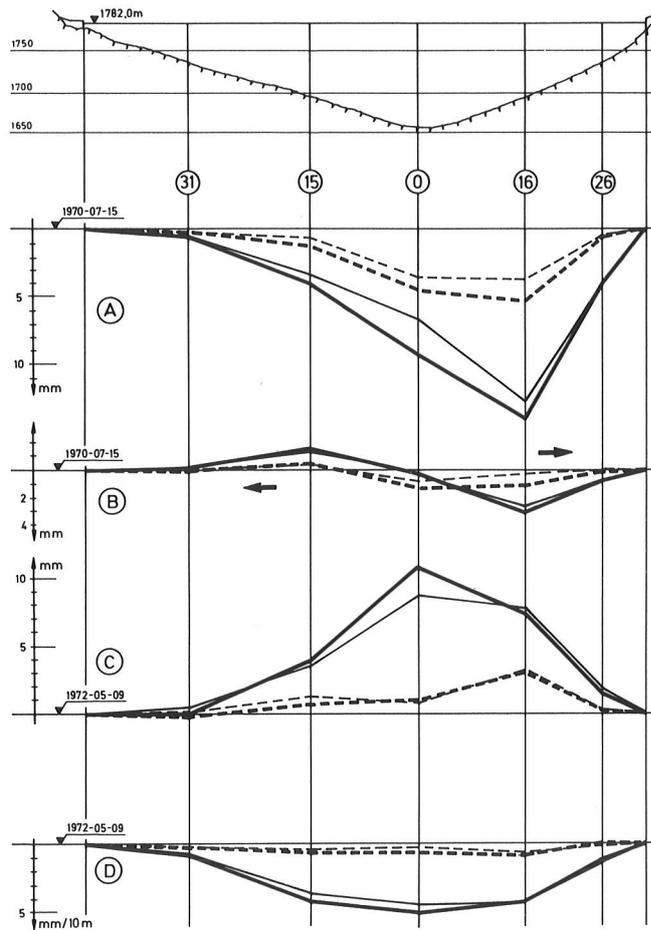


Abb. 6, Längenschnitt

Verschiebungen in radialer (A), tangentialer (B) und vertikaler (C) Richtung sowie Verdrehungen (D) an der Aufstandsfläche

Tiefer ---- 26.4.1973 Hoher ——— 29.8.1973
Speicherspiegel - - - - 26.3.1979 Speicherspiegel ——— 26.9.1979

Die ausschließlich stauabhängigen Horizontalverschiebungen wurden, wie bereits erwähnt, auf den Beginn des ersten Aufstaues am 15.7.1970 bezogen. Die Vertikalverschiebungen und die Verdrehungen werden jedoch auch vom Eigengewicht der Mauer beeinflusst. Um den Einfluß dieser Verformungen aus der Betrachtung auszuschalten, wurden diese Werte auf das Frühjahr 1972, also den Zustand bei fertig betonierter Sperre und tiefstem Stauspiegel, bezogen. Die Vertikalverschiebungen wurden mit einem Invardrahttextensometer in den Lotbohrungen mit den gleichen Verankerungspunkten wie die Lote gemessen, die Neigungsänderungen mit Setzklinometern im Sohlengang der Sperre. Allerdings bezieht sich diese Unsymmetrie vor allem auf die Verschiebungen in horizontaler Richtung, während die Verschiebungen in vertikaler

Richtung und die Verdrehungen einen weitgehend symmetrischen Verlauf zeigen. Daraus ergibt sich der Schluß, daß die Horizontalverschiebungen überwiegend von den Verformungseigenschaften des Untergrundes, die Vertikalverschiebungen von den nach oben gerichteten Wasserdrücken - auf die wasserseitige Maueroberfläche zufolge deren Neigung und auf die Aufstandsfläche - und die Verdrehungen von der Steifigkeit des Sperrenkörpers selbst abhängen.

Interessant ist die starke Stauabhängigkeit der Vertikalverschiebungen, die etwa im wasserseitigen Drittelpunkt der Aufstandsfläche gemessen werden.

Für die Sicherheitsbetrachtung wesentlich ist das deutliche Abklingen der Vergrößerung der Verformungen mit zunehmender Anzahl der Stauperioden (Abb. 7). Bei der Beurteilung der Vertikalverschiebungen und der Verdrehungen ist aber zu beachten, daß die Untergrundverformungen zufolge Eigengewicht der Staumauer in diesen Meßergebnissen nicht enthalten sind.

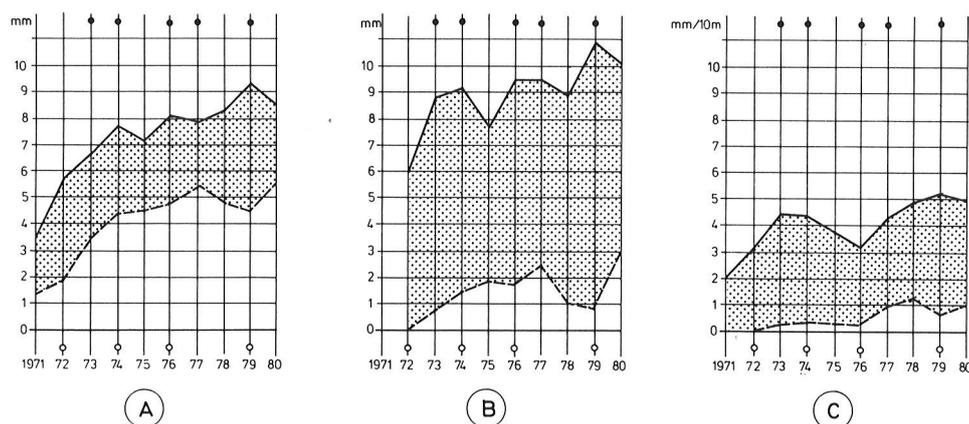


Abb. 7, Block 0

Extremwerte der Verschiebungen an der Aufstandsfläche
in der Jahresreihe 1971 - 1980

- ... Stauziel annähernd erreicht
- ... Absenkziel annähernd erreicht
- A ... Horizontalverschiebungen
- B ... Vertikalverschiebungen
- C ... Verdrehungen

Die etwas größeren Verschiebungen im Jahr 1979 gegenüber den vorangegangenen Jahren sind durch einen Versuch zu erklären, die Wasserzutritte zum Sohlgang durch dessen Abschluß gegen den Fels mit einer Betonplatte zu verringern, womit naturgemäß die Sohlwasserdrücke angestiegen sind. Die deutliche Reaktion der Sperre auf diese Belastungsänderung hat dann übrigens dazu geführt, diese Abdichtung unter Inkaufnahme der Wasserverluste durch zusätzliche Dränagen wieder auszuschalten.

4.3. Abklingen der Verformungen im Untergrund

Die Anordnung der Extensometer im Untergrund wurde so gewählt (Abb. 1), daß das Abklingen der Verformungen mit zunehmender Entfernung von der Aufstandsfläche in 4 Meßrichtungen erfaßt werden kann. Das Ergebnis dieser Messungen im Mittelschnitt der Mauer ist für die Aufstauperiode 1973 in Abbildung 8 dargestellt. Unter Annahme

unverschieblicher Verankerungspunkte für die 50 m langen Extensometer 3, 6, 9 und 12 bleibt nur ein kleiner Felsbereich nahe dem wasserseitigen Sperrenfuß, in dem eine Entlastung während des Aufstaus wirksam wird, während der überwiegende Teil des Untergrundes eine zusätzliche Belastung erfährt. Ein Vergleich der beiden Stauperioden 1973 und 1979, bezogen auf den Zustand zu Beginn des jeweiligen Aufstaus, zeigt völlig übereinstimmende Tendenzen in beiden Stauperioden. Dies gilt im übrigen auch für die anderen Meßquerschnitte und ist wesentlich für die positive Beurteilung des regelmäßigen Verhaltens des Untergrundes in Hinblick auf die Standsicherheit.

Der Untergrund einer Bogenmauer in der Nähe des wasserseitigen Sperrenfußes wird ja bekanntlich nicht nur durch annähernd vertikale Zugspannungen aus der Einspannung bzw. Verdrehung des Mauerkörpers beansprucht (die gegebenenfalls durch geeignete Formgebung oder Kubaturerhöhung stark verringert oder auch ausgeschaltet werden könnten), sondern auch durch unvermeidliche, ausschließlich von der Höhe des Bauwerkes abhängige horizontale Zugspannungen aus dem im wesentlichen horizontal wirkenden Wasserdruck aus dem Stauraum.

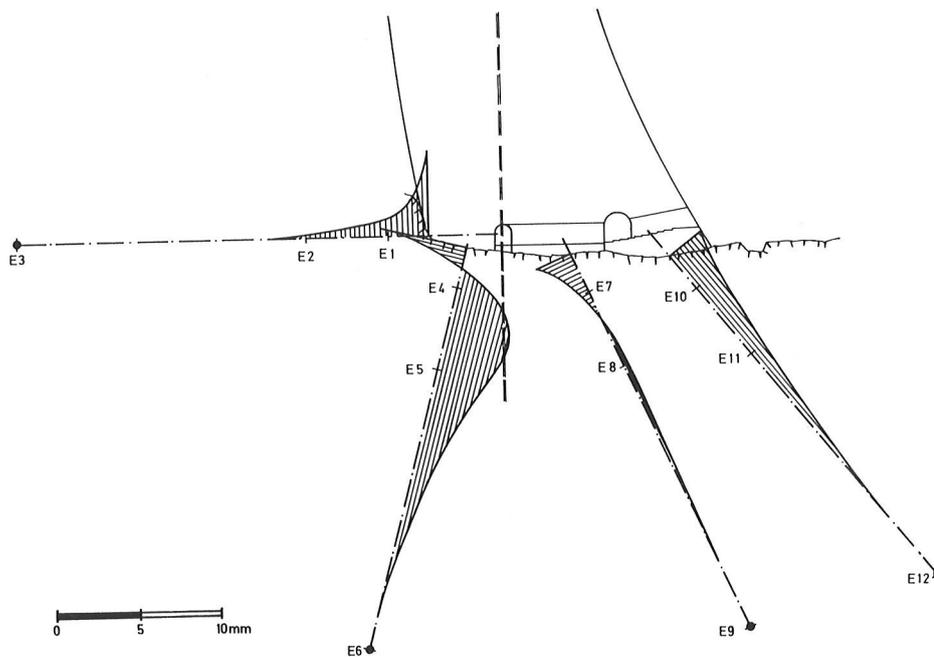


Abb. 8, Block 2

Verschiebungen im Untergrund während des Aufstaus 1973, bezogen auf den Verankerungspunkt des längsten Extensometers in jeder Meßrichtung
 + ... Stauchung (Belastung)
 - ... Dehnung (Entlastung)

Die Horizontalverschiebung in Richtung Luftseite klingt in allen Meßquerschnitten im wasserseitigen Felsvorland sehr rasch ab. Die absolute Größe dieser Dehnungen, denen keine vorherige Stauchung aus einer Druckbeanspruchung gegenübersteht, läßt das Aufgehen einiger weniger steil stehender Klüfte als wahrscheinlich erscheinen, die das Mittragen größerer Felsbereiche verhindern.

Die vertikalen Hebungen am wasserseitigen Sperrenfuß können durch die vorhergehende Stauchung unter Eigengewicht ganz oder teilweise kompensiert sein. Überraschend, aber in allen Meßquerschnitten übereinstimmend, sind die relativ großen Stauchungen ab einer Tiefe von wenigen Metern. Eine Erklärung könnten die Wasserdrücke im gerissenen Bereich an der Aufstandsfläche bieten, die auf die Mauer nach oben wirken und sich in ihrer Wirkung nach unten auf den möglicherweise nach einigen Metern dichten Untergrund mit jener der Stauraumbelastung summieren. Diese Erklärung würde auch mit einer aus den Ergebnissen von Nivellements an der Sperrenkrone und den mit Invardraht gemessenen Längenänderungen von der Sperrenkrone bis zum Verankerungspunkt abgeleiteten Setzungen dieses Verankerungspunktes in Abhängigkeit von der Stauhöhe der Tendenz nach übereinstimmen.

Im ganzen gesehen, müssen die nach oben gerichteten Wasserkräfte auf die wasserseitig überhängende Sperrenoberfläche und die Sohlwasserdrücke eine Entlastung des Untergrundes bringen, lediglich im luftseitigen Bereich wird durch die gleichzeitige Verdrehung des Mauerkörpers in Richtung Luftseite die zusätzliche Stauchung überwiegen.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Der Untergrund der Bogenmauer Schlegeis wurde mit umfangreichen Meßeinrichtungen zur Erfassung der Berg- und Kluftwasserdrücke sowie der Verformungen ausgestattet. Die Ergebnisse dieser Messungen sollten nicht nur eine Erweiterung der theoretischen Kenntnisse vermitteln, sondern auch einen besseren Einblick in die Sicherheitsverhältnisse im Untergrund von Bogenmauern geben. Der vorliegende Bericht bringt einige charakteristische Ergebnisse dieser Messungen und deren Bewertung in Hinblick auf die Sicherheit der Gründung der Talsperre.

L i t e r a t u r v e r z e i c h n i s

- (1) W I D M A N N R .
The Dams of the Zemm Hydro-Electric Scheme, World Dams Today,
Japan Dam Association, 1970
- (2) T R E M M E L E . e t a l
Das Verformungsverhalten von Gneis, 2-40, Beitrag zum 2. Internationalen Kongreß
für Felsmechanik, 1970
- (3) E I S E L M A Y E R M . e t a l
Festigkeitseigenschaften von Gneis, 3-41, Beitrag zum 2. Internationalen Kongreß
für Felsmechanik, 1970
- (4) W I D M A N N R .
Bogengewichtsmauer Schlegeis. Das Verhalten des Felsuntergrundes während
der ersten beiden Teilstaupperioden, Rock Mechanics, Supplementum Nr. 2,
181-192, 1973
- (5) H E I G E R T H G . e t a l
Rock Deformations and Seepage Flows in the Foundation of the Schlegeis Arch Dam,
12. Talsperrenkongreß in Mexiko, Q. 45, R. 39, 1976
- (6) E I S E L M A Y E R M . e t a l
Analysis of an Arch Dam Taking Account of the Cracked Tension Zone at the
Dam Base, International Symposium on Criteria and Assumptions for Numerical
Analysis of Dams, University of Wales, Swansea, 8-11 September, 1975

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

ABSCHÄTZUNG DES EINFLUSSES KURZFRISTIGER TEMPERATURÄNDERUNGEN
AUF DEN VERSCHIEBUNGSZUSTAND VON GEWÖLBEMAUERN

em.o.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.Erwin Tremmel

1. EINLEITUNG

Untersuchungen des Einflusses von Temperaturänderungen auf Spannungs- und Verschiebungszustände von Gewölbemauern werden vor allem auf den Jahresgang der Temperaturen bezogen. In manchen Fällen, etwa bei der Interpretation von Verformungsmessungen, können auch die Auswirkungen kurzfristiger Temperaturschwankungen (Sekundärwellen) von Interesse sein; von Bedeutung sind die Sekundärwellen auch für die Auslegung der Warneinrichtungen, etwa bei den Grenzkontakten der Lotanlagen, die auf die Überschreitung bestimmter Extremwerte der Lotausschläge ansprechen, zur Vermeidung von Fehlalarmen bei lediglich temperaturbedingten Grenzwerten.

Exakte Aufschlüsse über die Einflüsse instationärer Temperaturfelder sind im vorliegenden Fall wegen der zahlreichen hier wirksam werdenden Faktoren kaum zu gewinnen: man wird sich daher i. a. mit Abschätzungen begnügen, die ein mehr oder minder wirklichkeitstreuendes Bild liefern. Vorausgesetzt wird hier ein eindimensionaler, radial gerichteter Wärmefluß, obwohl sich bei veränderlicher Mauerdicke Wärmeströmungen auch in lotrechter und tangentialer Richtung einstellen können, die allerdings klein gegenüber dem erstgenannten sind. Zur Erfassung dieser hier vernachlässigten Wirkungen käme etwa die Berechnung nach der Finite Element Methode in Betracht.

Wie bei den bekannten, zur Bestimmung der Temperatureinflüsse in Staumauern verwendeten stabstatischen Verfahren (US BUREAU OF RECLAMATION, 1938; RITTER, 1944; STUCKY et al, 1957; PRISCU, 1957; DA SILVEIRA, 1961; BONALDI et al, 1977) wird die gemessene bzw. errechnete Temperaturverteilung durch eine äquivalente lineare Funktion ersetzt; die Bestimmungstücke dieser Geraden, die "mittlere Temperatur ϑ_{md} " und das "lineare Temperaturgefälle $\Delta\vartheta$ ", d.h. die Differenz ihrer Randwerte, werden der weiteren Berechnung zugrundegelegt.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Bestimmung dieser Größen in Abhängigkeit von der Periode der Temperaturwelle $2 T_0$, der Mauerstärke l sowie der Zeit t , die seit dem - aus Aufzeichnungen ersichtlichen - Beginn der Wetteränderung, dem Anfangspunkt der Sekundärwelle verstrichen ist; die in die

Berechnung eingehenden Parameter sind den jeweiligen Verhältnissen entsprechend anzunehmen.

Die im weiteren getroffenen Annahmen liegen im Rahmen dieses Näherungsverfahrens : gleiche Phase für luft- und wasserseitige Temperaturen, Vernachlässigung des Wärmeüberganges an den Außenflächen. Sämtliche Temperaturen sind auf das Temperaturfeld beim Ausgangszustand bezogen: wird dieses Feld mit $\vartheta(x, \bar{t}_0)$ bezeichnet, worin \bar{t}_0 den Beginn der Wetteränderung in irgendeiner Zeitzählung (z.B. Datum) angibt, $t = \bar{t} - \bar{t}_0$ und \bar{t} die auf \bar{t}_0 bezogene Zeit bedeutet, dann gilt für die hier errechneten Temperaturen eben $\vartheta(x, t) = \vartheta(x, \bar{t}) - \vartheta(x, \bar{t}_0)$.

Die o.a. Annahme gleicher Phasen der wasser- und luftseitigen Randtemperaturen, die bei der Betrachtung des Jahrganges berechtigt ist, kommt für die hier behandelten kurzfristigen Temperaturwellen - die Wassertemperatur ändert sich wesentlich langsamer - nicht in Betracht und wird daher nur bei der Aufstellung der allgemeinen Beziehungen verwendet; für die numerische Berechnung wird die wasserseitige Temperaturänderung gegenüber den von den Schwankungen der Lufttemperatur stark beeinflussten luftseitigen Rand konstant angenommen.

Der zur Lösung der Fourierschen Differentialgleichung (CARSLAW et al, 1950) eingeschlagene Weg soll hier nur umrissen werden: Produktansatz für den zeit- und ortsabhängigen Temperaturverlauf $\vartheta(t, x) = \sum_1^{\infty} \vartheta_{n1}(t) \vartheta_{n2}(x)$ mit $\vartheta_{n1} = Q_n (\exp(-f(t)) \int_0^t h(\tau) \exp(-g(\tau)) d\tau$, wobei mit dem die "Vorgeschichte" erfassenden Integral die Anfangsbedingung erfüllt wird - Q_n ist eine von n abhängige Konstante - und $\vartheta_{n2} = \sin(n\pi x/l)$ als Fourierkoeffizient einzuführen ist.

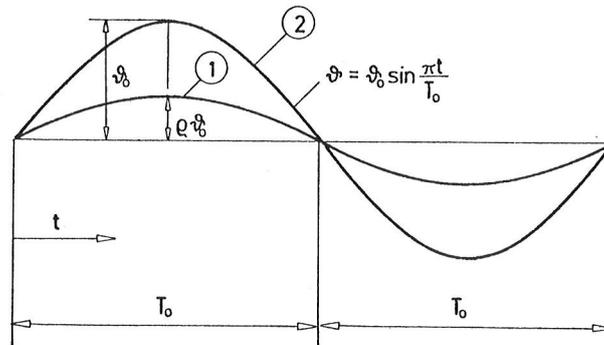


Abb. 1 Zeitlicher Verlauf der luftseitigen ① und wasserseitigen ② Temperatur

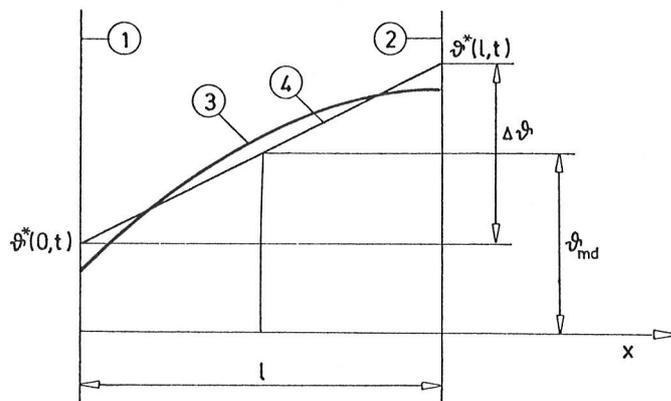


Abb. 2 Temperaturverteilung über den Mauerquerschnitt

- ① Wasserseite
- ② Luftseite
- ③ Berechnete Verteilung
- ④ Äquivalente lineare Verteilung

2. MAUER KONSTANTER DICKE (1) UNTER DER EINWIRKUNG ZEITLICH BEGRENZTER VERÄNDERLICHER RANDTEMPERATUREN

$$\begin{aligned} \vartheta_D &= \vartheta_0 \sin t/T_0 & \text{Verwechslungen mit } \rho \text{ (spez. Masse) sind} \\ \vartheta_U &= \rho \vartheta_0 \sin t/T_0 & \text{nicht zu befürchten.} \end{aligned}$$

Randtemperaturen hier - zunächst - mit gleicher Phase $2T_0$:

$$\begin{aligned} \text{für } x = 0 \text{ (Wasserseite)} & \text{ max. Amplitude } \vartheta_0 \\ x = 1 \text{ (Luftseite)} & \text{ max. Amplitude } \rho \vartheta_0 ; \text{ i.a. gilt } \rho \bar{=} 1 \end{aligned}$$

Aus der Fourierschen Differentialgleichung für den eindimensionalen Wärme-fluß

$$\frac{\partial^2 \vartheta}{\partial x^2} = \frac{1}{a} \frac{\partial \vartheta}{\partial t} \quad (1)$$

und den o.a. Randbedingungen sowie der Anfangsbedingung $\vartheta(x,0) = 0$ folgt für die Temperaturverteilung zur Zeit t

$$\vartheta(x,t) = 2\vartheta_0 x \left\{ \sum_1^{\infty} \left[\rho - (-1)^n \right] \frac{n}{x^2 \pi^2 n^4 + 1} \left(x \pi n^2 \sin(\pi t/T_0) - \cos(\pi t/T_0) + e^{-x^2 n^2 t/T_0} \sin(n\pi x/l) \right) \right\} \quad (2)$$

		Dimension	Maßzahl
mit der Temperaturleitzahl	$a = \lambda / c\gamma$	$L^2 T^{-1}$	m^2/h
der Wärmeleitzahl	λ	$F T^{-1} \vartheta$	$J/mh^\circ C$
der spez. Wärme	c	$L \vartheta^{-1}$	$J/kN^\circ C$
dem Raugewicht	γ	$F L$	kN/m^3

und der dimensionslosen Größe $\mathcal{X} = aT_0/l^2$

- wobei
- L Länge
 - F Kraft
 - T Zeit
 - ϑ Temperatur (in Grad Celsius) bedeuten.

Getrennt nach den zeitabhängigen Funktionen geht (2) über in

$$\vartheta(x,t) = \sum_1^{\infty} \left[A_n \sin(\pi t/T_0) - B_n \cos(\pi t/T_0) + C_n \exp(-2\pi^2 n^2 t/T_0) \right] \quad (2a)$$

$$\text{Mit } A_n = 2 \left[\rho - (-1)^n \right] x^2 \pi n^3 m_n \sin(n\pi x/l) \quad (3)$$

$$B_n = 2 \left[\rho - (-1)^n \right] x m_n \sin(n\pi x/l) \quad (4)$$

$$C_n = 2 \left[\rho - (-1)^n \right] x m_n \exp(-2\pi^2 n^2 t/T_0), \quad (5)$$

wobei der in allen drei Termen enthaltene Bruch

$$1/(x^2 \pi^2 n^4 + 1) = m_n \quad (6)$$

gesetzt wird.

Summierung der mit den Koeffizienten A_n (3) und B_n (4) verknüpften Reihenglieder führt auf die bekannten hyperbolisch-trigonometrischen Produktfunktionen, d.h. die Lösungen für stationäre Temperaturzustände (RITTER, 1944). Da im vorliegenden Fall der innere Aufbau der Temperaturverteilung interessiert (2b), wurden hier alle Reihenglieder aufgespalten in die Anteile, deren Summen durch geschlossene Funktionen explizit dargestellt werden können und in solche, die numerisch zu addieren sind; bei Verwendung des Computers bleibt der hierfür erforderliche Zeitaufwand belanglos.

Mit der aus (6) folgenden Identität

$$x^2 \pi^2 n^4 = (1/m_n) - 1$$

können die Reihenglieder A_n , B_n , C_n gemäß

$$A_n = 2 \left[\varrho - (-1)^n \right] (1 - m_n) (1/\pi n) \sin(n\pi x/l) \quad (3a)$$

$$B_n = 2 \left[\varrho - (-1)^n \right] (1 - m_n) (1/x\pi^2 n^3) \sin(n\pi x/l) \quad (4a)$$

$$C_n = 2 \left[\varrho - (-1)^n \right] x n m_n \exp(-x\pi^2 n^2 t/T_0) \sin(n\pi x/l) \quad (5a)$$

angeschrieben werden; die Summierung der den Faktor m_n nicht enthaltenden Anteile der Reihenglieder A_n und B_n aber führt auf einfache lineare bzw. kubische Funktionen:

$$\text{in } A_n : 2 \sum_1^{\infty} (1/n\pi) \sin(n\pi x/l) = 1 - x/l \quad (7)$$

$$2 \sum_1^{\infty} (-1)^{n-1} \sin(n\pi x/l) = x/l \quad (8)$$

$$\text{in } B_n : \sum_1^{\infty} (1/\pi^3 n^3) \sin(n\pi x/l) = (1/12)(1 - (x/l))(2 - (x/l)) x/l, \quad (9)$$

$$\sum_1^{\infty} ((-1)^{n-1}/\pi^3 n^3) \sin(n\pi x/l) = (1/12)(1 - (x/l))(1 + (x/l)) x/l \quad (10)$$

$$\text{mit } (-1)^{n-1} = -(-1)^n \quad (11)$$

Die auf Thetafunktionen führende Aufspaltung von C_n wurde nicht weiterverfolgt.

Für die Temperaturverteilung zur Zeit t gilt demnach:

$$\begin{aligned} \vartheta(x,t) = & \vartheta_0 \left\{ \left[\varrho \left(1 - \frac{x}{l}\right) + \frac{x}{l} - 2 \sum_1^{\infty} \left(\varrho - (-1)^n \right) \frac{m_n}{n} \sin(n\pi x/l) \right] \sin(\pi t/T_0) \right. \\ & - (2\pi/x) \left\{ \frac{1}{12} \left[\varrho \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \left(2 - \frac{x}{l}\right) + \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \left(1 + \frac{x}{l}\right) \right] \right. \\ & - \sum_1^{\infty} \left(\varrho - (-1)^n \right) \frac{m_n}{n^3 \pi^3} \sin(n\pi x/l) \left. \right\} \cos(\pi t/T_0) \\ & \left. + 2 \sum_1^{\infty} \left(\varrho - (-1)^n \right) x n m_n \exp(-x\pi^2 n^2 t/T_0) \sin(n\pi x/l) \right\}. \quad (2b) \end{aligned}$$

Den örtlichen Randbedingungen genügen die linearen Funktionen im Koeffizienten von $\sin(\pi t/T_0)$; im Koeffizienten von $\cos(\pi t/T_0)$ verschwinden die Randwerte der kubischen Parabeln; schließlich lassen sich für die numerisch zu summierenden Reihen Majoranten mit gleichfalls verschwindenden Randwerten angeben.

Zur Berechnung der von den instationären Temperaturänderungen im Sperrkörper bewirkten Formänderungen und Spannungen werden die jeweiligen Temperaturverteilungen durch äquivalente lineare Funktionen ersetzt, deren Mittelordinaten und Gefälle aus der Fläche bzw. aus dem auf die Achse bezogenen Moment der durch (2) dargestellten Verteilungen bestimmt werden.

Es ist

$$\vartheta_{md} = \frac{1}{l} \int_0^1 \vartheta(x) dx \quad (12)$$

$$= 2 \cdot \frac{6}{1^2} \left(\int_0^1 \vartheta(x) x dx - \frac{1}{2} \int_0^1 \vartheta(x) dx \right)$$

$$= \frac{12}{1^2} \left(\int_0^1 \vartheta(x) x dx - \frac{1}{2} \vartheta_{md} \right) \quad (13)$$

Bei der Berechnung von ϑ_{md} und $\Delta\vartheta$ ist es, im Hinblick auf die einfach aufgebauten Integranden $\sin(n\pi x/l)$ bzw. $x \sin(n\pi x/l)$, zweckmäßig auch die geschlossenen summierbaren Reihen gliedweise zu integrieren.

Auswertung der Integrale in den Grenzen 0 - 1 liefert

$$J_n' = \int_0^1 \sin(n\pi x/l) dx = - \frac{1}{n\pi} \left[\cos(n\pi x/l) \right]_0^1 = \frac{1}{n\pi} (1 - \cos n\pi)$$

und weiter

$$J'_n = \begin{cases} \frac{2 \cdot 1}{n\pi} & \text{für } n = 1, 3, 5 \dots \\ 0 & \text{für } n = 2, 4, 6 \dots \end{cases} \quad (14)$$

$$J''_n = \int_0^1 x \sin(n\pi x/l) dx = \left(\frac{1}{n\pi} \right)^2 \left[1 - \frac{n\pi x}{1} \cos(n\pi x/l) + \sin(n\pi x/l) \right]$$

$$J''_n = - \left(\frac{1}{n\pi} \right)^2 n\pi (-1)^n = + \frac{1^2}{n\pi} (-1)^{n-1} ; \quad (15)$$

Das Integral J'' entspricht dem ersten Term innerhalb der Klammer in (12) und (13), dem "Moment" der Temperaturverteilung in Bezug auf den Nullpunkt der Abszissen d.h. dem wasserseitigen Rand;

$$J'' = M(0) = l^2 \Delta \bar{\vartheta} \quad (15a)$$

Die vollständigen Reihenglieder A'_n, B'_n, C'_n und A''_n, B''_n, C''_n , aus denen die mittlere Temperatur ϑ_{md} bzw. das lineare Temperaturgefälle $\Delta \bar{\vartheta}$ zu berechnen sind, folgen aus (3a), (4a) und (5a) indem dort $\sin(n\pi x/l)$ durch J'_n bzw. J''_n ersetzt wird:

$$A'_n = 2 \left[\varrho + (-1)^{n-1} \right] (1-m_n) (1/\pi n) 2l/\pi n \quad (16)$$

$$B'_n = 2 \left[\varrho + (-1)^{n-1} \right] (1-m_n) (1/\alpha) (1/\pi^2 n^3) 2l/\pi n \quad (17)$$

$$C'_n = 2 \left[\varrho + (-1)^{n-1} \right] \alpha n m_n (2l/\pi n) \exp(-\alpha \pi^2 n^2 t/T_0) \quad (18)$$

sowie

$$A''_n = 2 \left[\varrho + (-1)^{n-1} \right] (1-m_n) (1/\pi n) (l^2/\pi n) (-1)^{n-1} \quad (19)$$

$$B''_n = 2 \left[\varrho + (-1)^{n-1} \right] (1-m_n) (1/\alpha) (1/\pi^2 n^3) (l^2/\pi n) (-1)^{n-1} \quad (20)$$

$$C''_n = 2 \left[\varrho + (-1)^{n-1} \right] \alpha n m_n (l^2/\pi n) (-1)^{n-1} \exp(-\alpha \pi^2 n^2 t/T_0) \quad (21)$$

Die Summierung der gemäß (14) auf Glieder mit ungeraden Indizes beschränkten Reihe zur Berechnung der mittleren Temperatur ergibt

$$l \vartheta_{md} = \sum_{1,3,5} \left[A'_n \sin(\pi t/T_0) + B'_n \cos(\pi t/T_0) + C'_n \right] \quad (22)$$

und der über alle positiven Indizes erstreckten Reihe für

$$l^2 \Delta \bar{\vartheta} = \sum_1 \left[A''_n \sin(\pi t/T_0) + B''_n \cos(\pi t/T_0) + C''_n \right] , \quad (23)$$

wobei durch Herausheben von l in (22) bzw. l^2 in (23) die zur dimensionsrichtigen Darstellung der Größen ϑ_{md} und $\Delta \bar{\vartheta}$ gemäß (12) bzw. (13) notwendigen Divisionen vorweggenommen sind.

Die Summierung der die Glieder m_n nicht enthaltenden Anteile von A'_n, B'_n bzw. A''_n, B''_n in (16), (17) bzw. (19), (20) liefert, wie es sein muß, die entsprechenden Integrale der in (2a) auftretenden Funktionen von x/l , während die mit m_n verknüpften Glieder wieder **numerisch** zusammengefaßt wurden.

Damit folgen schließlich die zur Bestimmung der Deformationen und Spannungen verwendeten Kennwerte

$$\vartheta(t)_{md} = \vartheta_0 (\varrho + 1) \left\{ \left(1/2 - (4/\pi^2) \sum_{1,3,5} m_n/n^2 \right) \sin(\pi t/T_0) - (2\pi/\alpha) (1/48 - (2/\pi^4) \sum_{1,3,5} m_n/n^4) \cos(\pi t/T_0) + 4(\alpha/\pi) \sum_{1,3,5} m_n \exp(-\alpha \pi^2 n^2 t/T_0) \right\} \quad (24)$$

sowie

$$\begin{aligned} \overline{\Delta\vartheta}(t) = & \vartheta_0 \left\{ (1/6) \left[\varrho + 2 - (12/\pi^2) \sum_1^{\infty} (\varrho (-1)^{n-1} + 1) (m_n/n^2) \right] \sin(\pi t/T_0) \right. \\ & - (2\pi/\alpha) \left[(7\varrho+8)/720 - (1/\pi^4) \sum_1^{\infty} (\varrho (-1)^{n-1} + 1) (m_n/n^4) \right] \cos(\pi t/T_0) \\ & \left. + (2\alpha/\pi) \sum_1^{\infty} (\varrho (-1)^{n-1} + 1) m_n \exp(-\alpha\pi^2 n^2 t/T_0) \right\} \quad (25) \end{aligned}$$

und mit diesen beiden Größen endlich nach (13) das lineare Temperaturgefälle $\Delta\vartheta(t)$.

Für die Grenzwerte 0 und 1 von ϱ erhält man, allerdings nicht hinreichende Rechenkontrollen:

$\varrho = 1$, bezüglich der Querschnittsachse symmetrische Temperaturverteilung liefert mit $(-1)^{n+1} + 1 = \begin{cases} 2 & \text{für } n=2r+1 \\ 0 & \text{für } n=r \end{cases}$

$$\overline{\Delta\vartheta}(t) = \vartheta_{md}/2 \text{ und daher gemäß (13) } \Delta\vartheta(t) = 0 ;$$

der Fall der antimetrischen Verteilung mit $\varrho = -1$ ist trivial, da wegen des allen Gliedern gemeinsamen Faktors $\varrho + 1$ in (24) $\vartheta_{md} = 0$ sein muß.

Die oben hinsichtlich der Gleichheit der wasser- und luftseitigen Phasen getroffene Annahme ist, wie betont werden soll, keineswegs zwingend: verschiedene Phasen lassen sich berücksichtigen, indem in einem zweiten, völlig analogen Rechnungsgang unter Verwendung der vom luftseitigen Rand aus gezählten Koordinate $\bar{x} = 1 - x$ der Einfluß der wasserseitigen Außentemperatur $\vartheta_W(t)$ bestimmt wird, wobei diesmal $\bar{\varrho} = \vartheta_L / \vartheta_W = 0$ zu setzen ist; die so erhaltenen, nach den Einflüssen der luft- und wasserseitigen Temperaturgänge getrennten Lösungen werden überlagert.

Anders verhält es sich mit dem Einfluß des hier vernachlässigten Wärmeübergangs an der Luftseite, der vor allem bei kleinen Perioden ($2 T_0$) zu einer Verringerung der errechneten luftseitigen Randtemperatur und damit im weiteren des linearen Temperaturgefälles $\Delta\vartheta$ führt. Diese Auswirkungen wären im Hinblick auf die in die Berechnung eingehenden Materialkonstanten von Fall zu Fall versuchsmäßig zu überprüfen; ihre Berücksichtigung würde den Rechenaufwand kaum nennenswert erhöhen.

Allgemein sei übrigens festgestellt, daß die vorliegende Abschätzung keinen übermäßigen Rechenaufwand erfordert; die auftretenden numerisch auszuwertenden Reihen konvergieren für nicht allzu kleine Perioden $2 T$ oder nahe des Nullpunkts liegende Zeiten t mit $t/T \ll 1$ verhältnismäßig rasch. Die im folgenden mitgeteilten Ergebnisse wurden mit einem leistungsfähigen Tischrechner (rd. 400 Programmschritte und 40 Speicher, Rechenzeit zur Ermittlung von ϑ_{md} und $\Delta\vartheta$ für einen Zeitpunkt 3 Min) bestimmt; bei Verwendung eines Mikrocomputers ergaben sich bei der Berechnung der genannten Werte nunmehr für 8 Zeitpunkte und 6 verschiedene Mauerdicken je Periode völlig unerhebliche Rechenzeiten.

3. AUSWERTUNGEN FÜR DIE HALBPERIODEN $T_0 = 72 \text{ h}$ (3 Tage) und 168 h (7 Tage).

INSTATIONÄRE TEMPERATUREN :				
5	TEMPERATURLEITZAHL	$A_0 = .005$	$DM(T) = \vartheta(t)_{mcl}$	
6	MITTLERE LUFTTEMP.	$D_0 = 1$	$-DN(T) = \overline{\Delta \vartheta}(t)$	
7	TEMP. VERHAELTNIS	$K=DW/DL = 0$	$-DG(T) = \Delta \vartheta(t)$	
8	HALBE PERIODE	$T_0 = 72$		
11	MAUERDICKE = 5.0 M			
	T	DM(T)	DN(T)	DG(T)
14	18.00	0.033012	0.031669	-0.181959
15	36.00	0.074672	0.070088	-0.393027
16	54.00	0.090755	0.082930	-0.450632
17	72.00	0.068360	0.059193	-0.300153
18	90.00	0.018597	0.010772	-0.017682
19	108.00	-0.030740	-0.035324	0.239443
20	126.00	-0.051744	-0.053086	0.326568
21	144.00	-0.032882	-0.032881	0.197276
22	162.00	0.014173	0.012836	-0.068990
23	180.00	0.061341	0.056771	-0.313205
24	198.00	0.080550	0.072755	-0.389758
25	216.00	0.060162	0.051051	-0.251643
26	234.00	0.011778	0.004049	0.022080
27	252.00	-0.036567	-0.041005	0.272654
28	270.00	-0.056837	-0.057974	0.354661
29	288.00	-0.037419	-0.037147	0.221242
31	MAUERDICKE = 10.0 M			
	T	DM(T)	DN(T)	DG(T)
35	18.00	0.016506	0.016170	-0.095007
36	36.00	0.037336	0.036190	-0.210265
37	54.00	0.045378	0.043421	-0.248791
38	72.00	0.034180	0.031888	-0.177578
39	90.00	0.009298	0.007342	-0.032315
40	108.00	-0.015370	-0.016516	0.105971
41	126.00	-0.025872	-0.026207	0.159258
42	144.00	-0.016440	-0.016440	0.098642
43	162.00	0.007089	0.006754	-0.038508
44	180.00	0.030677	0.029531	-0.170313
45	198.00	0.040290	0.038334	-0.218264
46	216.00	0.030109	0.027817	-0.153154
47	234.00	0.005937	0.003981	-0.012148
48	252.00	-0.018210	-0.019356	0.123014
49	270.00	-0.028316	-0.028651	0.173921
50	288.00	-0.018573	-0.018573	0.111440
53	MAUERDICKE = 15.0 M			
	T	DM(T)	DN(T)	DG(T)
56	18.00	0.011004	0.010855	-0.064233
57	36.00	0.024891	0.024381	-0.143232
58	54.00	0.030252	0.029382	-0.171077
59	72.00	0.022787	0.021768	-0.124497
60	90.00	0.006199	0.005329	-0.026760
61	108.00	-0.010247	-0.010756	0.067591
62	126.00	-0.017248	-0.017397	0.105277
63	144.00	-0.010960	-0.010960	0.065761
64	162.00	0.004726	0.004577	-0.026567
65	180.00	0.020452	0.019942	-0.116598
66	198.00	0.026860	0.025990	-0.150726
67	216.00	0.020073	0.019054	-0.108214
68	234.00	0.003958	0.003089	-0.013315
69	252.00	-0.012140	-0.012650	0.078954
70	270.00	-0.018877	-0.019026	0.115052
71	288.00	-0.012382	-0.012382	0.074293

3 INSTATIONAERE TEMPERATUREN :
 4
 5
 6 TEMPERATURLEITZAHL A0= .005 DM(T) = $\vartheta(t)_{md}$
 7 MITTLERE LUFTTEMP. D0= 1
 8 TEMP.VERHAELTNIS K=DW/DL= 0 -DN(T) = $\overline{\Delta\vartheta}(t)$
 9 HALBE PERIODE T0= 168 -DG(T) = $\Delta\vartheta(t)$

11 MAUERDICKE = 5.0 M

	T	DM(T)	DN(T)	DG(T)
14	42.00	0.050426	0.047293	-0.264965
15	84.00	0.114063	0.103368	-0.556036
16	126.00	0.138630	0.120373	-0.612690
17	168.00	0.104418	0.083031	-0.369869
18	210.00	0.028375	0.010149	0.048462
19	252.00	-0.047093	-0.057651	0.409258
20	294.00	-0.079427	-0.082172	0.509501
21	336.00	-0.051057	-0.050226	0.296371
22	378.00	0.020207	0.018525	-0.101065
23	420.00	0.091556	0.083026	-0.446975
24	462.00	0.120233	0.104830	-0.536562
25	504.00	0.088559	0.070596	-0.315792
26	546.00	0.014285	-0.000118	0.087127
27	588.00	-0.059821	-0.066325	0.436970
28	630.00	-0.091029	-0.089629	0.529381
29	672.00	-0.061682	-0.056727	0.310638

32 MAUERDICKE = 10.0 M

	T	DM(T)	DN(T)	DG(T)
35	42.00	0.025213	0.024430	-0.141880
36	84.00	0.057032	0.054358	-0.310104
37	126.00	0.069315	0.064751	-0.361118
38	168.00	0.052211	0.046863	-0.249094
39	210.00	0.014203	0.009639	-0.030446
40	252.00	-0.023478	-0.026152	0.172954
41	294.00	-0.039520	-0.040303	0.246515
42	336.00	-0.025113	-0.025113	0.150678
43	378.00	0.010829	0.010046	-0.055576
44	420.00	0.046860	0.044187	-0.249078
45	462.00	0.061544	0.056979	-0.314489
46	504.00	0.045992	0.040645	-0.211787
47	546.00	0.009068	0.004504	0.000354
48	588.00	-0.027819	-0.030491	0.198974
49	630.00	-0.043257	-0.044036	0.268888
50	672.00	-0.028379	-0.028371	0.170182

53 MAUERDICKE = 15.0 M

	T	DM(T)	DN(T)	DG(T)
56	42.00	0.016809	0.016461	-0.096675
57	84.00	0.038021	0.036833	-0.213866
58	126.00	0.046210	0.044182	-0.252917
59	168.00	0.034807	0.032431	-0.180323
60	210.00	0.009469	0.007440	-0.032470
61	252.00	-0.015652	-0.016840	0.108172
62	294.00	-0.026346	-0.026694	0.162255
63	336.00	-0.016742	-0.016742	0.100452
64	378.00	0.007219	0.006871	-0.039139
65	420.00	0.031240	0.030052	-0.173182
66	462.00	0.041029	0.039000	-0.221831
67	504.00	0.030662	0.028285	-0.155450
68	546.00	0.006046	0.004017	-0.011932
69	588.00	-0.018545	-0.019733	0.125528
70	630.00	-0.028835	-0.029183	0.177187
71	672.00	-0.018914	-0.018914	0.113485

4. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Wie die Auswertung der hier entwickelten Beziehungen zeigt, treten die absoluten Maxima dieser kurzfristigen Temperaturwellen, dargestellt durch die Größen ϑ_{md} und $\Delta\vartheta$, etwa für die Zeitpunkte $t = 0,75 T_0$ auf. Sie beeinflussen - der Anschauung entsprechend - vor allem die Bereiche kleinerer Mauerdicke der oberen Horizonte; zufolge des geringen Biegegewiderstands werden die von den Temperaturverformungen ausgelösten Spannungen i.a. kaum bedeutende Werte annehmen. In den unteren Horizonten mit größeren Wanddicken bleiben die Temperatureinflüsse auf die Randbereiche beschränkt und wirken sich damit hauptsächlich auf das Temperaturgefälle $\Delta\vartheta$ aus; die Behinderung der zugeordneten Verbiegungen im hochgradig statisch unbestimmten Mauerkörper kann beträchtliche **Zwängspannungen** hervorrufen.

In diesem Zusammenhang ist auch auf die Unterschiede zwischen den errechneten Temperaturverteilungen $\vartheta(x,t)$ und den ihnen bezüglich der Verformungen äquivalenten, durch ϑ_{md} und $\Delta\vartheta$ dargestellten linearen Funktionen hinzuweisen. Die durch diese Unterschiede geweckten Selbstspannungszustände, die gemäß

$$\sigma(x,t) = (\vartheta(x,t) - (\vartheta_{md} + \Delta\vartheta(x/l - 1/2)))\alpha_{\vartheta} E_{\text{Beton}}$$

zu erfassen sind, sollten nicht außer acht gelassen werden; ihre Randwerte

$$\sigma(0,t) = \left[\vartheta(0,t) - (\vartheta_{md} + \Delta\vartheta/2) \right] \alpha_{\vartheta} E_{\text{Beton}}$$
$$\sigma(1,t) = \left[\vartheta(1,t) - (\vartheta_{md} + \Delta\vartheta/2) \right] \alpha_{\vartheta} E_{\text{Beton}}$$

können, zusammen mit bereits vorhandenen Zugspannungen die Rißsicherheit beeinträchtigen.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Unter vereinfachenden Annahmen wird ein Näherungsverfahren zur Berechnung der von kurzzeitigen Witterungseinflüssen in ausgewählten Querschnitten von Gewölbemauern hervorgerufenen zeitabhängigen Temperaturänderungen dargestellt. Diese Temperaturfelder werden in üblicher Weise durch äquivalente lineare Verteilungen ersetzt, deren Mittelwerte (ϑ_{md}) und Neigungen (lin. Temperaturgefälle $\Delta\vartheta$) zur stabstatischen Bestimmung der Verformungen verwendet werden können. Den Abschluß bildet eine Zusammenstellung der unter verschiedenen Annahmen für die Perioden $2 T_0$ der sinusförmigen Temperaturwellen, die Mauerdicken l und Zeitpunkte t errechneten Zahlenwerte der Kenngrößen ϑ_{md} und $\Delta\vartheta$.

Der Verfasser dankt der Tauernkraftwerke AG, insbesondere Herrn Dipl.-Ing. M. EISELMAYER für die wertvolle Hilfe bei der **numerischen** Auswertung der allgemeinen Beziehungen.

LITERATUR

BONALDI P., Di MONACO A., FANELLI M., GIUSEPPETI G., RICCIONE R.:

"Concrete Dam Problems: an Outline of the Role, Potential and Limitations of Numerical Analysis", L'Energia Elettrica, Nr.1, S.1, 1977

CARSLAW H.S., JAEGER J.C.:

Conduction of heat in solids", Oxford 1950

PRISCU R.:

Contribution au problème de la détermination des températures de calcul pour les barrages voûtes, Rev.de Mécanique Appliquée, II, Nr.2, Bukarest 1957

RITTER M.:

Temperaturverlauf und Wärmespannungen in Mauern bei oscillierenden Außentemperaturen, Zürich 1944

Da SILVEIRA A.F.:

As variacoes de temperatura nas barragens, Lissabon 1961

STUCKY A., DERRON M.H.:

Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoir, Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publ.no.38, Lausanne 1957

US BUREAU OF RECLAMATION:

Trial load method of analyzing arch dams, Denver, Col. 1938

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

HYDRAULISCHE MODELLUNTERSUCHUNGEN ÜBER DAMMZERSTÖRUNGEN ALS FOLGE VON ÜBERFLUTUNGEN

o.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. H.Simmeler
Dipl.-Ing.Dr.techn.L.Sametz

1. EINLEITUNG

Die von N. Schnitter [1] überarbeitete internationale Statistik über Talsperrenbrüche für die Zeit von 1900 bis 1975 der ICOLD weist aus, daß ca. 35 % der Zerstörungen an Schüttdämmen durch Überflutungen eingetreten sind. Die Ursachen liegen in vielen Fällen in einer ungenügenden Annahme der Größe des Projektshochwassers und auch des Freibordes. Dammzerstörungen können aber auch durch gewaltsame Akte hervorgerufen werden, wobei sich Breschen an der Dammkrone bilden, durch die das Wasser aus dem Speicher fließt und schließlich den Damm zerstört. Aus Gründen der Sicherheit wird daher bei Dämmen überlegt, welche Folgen bei einer Zerstörung auftreten können. Bei solchen Untersuchungen wird meistens die sich bildende Flutwelle unter der Voraussetzung eines plötzlichen Total-oder Teilbruches des Dammes berechnet und im Tallauf weiter verfolgt.

Plötzliche Totalbrüche oder auch Teilbrüche entsprechen nicht den tatsächlichen Vorgängen. In einem hydraulischen Modellversuch wurden daher die Vorgänge bei einem Progressivbruch durch Überströmen untersucht und daraus allgemeine Grundsätze für die ablaufende Flutwelle abgeleitet.

2. HYDRAULISCHE MODELLUNTERSUCHUNGEN

Insgesamt wurden 22 Untersuchungen in einem Glasgerinne mit 0.758 m Breite an Dämmen mit Innen- und Außendichtungen sowie an homogenen Dämmen durchgeführt. Die Böschungsneigung der Dämme lag zwischen 1:1,3 und 1:2,00 (Tab.1). Das Material für die Dammschüttung bestand aus runder und doppelt gebrochener Körnung (Tab.2).

Die zu ermittelnde Anlaufkurve der Flutwelle wird durch folgende Parameter beeinflusst:

- Das Schüttmaterial für den Damm mit den spezifischen Stoffeigenschaften. Materialabhängig ist auch die Breschenform, die sich durch die Überflutung ausbildet.

- Der Dammaufbau und seine Verdichtung, sowie die Lage der Membrandichtung und die Böschungsneigung. Der Zonendamm mit Erdkern wurde nicht untersucht.
- Das Speichervolumen und der für den Erosionsbeginn erforderliche Überstau.
- Die Topographie der Sperrenstelle bezüglich Talform und Längsneigung des Untergrundes. Im Modell wurde die Talform als Rechteckquerschnitt angenommen. Die Sohle des Untergrundes verläuft horizontal.

Bei einer Überflutung der Dammkrone kommt es voraussichtlich immer zur Bildung einer begrenzten Bresche, in deren Bereich die Zerstörung beginnt. Im hydraulischen Modell wurde für die Bresche die gesamte Breite des Glasgerinnes angenommen. Eine seitliche Erosion der Flanken der Bresche wurde zwar untersucht, jedoch konnten bisher keine zufriedenstellenden Ergebnisse erzielt werden.

Die Schüttung der Modelldämme erfolgte in Lagen von ca. 3 und 5 cm Dicke, die von Hand verdichtet wurden. Da bei den Untersuchungen sehr bald erkannt wurde, daß die Dammdichtung für den Erosionsfortschritt von großer Bedeutung ist, wurde diese nach einigen Versuchen durch ein Gemisch von Sand und Tapetenkleister gebildet. Die angenommenen Dichtungen entsprechen in ihrer Stärke dem Asphaltbeton. Breite Innendichtungen wurden nicht untersucht.

Der Beginn der Dammerstörung wurde jeweils durch einen geringen Aufstau über Dammkrone eingeleitet. Der Ablauf der nun einsetzenden Dammerstörung wurde fotografisch in Zeitintervallen festgehalten. Durch Auswertung der verschiedenen Erosionszustände und des zugehörigen Abflusses aus dem Speicher konnten die Zusammenhänge analysiert und Parameterstudien durchgeführt werden.

3. AUSWERTUNG DER VERSUCHE UND ERGEBNISSE

Die Abbildungen 1 bis 3 zeigen den charakteristischen Verlauf der Erosion in einzelnen Zeitschritten für einen homogenen Damm, einen Damm mit Innendichtung und einen Damm mit Außendichtung. Die entsprechenden Flutwellen und die zeitliche Änderung der Erosion sind in den Abbildungen 4 bis 6 enthalten. Die Auswertung erfolgte mit Hilfe der Summenlinien. Abb. 7 enthält die Ergebnisse für einen homogenen Damm, Abb. 8 für einen Damm mit Innendichtung und Abb. 9 für einen Damm mit Außendichtung.

Die Ergebnisse der Einzeluntersuchungen wurden in den Abb. 10 bis 14 miteinander verglichen. Da die Anfangsphase der Erosion zeitlich jedoch nicht exakt bestimmbar ist und die Zeitdifferenzen zwischen den einzelnen Versuchen unbedeutend sind, wurde für den Vergleich angenommen, daß die rasch fortschreitenden Erosionsvorgänge zur selben Zeit ablaufen und nach etwa 6 Sekunden einsetzen. Außerdem wurde für den Vergleich eine einheitliche Dammhöhe im Modell von 30 cm angenommen. Dämme mit anderen Höhen wurden mit Hilfe des Modellgesetzes nach Froude auf diesen Wert umgerechnet.

Aus der im hydraulischen Modellversuch gewonnenen Erkenntnis können für kohäsionsloses Material folgende Aussagen getroffen werden:

- Wird ein Damm überströmt, dann tritt ab einem kritischen Wert des Abflusses eine Instabilität der luftseitigen Dammböschung auf. Dieser Wert ist nach Knauss [2] vom Korndurchmesser, von der Neigung der luftseitigen Dammböschung und der Ver-

dichtung des luftseitigen Böschungsmaterial abhängig.

- Die Erosion des Dammes erfolgt nicht gleichmäßig, sondern in einem bestimmten Zyklus. Die Erosion beginnt stets hinter der Dichtung, bis diese eine gewisse freie Standhöhe erreicht hat und dann plötzlich zusammenbricht. Dieser Vorgang wiederholt sich. Die freie Standhöhe ist vom Dichtungsmaterial und der Breite der Dichtung abhängig.
- Die Neigung der Breschensohle nach der Dichtung wird mit fortschreitender Erosion kleiner. Wasserseitig der Dichtung bleibt die Breschensohle etwa horizontal.
- Die Summenlinie der Erosion verläuft weitgehend linear. Erst gegen Ende des Erosionsvorganges tritt eine Verflachung ein, die vom Material und der allgemeinen Geländeneigung des Untergrundes abhängt.
- Das Erosionsverhalten von Dämmen mit einem Stützkörper aus kohäsionslosem Schüttmaterial und einer vertikalen Dichtungsmembran ist materialunabhängig. Bei dem Versuch hat sich gezeigt, daß die Neigung der Summenlinie der Erosion annähernd gleich verläuft. Nur das Erosionsende wird bei größerem Schüttmaterial früher erreicht (Abb. 10).

Ergänzende Versuche mit homogenen Dämmen aus kohäsivem Material ergaben, daß die Überfallskrone der einzelnen Erosionszustände stets in der Nähe der wasserseitigen Böschung lag. Die Summenlinie der Erosion verläuft dabei flacher. Ein linearer Zusammenhang konnte nicht erkannt werden. Insgesamt dauert der Erosionsvorgang länger.

Einen Einfluß übt auch die Größe des Speichers auf die Erosion aus. Mit größerem Speicherinhalt nimmt die Erosion zu und der Abfluß wird größer (Abb. 11).

Relativ große Unterschiede ergeben sich aus der Lage der Dichtungsebene im Damm. So hat ein Vergleich zwischen Außen- und Innendichtung ergeben, daß bei gleichem Material des Dammes die Außendichtung den Abfluß verringert, weil die Erosion des Dammes langsamer vor sich geht, da hinter der Außendichtung mehr Material abgebaut werden muß (Abb. 12).

Die Dammneigung wirkt sich ebenfalls spürbar auf den Erosionsvorgang und den Abfluß aus. Untersucht wurden Dammneigungen zwischen 1:1,5 und 1:2. Naturgemäß führt die flache Dammneigung zu einem langsameren Abbau des Dammes, weil mehr Material erodiert werden muß (Abb. 13).

Die Verdichtung des Dammschüttmaterials hatte bei den Versuchen mit relativen Dichten zwischen 0,11 und 0,57 keinen großen Unterschied beim Erosionsvorgang erkennen lassen (Abb. 14). Die relative Dichte D_r ergibt sich aus folgendem Zusammenhang:

$$D_r = \frac{e - e_o}{e_o - e_d} \quad (1)$$

e_o = Porenziffer bei lockerster Lagerung
 e_d = Porenziffer bei dichtester Lagerung
 e = Porenziffer der Probe

Auch die Neigung des Untergrundes, auf dem der Damm gründet, sowie das Gelände nach dem Damm spielen eine gewisse Rolle, weil das erodierte Dammaterial auf einem flachen Gelände leichter abgelagert wird und dadurch eine gewisse Verzögerung bei der Erosion eintritt. Untersuchungen zur theoretischen Erfassung des Problems in Anlehnung an Untersuchungen von Willi [3] über Sohlerosionen bei grossem Gefälle führten zu keinem befriedigenden Ergebnis. Eine gewisse Anpassung an die Dammerosion konnte nur durch Einführung eines Relativfaktors in der Größenordnung von $C = 0,3$ erzielt werden.

$$A \cdot g_v = u_m^{2/5} \cdot L^{2/5} \cdot q^{3/5} \cdot \left(\frac{Y}{Y_s} \cdot F \cdot I_{sec} - B \right) \cdot C \quad (2)$$

A = 0,6206 Konstante
 B = 0,000 286 Konstante
 g_v = spezifischer Materialtransport am Ende der Erosionsstrecke [m³/s,m]
 u_m = mittlere relative Verschiebungsgeschwindigkeit (= Differenz zwischen Momentangeschwindigkeit eines Kornes und der mittleren Strömungsgeschwindigkeit [m/s])
 L = Länge der Erosionsstrecke [m]
 q = spezifischer Abfluß [m³/s,m]
 = spezifisches Gewicht des Dammschüttmaterials [N/m³]
 = spezifisches Gewicht des Wassers [N/m³]
 F = Formfaktor
 I_{sec} = mittleres Gefälle der Erosionsstrecke
 C = eingeführter Relativfaktor

Es wurde daher nach Einführung einer Erosionszahl, die durch die Relation des gesamten Breschenvolumens zur jeweiligen Restkubatur definiert wird, eine Beziehung zum Verhältnis Durchfluß zu Erosion hergestellt. Durch auf diese Weise ermittelten Werte wurden eine Ausgleichskurve gelegt, die folgender dimensionsloser Beziehung nach Sametz [6] entspricht:

$$\frac{Q}{G} = C_1 \cdot e^{C_2} \cdot E_z$$

Q = Breschendurchfluß [m³/sec]
 G = Erosion [m³/s]
 C_1 = Beiwert
 C_2 = Beiwert
 E_z = Erosionszahl: Verhältnis gesamtes Breschenvolumen zjm jeweiligen Zeitpunkt
 e = Basis des natürlichen Logarithmus

Die Beiwerte schwanken bei kohäsionslosem Dammschüttmaterial zwischen den Grenzen:

$$0,07 \leq C_1 \leq 0,2$$

$$3,0 \leq C_2 \leq 2,0$$

Diese Beziehung wurde für die Ermittlung des Abflusses aus einem Speicher in Österreich verwendet und mit den Ergebnissen eines Breschenbruches nach dem Verfahren von Cristofano [4] und der klassischen Methode des plötzlichen Bruches mit einer Reduktion nach Frank [5] verglichen (Abb. 15). Die bei den jeweiligen Verfahren angenommenen Breschen gehen aus Abb. 16 hervor. Dabei zeigt sich deutlich der Einfluß des Progressivbruches mit einer Abminderung von ca. 40 % gegenüber dem plötzlichen Breschenbruch. Auch zeitlich tritt im Ablauf der Abflussschwelle eine Verzögerung ein, die für den Warndienst von Bedeutung sein könnte.

Die Abminderung der Abflussspitze gegenüber den anderen Verfahren ergibt sich vor allem dadurch, daß im vorliegenden Verfahren der tatsächliche Erosionsvorgang berücksichtigt wird, während z.Bsp. bei Cristofano die Erosion bei großen Speichern weitgehend linear mit dem Abfluß zusammenhängt.

Unberücksichtigt blieb bei allen Untersuchungen die Seitenerosion, die aber wegen der zusätzlichen Transportbelastung des Abflusses durch erodiertes Dammaterial zu einer weiteren Verzögerung führen dürfte.

4. ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Bericht wird die Entwicklung von Dammerosionen untersucht, die durch Überflutungen oder auch durch die Bildung einer Bresche hervorgerufen werden. In einer Reihe von hydraulischen Modellstudien konnten Erkenntnisse über den Einfluß verschiedener Parameter wie z.Bsp. das Schüttmaterial, die Geometrie des Dammes, die Lage der Dichtung und die Größe des Speichervolumens auf den zeitlichen Ablauf der Erosion und den Abfluß gewonnen werden.

Wenn auch eine exakte quantitative Übertragung der Modellergebnisse in die Naturgrößen durch weitere Untersuchungen abgesichert werden müßten, so läßt sich dennoch eine eindeutige Tendenz der Einflüsse erkennen, die nach Auffassung der Verfasser eine bessere Beurteilung der Abflussswellen bei progressiver Dammerosion ermöglichen dürfte.

Ver- such	Mate- rial	Damm- breite (cm)	Höhe (cm)	Speicher- gröÙe Dammkuba- tur	Neigung Wasser- seite l:	Neigung Luft- seite l:	Dich- tung	Zuga- bebe- ginn (S)	Zuga- been- de (S)	Zuga- bemen- ge (dm ³ /s)	Rel. Dichte Dr.	
1	1	75,8	36,5	17,2	1,5	1,3	innen					Material
2	2	75,8	36,5	17,2	1,5	1,3	innen					Material
3	3	75,8	36,5	17,2	1,5	1,3	-					Speichergröße, Dichtung, Über- stau
4	3	75,8	36,5	17,2	1,5	1,3	innen					Material, Dichtung
5	3	75,8	36,5	17,2	1,5	1,3	-					Überstau
6	3	37,9	36,5	31,1	1,5	1,3	-					Speichergröße
7	3	37,9	36,5	39,6	1,5	1,3	-					Speichergröße
8	3	37,9	36,5	46,6	1,5	1,3	-					Speichergröße
9	4	31,8	30	19,3	1,5	1,5	innen					Material, Lage d. Dichtung, Dammneigung, Seitenerosion
10	4	75,8	30	19,3	1,5	1,5	außen					Lage der Dichtung
11	5	75,8	15	20	1,5	1,5	innen					Modellfamilie
12	6	75,8	30	19,3	1,5	1,5	innen					Material, Modellfamilie
13	7	41,7	60	19,3	1,5	1,5	innen					Modellfamilie, Geländeneigung im Unterwasser
14	4	75,8	30	19,3	1,5	1,5	innen	5,5	50,8	1,40		Seitenerosion
15	4	75,8	30	14,4	2,0	2,0	innen					Damböschungsneigung
16	4	75,8	30	16,5	1,75	1,75	innen					Damböschungsneigung
17	8	75,8	30	19,3	1,5	1,5	innen				0,57	Verdichtung
18	8	75,8	30	19,3	1,5	1,5	innen				0,57	Material, Verdichtung
19	8	75,8	30	19,3	1,5	1,5	innen				0,11	Verdichtung
20	8	75,8	30	19,3	1,5	1,5	innen				0,11	Verdichtung
21	4	75,8	30	19,3	1,5	1,5	innen	3,5	23,8	1,39		Seitenerosion
22	9	75,8	36,5	17,2	1,5	1,3	-					Material (Kohäsion)

Tab. 1, Modellversuch - Übersicht

Schütt- material Nr.	Mittlerer Korndurch- messer d _{50%} mm	Ungleich- förmigkeits- grad $\frac{d_{60\%}}{d_{10\%}}$	Korn- form	Reibungs- winkel	Art des Schütt- materials
1	12,5	1,2	gebrochen	36,0°-37,8°	Einkornmaterial
2	2,3	4,3	rund	29,4°-30,8°	Abgestuftes Material
3	0,50	5,4	rund	31,3°-31,6°	Abgestuftes Material
4	4,0	1,5	gebrochen	34,2°-35,9°	Einkornmaterial
5	1,5	1,5	rund	29,5°-30,8°	Einkornmaterial
6	3,0	1,5	rund	30,0°-30,8°	Einkornmaterial
7	6,0	1,5	gebrochen	30,8°-31,4°	Einkornmaterial
8	4,8	6,0	rund	35,2°-35,9°	Abgestuftes Material
9	0,50	5,4	rund		Abgestuftes Material mit Tapetenkleister

Tab. 2, Verwendetes Schüttmaterial

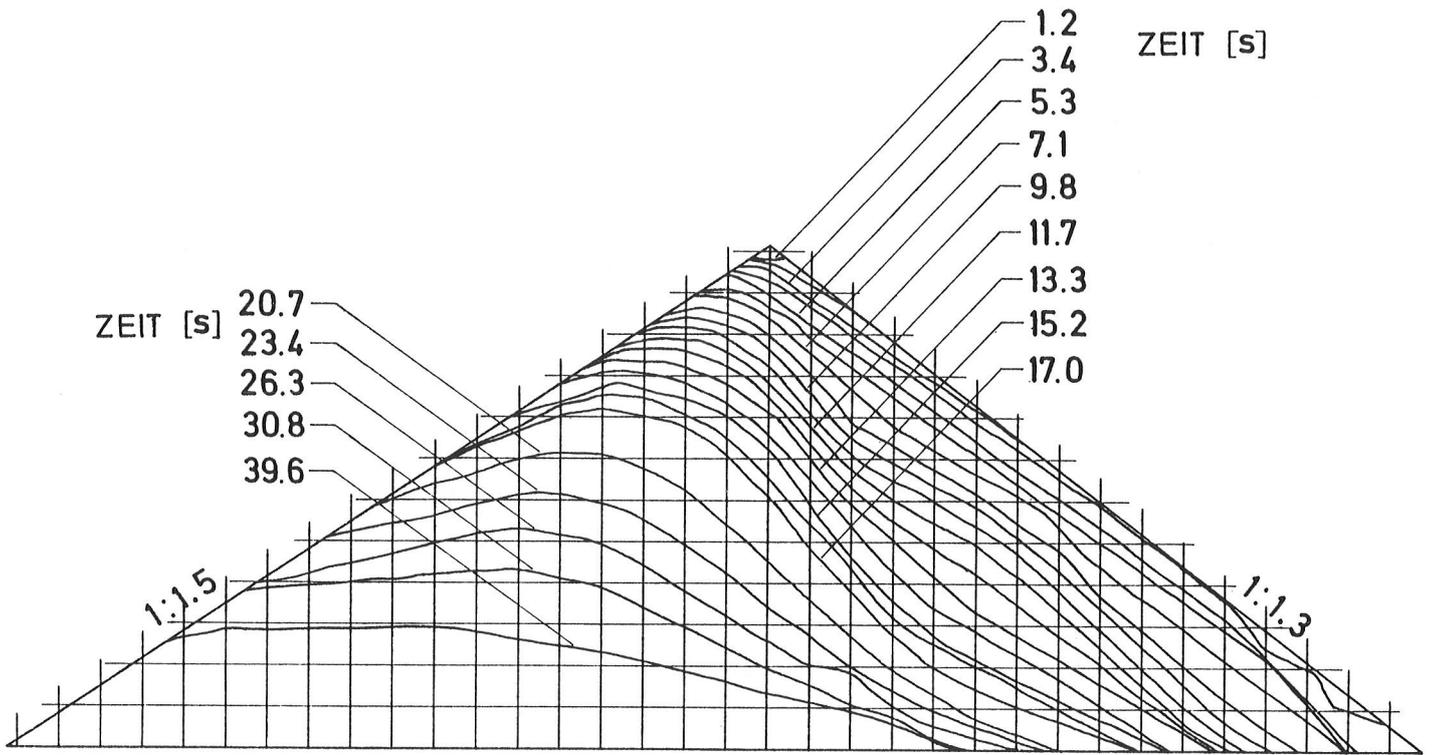


Abb. 1 Homogendamm
Erosionsfortschritt (Versuch Nr. 3)

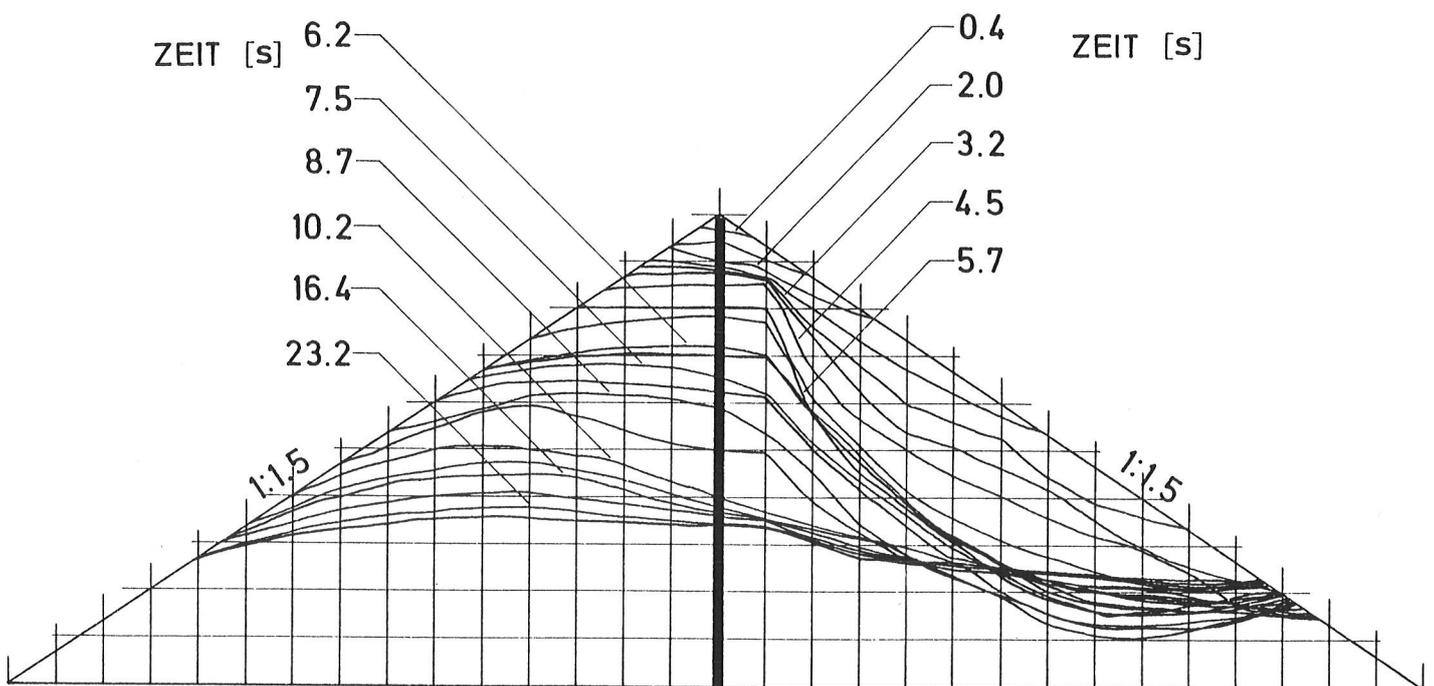


Abb. 2 Steinbrockendamm mit Innendichtung
Erosionsfortschritt (Versuch Nr. 9)

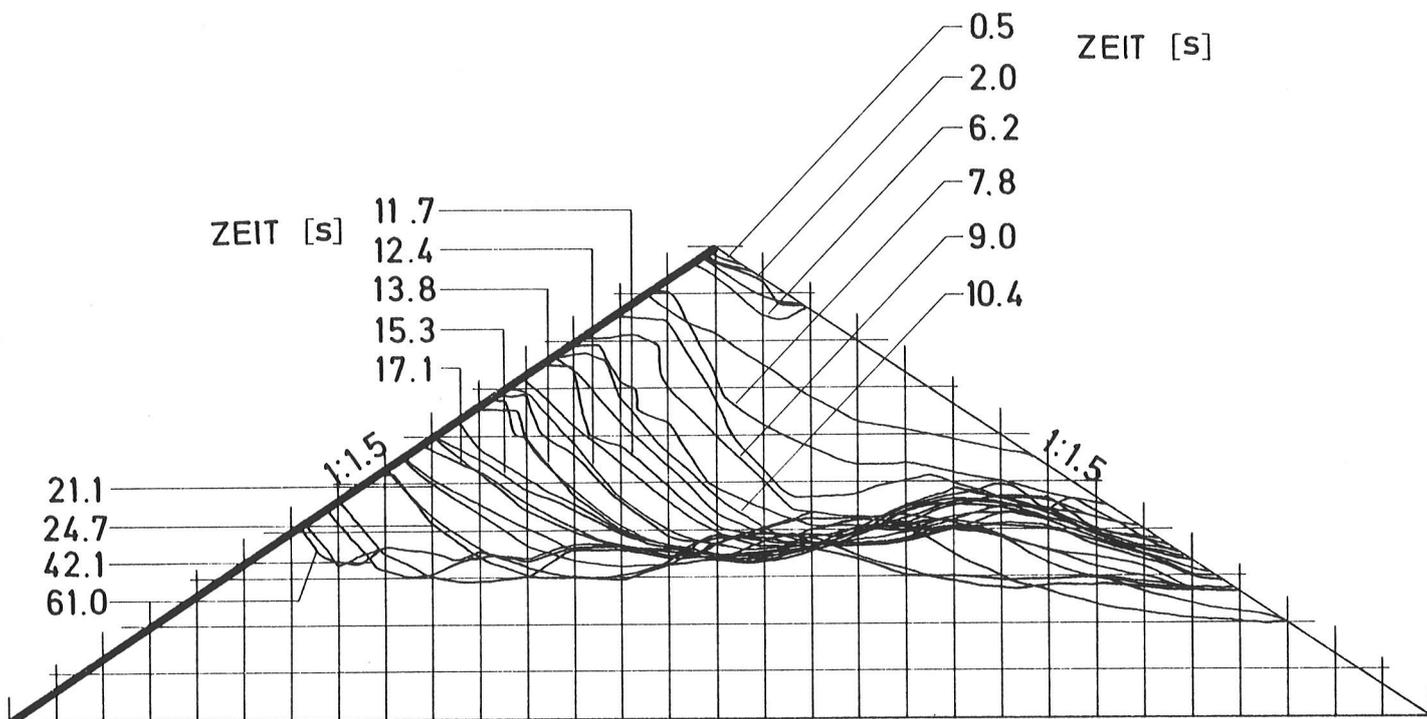


Abb. 3 Steinbrockendamm mit Oberflächendichtung
Erosionsfortschritt (Versuch Nr. 10)

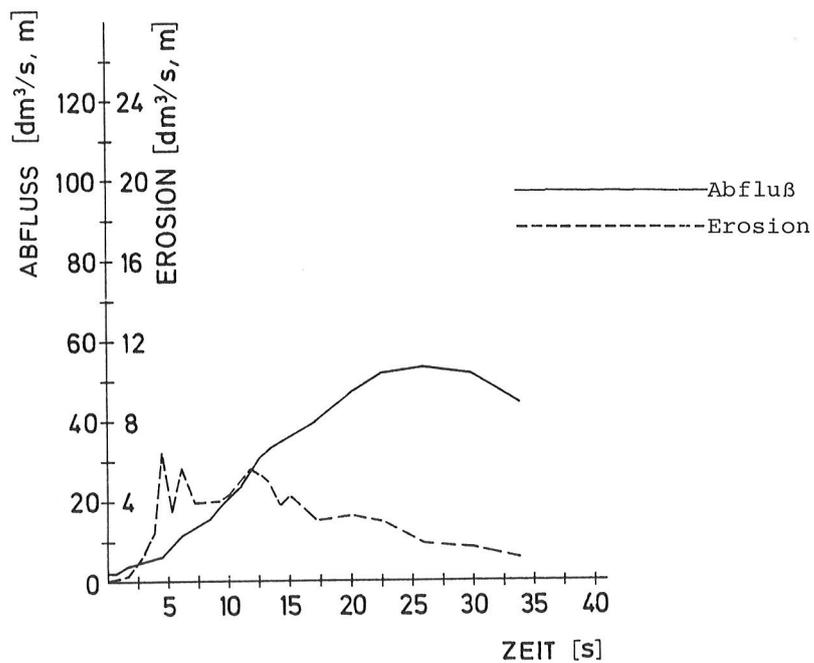


Abb. 4 Homogendamm
Erosion und Abfluß in Abhängigkeit von
der Zeit (Versuch Nr. 3)

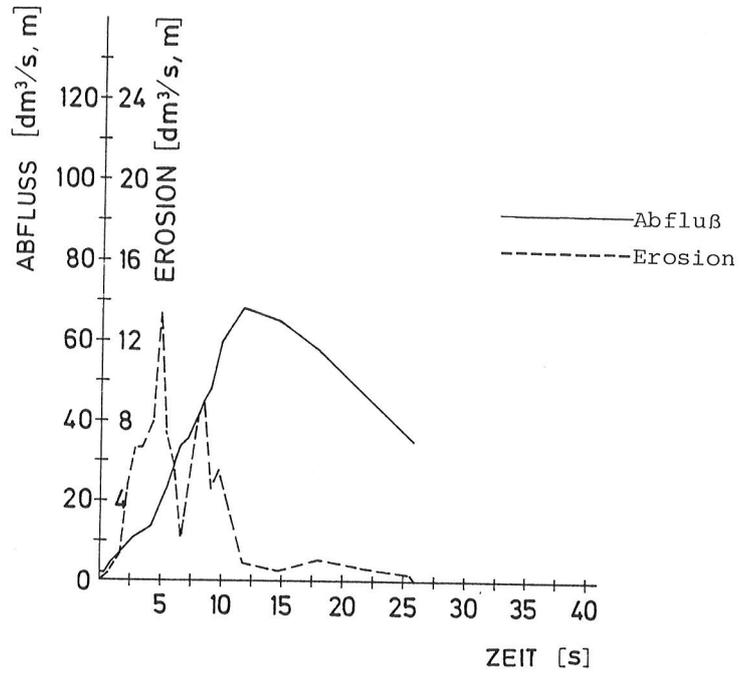


Abb. 5 Steinbrockendamm mit Innendichtung
Erosion und Abfluß in Abhängigkeit
von der Zeit (Versuch Nr. 9)

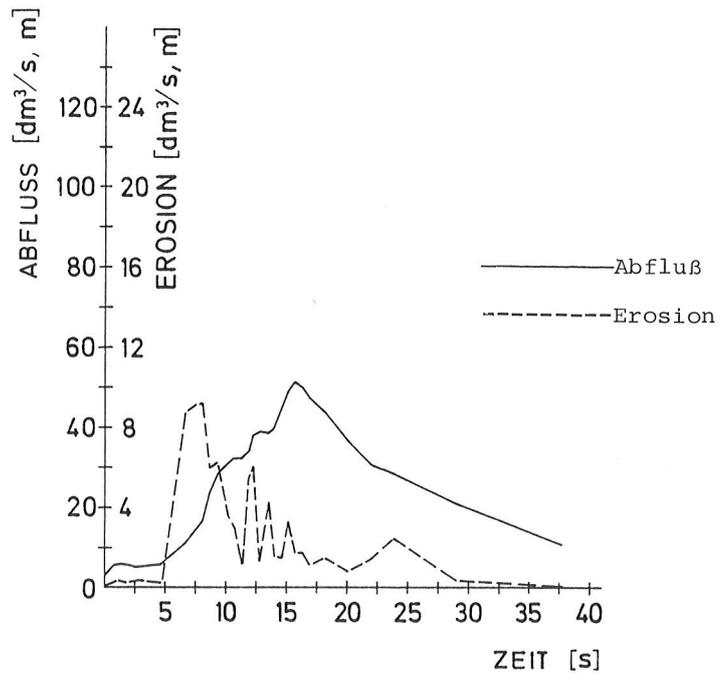


Abb. 6 Steinbrockendamm mit Außendichtung
Erosion und Abfluß in Abhängigkeit
von der Zeit (Versuch Nr. 10)

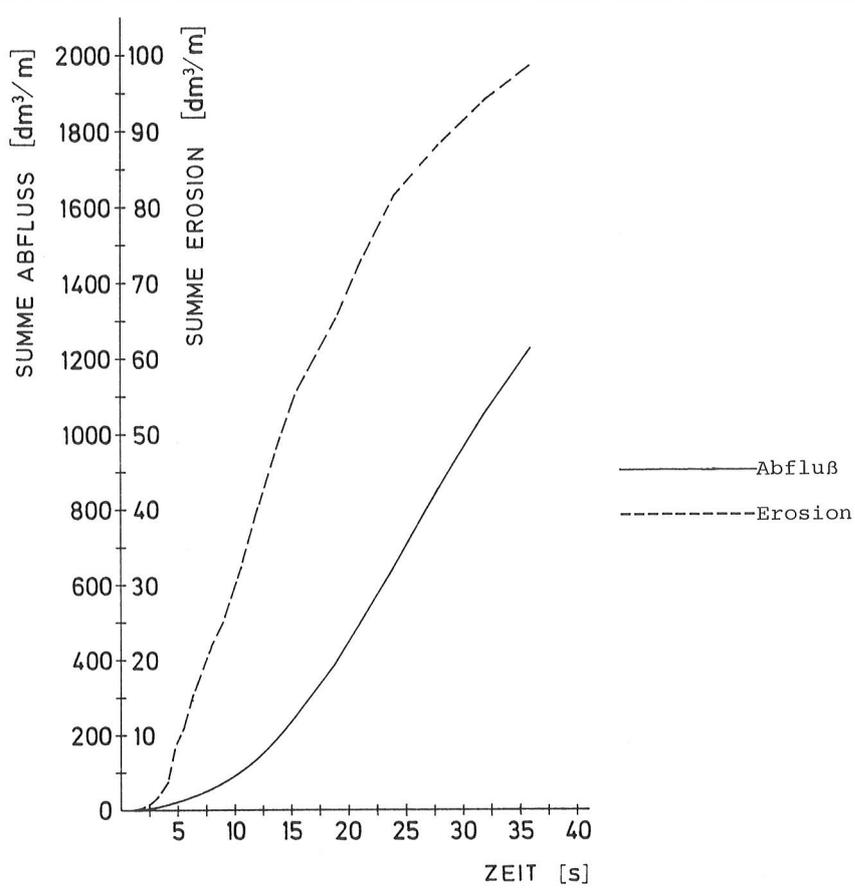


Abb. 7 Homogendamm
Erosion und Abflußsummenlinien (Versuch Nr.3)

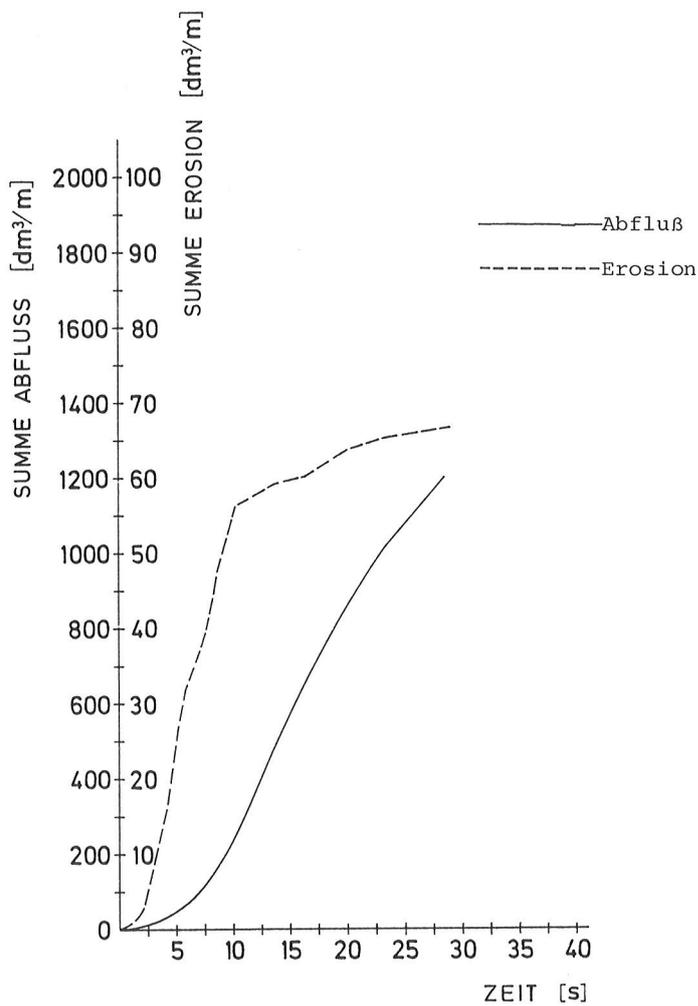


Abb. 8 Steinbrockendamm mit Innendichtung
Erosion und Abflußsummenlinie (Versuch Nr. 9)

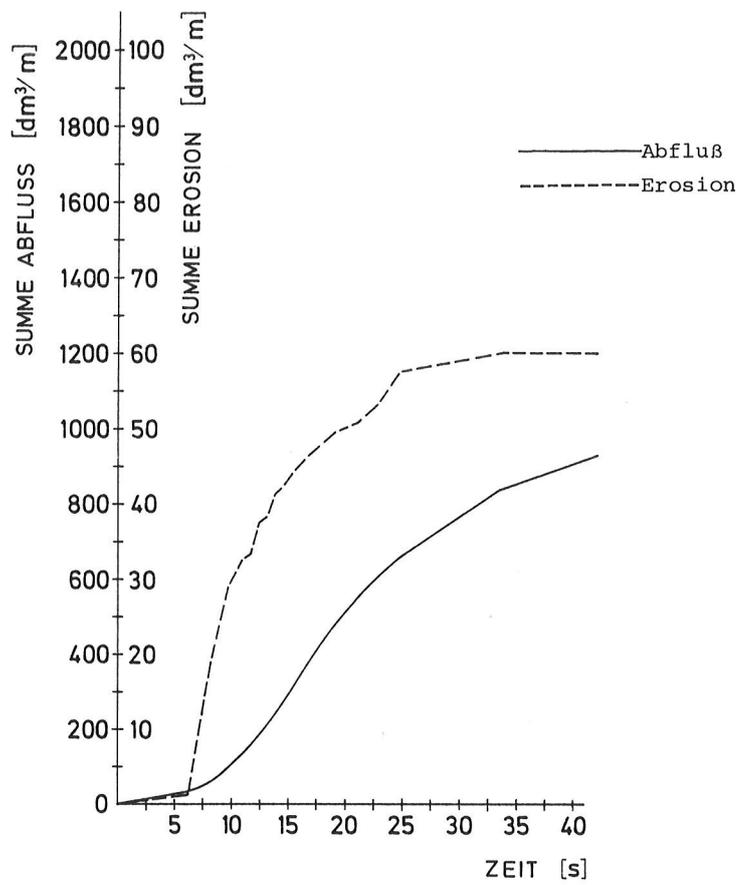


Abb. 9 Steinbrockendamm mit Außendichtung
Erosions- und Abflußsummenlinie (Versuch Nr. 10)

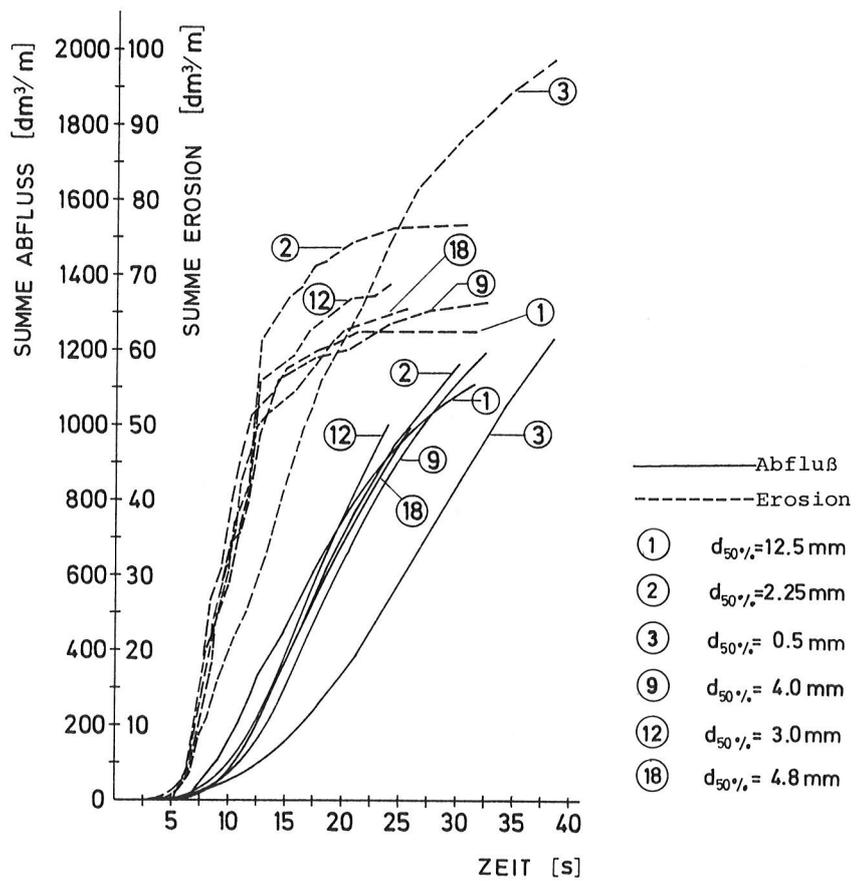


Abb. 10 Einfluß des Dammschüttmaterials auf Abfluß und Erosion

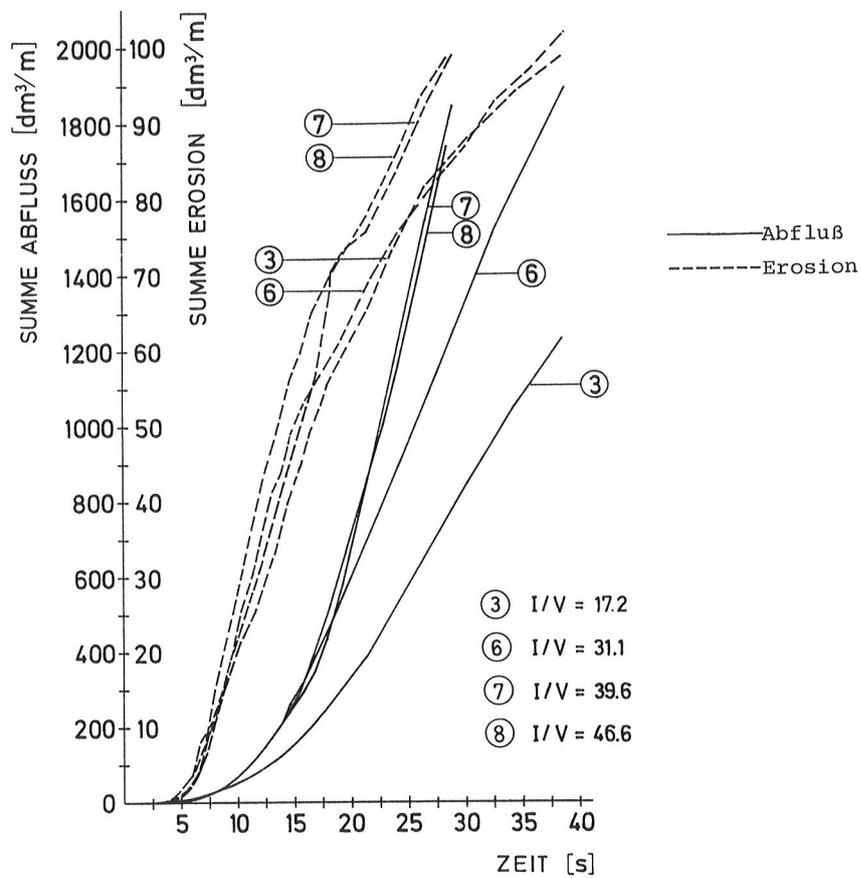


Abb. 11 Einfluß des Verhältnisses von Speichereinhalte zu Dammvolumen auf Erosion und Abfluß

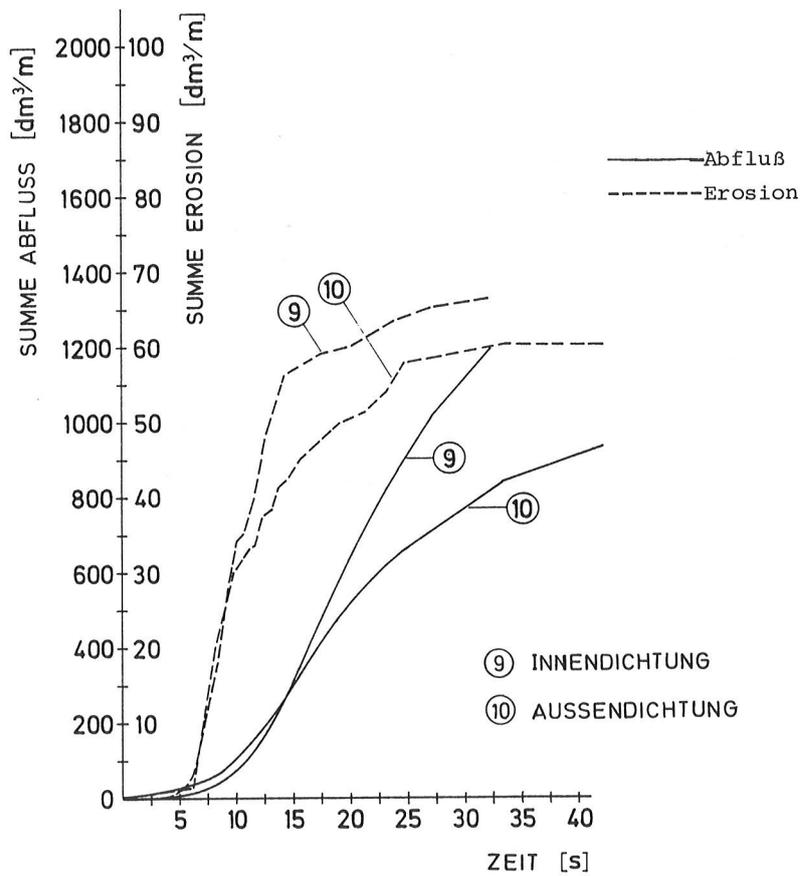


Abb. 12 Einfluß der Lage der Dichtung auf Erosion und Abfluß

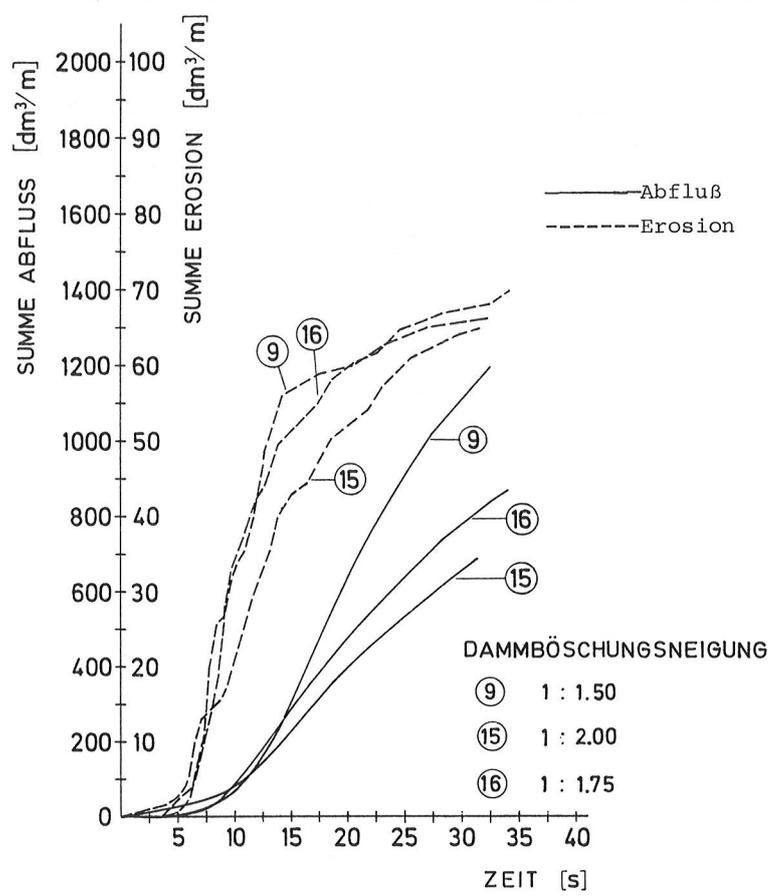


Abb.13 Einfluß der Dammböschungsneigung auf Erosion und Abfluß

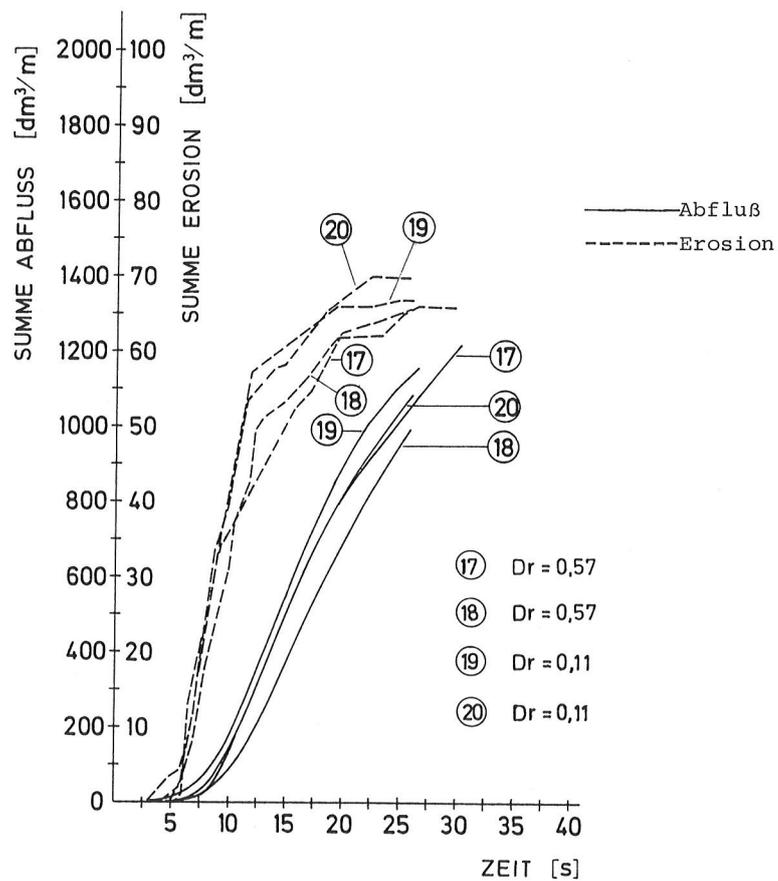
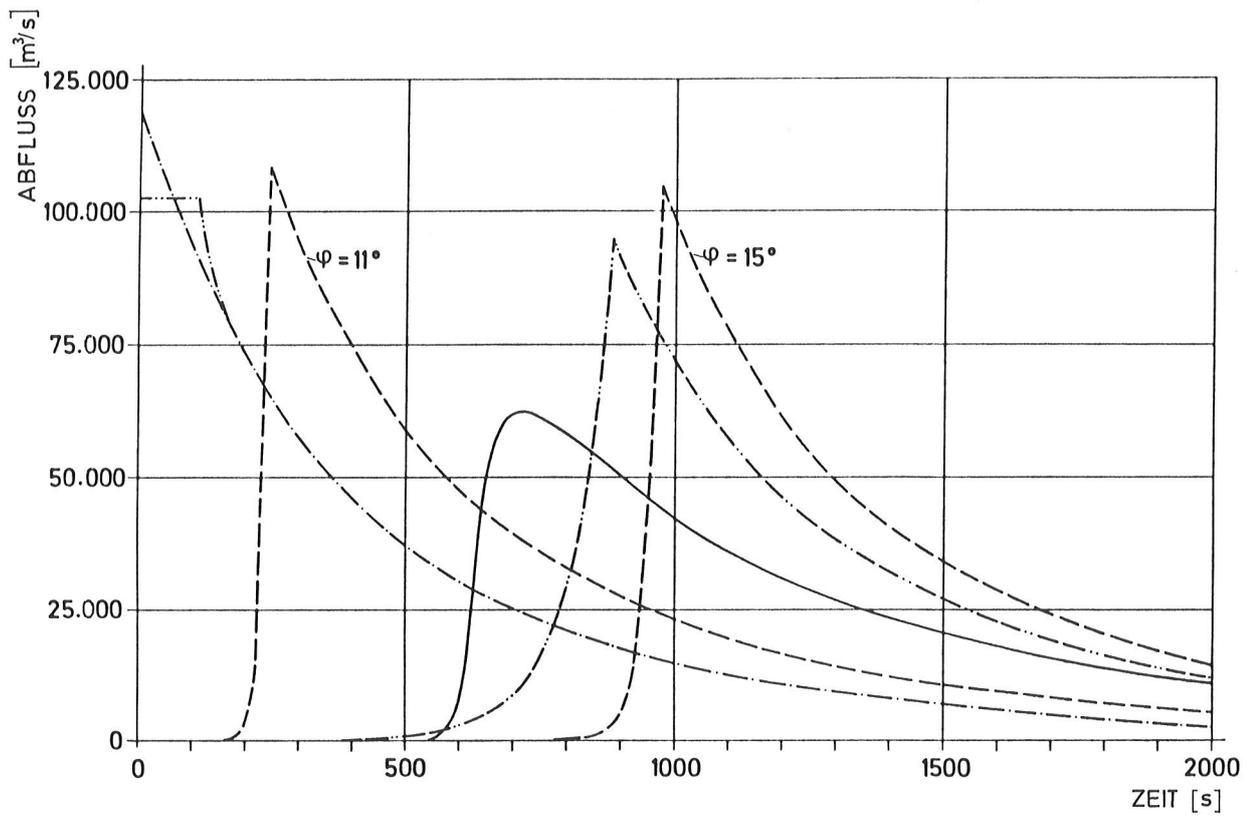


Abb. 14 Einfluß der Verdichtung des Dammschüttmaterials auf Erosion und Abfluß



- PLÖTZLICHER BRUCH
- REDUKTION NACH FRANK
- PROGRESSIVBRUCH NACH CRISTOFANO
- PROGRESSIVBRUCH MIT DEM ANSATZ $\frac{q}{G} = c_1 \cdot e^{c_2 \cdot Ez}$
- PROGRESSIVBRUCH MIT EINEM MODIFIZIERTEN ANSATZ NACH WILLI

Abb. 15 Vergleich von Abflußwellen für einen angenommenen Bruch eines Dammes in Österreich

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

DIE KONTROLLEINRICHTUNGEN UND ALARMANLAGEN DER STAUDÄMME FINSTERTAL UND GEPATSCH

Dipl.-Ing.H.SCHWAB
Dipl.-Ing.Dr.techn.W.PIRCHER

Tiroler Wasserkraftwerke Aktiengesellschaft

1. EINLEITUNG

Die großen Fortschritte in der entwurfsmäßigen Gestaltung und bautechnischen Ausführung von Staudämmen, die besonders in den letzten beiden Jahrzehnten weltweit zu verzeichnen waren, gehen zum einen Teil auf verbesserte Einbaumethoden, zum anderen aber auf die gerade in dieser Zeitspanne ganz entscheidend verbesserte Kenntnis ihres Trag- und Verformungsverhaltens zurück, und diese wiederum verdanken wir in hohem Maß den erheblichen Verbesserungen und Neuentwicklungen von Meßeinrichtungen für die Überwachung der Staudämme sowohl während der Bauzeit als auch im späteren Betrieb.

Diese Meßeinrichtungen dienen:

- a) der Kontrolle der Standsicherheit durch
 - Messung von Porenwasserdrücken in den verschiedenen Dammmzonen und im Untergrund, zur Ergänzung von Feld- und Laboruntersuchungen der Raumgewichte und Scherfestigkeiten der Schüttmaterialien sowie des Scherwiderstandes in der Aufstandsfläche zwischen Schüttkörper und Gründungsfels (also zur Ergänzung von Untersuchungen und Einbaukontrollen, die nicht Gegenstand dieses Berichtes sind), und durch
 - Aufzeichnung von Erdbebenschwingungen zum Vergleich mit den Entwurfsannahmen
- b) der Kontrolle des Dammverhaltens durch Messung von
 - Durchsickerungen
 - Verformungen des Schüttkörpers und des Untergrundes
 - Spannungszustände im Damm und Beurteilung ihrer Veränderungen.

Die beiden Staudämme Gepatsch (H = 153 m, L = 600 m, V = 7.1 Mio m³) und Finstertal (H = 149 m, L = 652 m, V = 4.5 Mio m³) der Tiroler Wasserkraftwerke AG sind derzeit die höchsten geschütteten Dämme Österreichs.

Der Staudamm Gepatsch (erbaut 1961 bis 1964) war überhaupt der erste große

Schüttdamm des Landes und zum Zeitpunkt seiner Errichtung der zehnthöchste der Welt, mit einem relativ schmalen Kern und steilen Böschungen. Auch der Staudamm Finstertal ist als derzeit höchster Steinschüttdamm mit Asphaltbetonkerndichtung und in seiner Lage auf einer sattelförmigen Felsschwelle ein ungewöhnliches Bauwerk. Die Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG) hat dementsprechend beide Dämme mit großzügig konzipierten Meßeinrichtungen versehen, die im folgenden beschrieben werden. Das Hauptgewicht liegt dabei auf den Einrichtungen des jüngeren Finstertaldammes, deren Entwurf jedoch sehr wesentlich von den am Gepatschdamm gewonnenen Erfahrungen profitieren konnte.

Die Dämme selbst sind in verschiedenen Berichten für frühere ICOLD-Kongresse sowie in anderen Veröffentlichungen ausführlich beschrieben worden [1-9].

2. KONTROLLSYSTEM DES STAUDAMMES GEPATSCH

Die Einrichtung war für die damalige Zeit ungewöhnlich umfangreich und berücksichtigt alle wesentlichen Beobachtungen. Besonderes Augenmerk wurde auf die schwierig zu messenden inneren Verformungen gelegt, wobei ein wesentlicher Teil der Einrichtungen, nämlich die liegenden Pegel, durch die TIWAG neu entwickelt worden sind (unter Leitung von Herrn Prof. SCHÖBER, der auch am Finstertaldamm mitwirkte), später aber in ähnlicher Bauweise auch bei anderen Dämmen Verwendung fanden. Alle Messungen werden auch jetzt nach 17 Betriebsjahren weiterhin durchgeführt, wenn auch in reduziertem Umfang, und haben auch im Laufe der späteren Jahre noch einige wertvolle Erkenntnisse erbracht, besonders über die Kriech- und Sättigungsverformungen. Ein Teil der Einrichtungen ist inzwischen leider ausgefallen. Die Ursachen sind vorwiegend im Abklemmen von Leitungen infolge großer Bewegungen, in Verschmutzungen, Rohrverengungen, Vereisung, Korrosion sowie in Verlegemängeln und unvermeidlicher Abnutzung zu suchen.

3. KONTROLLSYSTEM DES STAUDAMMES FINSTERTAL

3.1 Allgemeines

Das Gesamtsystem der Überwachung gliedert sich nach den einleitend dargelegten Zielen einer umfassenden Kontrolle und wird nachstehend in dieser Reihenfolge einzeln besprochen. Es ist so ausgelegt, daß in jedem Zeitpunkt des Baues und Betriebes der Zustand des Dammes zuverlässig beurteilt werden kann. Alle Einrichtungen sind im wesentlichen in einem Haupt- und fünf Nebenschnitten untergebracht, wobei der Kernbereich mit der schrägen Dichtung besonders intensiv kontrolliert wird. Die Anzahl der installierten Meßgeräte sowie die Meßmethoden sind aus den Tabellen der Abb. 1 ersichtlich. Ihre Lage geht aus dem dargestellten Querschnitt, Längsschnitt und Lageplan hervor.

3.2 Porenwasserdruckmessung

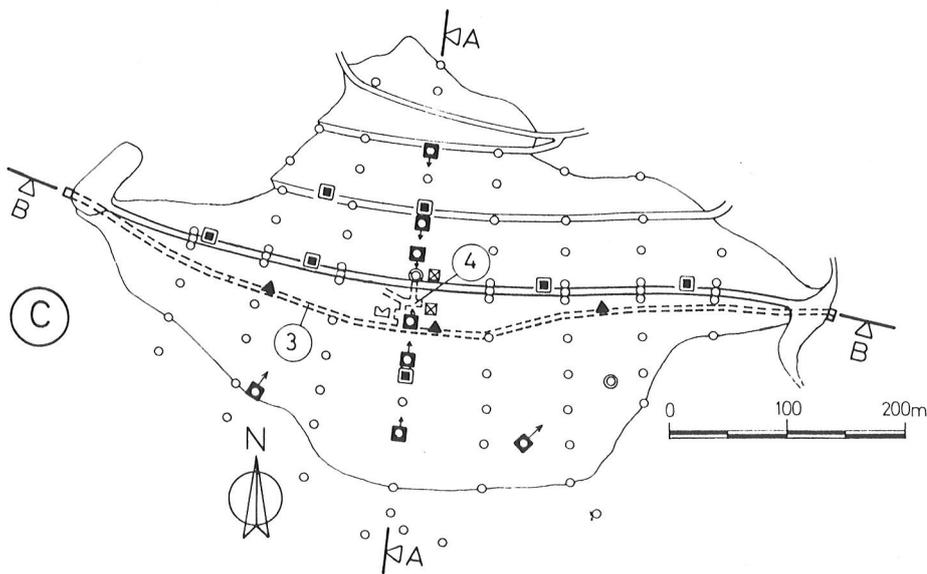
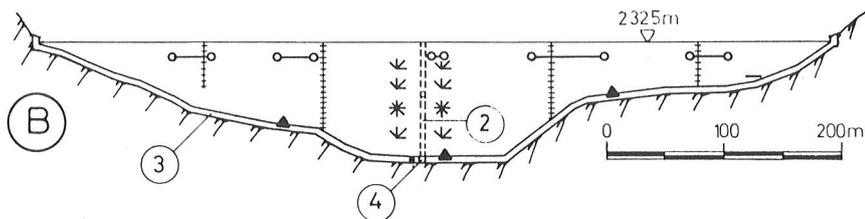
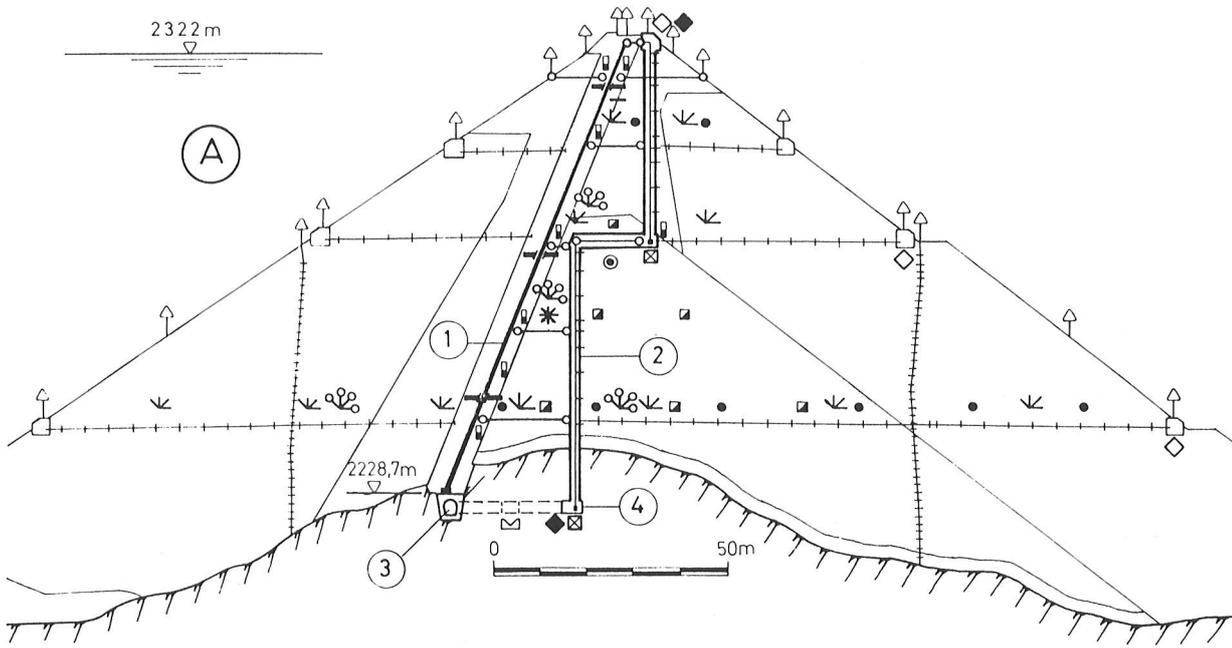
Ein Teil des luftseitigen Stützkörpers des Steinschüttdammes Finstertal (Zonen- aufbau siehe Abb. 1o A) und einige Bereiche im Dammuntergrund bestehen aus Moränenmaterial. Zur Messung allfälliger Porenwasser-Überdrücke werden die in Gepatsch bewährten hydraulischen Geber (Bauart Glötzl) verwendet. Ihre Meßgenauigkeit liegt bei $\pm 0,07$ bar. Der Einbau samt Zu- und Rückleitungen sowie die Messung und deren Auswertung werden unter Pkt. 3.8 und 3.1o behandelt.

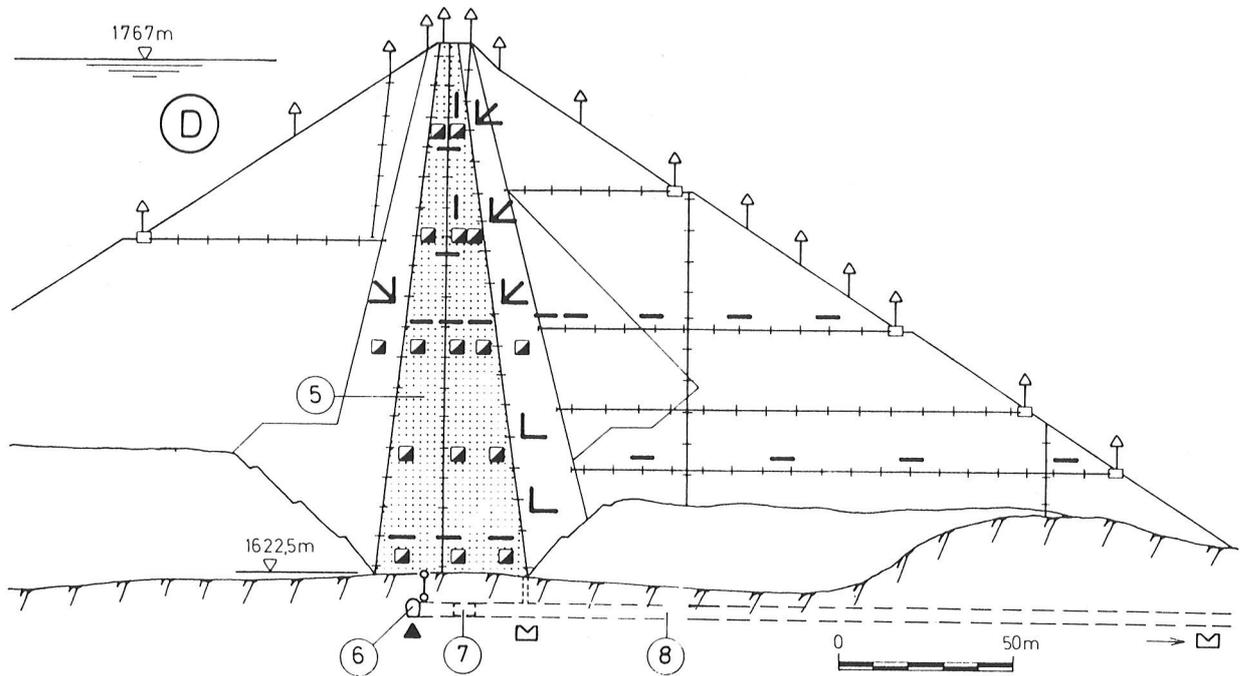
Die Messungen während der Bauzeit zeigten, daß sich die Moräne in die umgebenden Zonen gut entwässert hat und die während des Einbaues entstandenen geringen Porenwasserdrücke von bis zu 4 % des Überlagerungsdruckes wie erwartet, rasch

abgeklungen sind.

3.3 Kontrollen der Einbau-Raumgewichte, der Scherfestigkeit in den Dammszonen und des Schwerwiderstandes in der Aufstandsfläche

sind zwar nicht Gegenstand von bleibenden Meßeinrichtungen im Sinne dieses Berichtes, gehören aber den Ergebnissen nach auch zum Generalkonzept einer umfassenden Überwachung und seien deshalb gleichfalls hier erwähnt. Besondere Anstrengungen galten dem Scherwiderstand von Schüttmaterial auf glatten Felspartien [3] und dem Raumgewicht von grobstückigen ($d_{\max} = 70 \text{ cm}$) Schüttungen [9].





Ⓐ Ⓑ Ⓒ FINSTERTAL

① ASPHALTBETON-KERNDICHTUNG ② PENDELSCHACHT ③ KONTROLL- UND INJEKTIONSGANG ④ ZENTRALE MESSKAMMER

Ⓓ GEPATSCH

⑤ ERDKERN ⑥ INJEKTIONSSTOLLEN ⑦ ZENTRALE MESSKAMMER ⑧ ZUGANGSSTOLLEN

SYMBOL	MESSEINRICHTUNG	ANZAHL	
		FINSTERTAL	GEPATSCH
↑ ○	OBERFLÄCHENPUNKTE	111	58
↑ □	STEHENDE PEGEL	7	11
++++ □	LIEGENDE PEGEL	8	20
— ○ —	EXTENSOMETER	38	2
⊕	DEHNUNGS- STAUCHUNGSGEBER	4x4	—
⊕	ORTSFESTE SCHLAUCHWAAGEN	7	—
↓ ⊗	GEWICHTSLOTE	2	—
⊕	ASPHALTBETON- DICKENMESSGERÄTE	3	—

SYMBOL	MESSEINRICHTUNG	ANZAHL	
		FINSTERTAL	GEPATSCH
— L L L —	ERDDRUCKGEBER IN QUERSCHNITTEBENE	83	55
*	ERDDRUCKGEBER IN RAUMLICHER ANORDNUNG	18	—
□	PORENWASSERDRUCKGEBER	14	32
•	TEMPERATURGEBER	9	—
◆	SEISMOGRAPHEN MIT VOLL- STÄNDIGER AUFZEICHNUNG	2	—
◇	SEISMOGRAPHEN MIT SPITZENWERTAUFEICHNUNG	3	—
▲	PIEZOMETER IM FELSUNTERGRUND	13	10
⊕	SICKERWASSER- SUMMENMESSSTELLEN	3	2

ABB.1 MESSEINRICHTUNG STAUDAMM FINSTERTAL (HAUPTSCHNITT, LÄNGSSCHNITT, LAGE-
PLAN) UND MESSEINRICHTUNG STAUDAMM GEPATSCH (HAUPTSCHNITT)

3.4 Erdbeben

Im Projektgebiet sind zwar nur sehr geringe Bebenstärken (MSS VI) zu erwarten, was sehr steile Böschungen erlaubte. Zur Überwachung des dynamischen Verhaltens wurden trotzdem je ein Starkbebenbeschleunigungsmesser (Terra Technology) an der Krone und im Gründungsfels in der Meßkammer eingebaut, die eventuelle Beben selbsttätig (mit Schwellenwerteinstellung) zur Gänze in drei Ebenen aufzeichnen, ergänzt durch Spitzenwertschreiber an drei Stellen der luftseitigen Böschung. Bei der Messung von Sprengerschütterungen aus dem ca. 750 m vom Damme entfernten

Steinbruch zeigte der Staudamm knapp vor Fertigstellung in allen drei Schwingrichtungen im Kronenbereich 2,5 bis 4-fach höhere Beschleunigungswerte als im Fels des Dammuntergrundes.

Die dominierenden Frequenzen bei den höchsten Schwinggeschwindigkeiten betragen an der Dammkrone und in der Meßkammer rd. 7 bis 10 Hz.

3.5 Sickerwasser

Die Kontrolle der Asphaltbeton-Kerndichtung und ihres Anschlusses sowie im ungünstigsten Fall auch die Ortung von Leckstellen zur Durchführung von Sanierungsmaßnahmen verlangt eine genaue Eingrenzung der Durchsickerungen. Unter der Drainagezone sind daher auf der Kontrollgängeroberfläche in Abständen von 25 bis 30 m kleine Wehre angeordnet (Abb. 2 C). Sie erlauben die abschnittsweise Fassung von Dichtungssickerwasser, das in der Schräge entlang der dichten Moränenzone herabrinnt, und ihre einzeln meßbare Einleitung in den Kontrollgang. Fels-sicker- und Niederschlagswässer, die dem Kontrollgang aus geländebedingten Gründen zurinnen würden, werden durch Betonleitwände abgehalten, ebenfalls mittels Drainageröhren getrennt aufgefangen und im Kontrollgang gemessen.

Der bis Juni 1981 eingestaute rund 45 m hohe Bereich der Kerndichtung erwies sich als praktisch dicht. (Anmerkung: Bei Erreichen des ersten Vollstaus am 10. September 1981 betragen die im Kontrollgang gemessenen Sickerwasserverluste 8 l/s und sind seither leicht zurückgegangen).

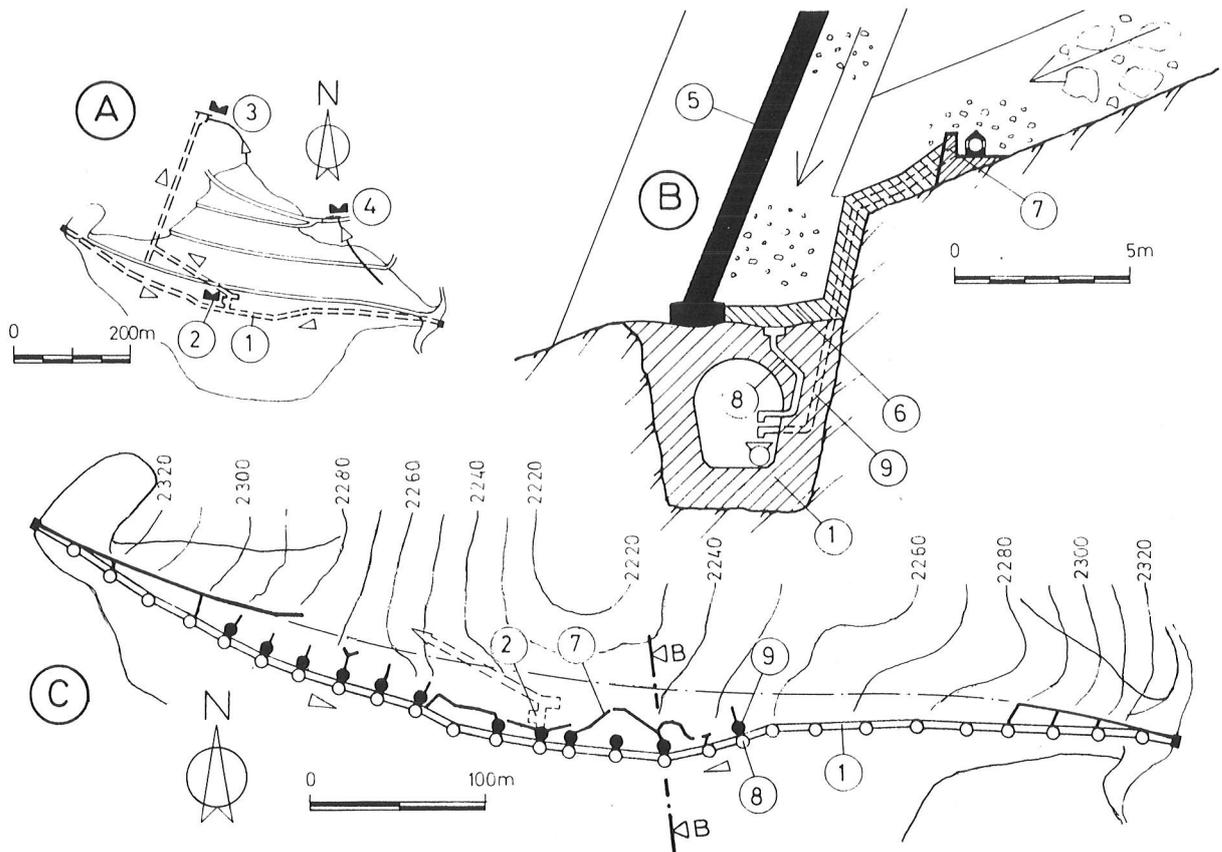
Für die summarische Erfassung des gesamten im Dammbereich auftretenden Sickerwassers (Abb. 2 A) sind zwei Hauptmeßstellen mit Beruhigungsbecken, Thompson-Wehr und Schreibpegel sowie zusätzlich noch eine Nebenmeßstelle für ausgeleitetes Hangwasser eingerichtet.

Das Niederschlagswasser der Sommermonate, das in der Gesamtsummenmessung zeitweise einen erheblichen Anteil ausmacht, kann mit Hilfe einer schon vor Baubeginn ermittelten Schlüsselkurve rechnerisch abgezogen werden.

3.6 Piezometer zur Messung der Kluftwasserdrücke rund um den Felsuntergrund des Kontrollganges

Der Gründungsfels des Dammes besteht aus festem und dichtem Schiefergneis mit Amphiboliteinlagen. Von einem Kronenende zum anderen zieht unter dem Damm ein Kontroll- und Injektionsgang durch, der in einem aus dem Fels gesprengten Graben betoniert wurde und annähernd bündig mit der Dammaufstandsfläche abschließt. Auf ihm setzt die Asphaltbeton-Kerndichtung an, und außerdem dient er zur Ausführung des einreihigen, vertikalen Injektionsschirmes und der sternförmig angeordneten Kontaktinjektionen.

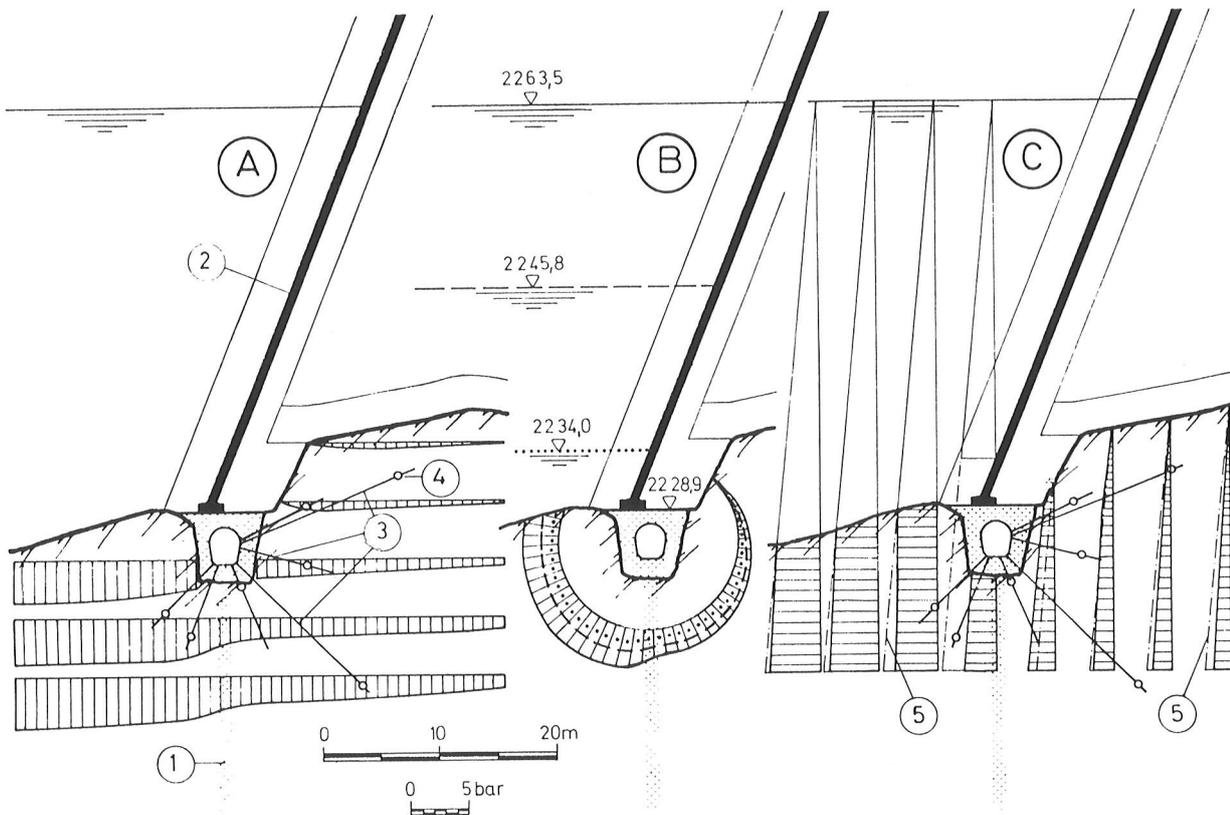
Bei dieser Bauweise ergeben sich sehr kurze Sickerwege rund um den Kontrollgang. Deshalb wurden in seinem tiefsten Bereich an der ehemaligen Seeschwelle sowie an den beiden Flanken radial angeordnete Piezometer ausgeführt, die den Druckabbau in diesem Bereich kontrollieren. Die Piezometer, bestehend aus 1 m langem PVC Filterrohr ($\phi_1 = 52$ mm) sowie zugehöriger Rohrverbindung zum Feinmeßmanometer, sind ohne Filterkies in Felsbohrungen $\phi 100$ mm verlegt worden, wobei vor und nach der Filterstrecke die Bohrung mit Zementmilch dicht abgeschlossen wurde.



- (A) LAGEÜBERSICHT
 ① KONTROLLGANG ② DICHTUNGSSICKERWASSER - SUMMENMESSSTELLE MIT SCHREIBPEGEL UND FERNÜBERTRAGUNG ③ GESAMTSICKERWASSER - SUMMENMESSSTELLE MIT SCHREIBPEGEL UND FERNÜBERTRAGUNG ④ HANGSICKERWASSER - NEBENMESSSTELLE
- (B) KONTROLLGANG-QUERSCHNITT MIT SICKERWASSEREINLEITUNG
 ⑤ ASPHALTBETONKERN ⑥ BETONWEHR ⑦ BETONLEITWAND MIT DRAINAGE ⑧ ABSCHNITTSWEISE FASSUNG DES DICHTUNGSSICKERWASSERS ⑨ GETRENNTEN ABSCHNITTSWEISE FASSUNG DES FELS- UND NIEDERSCHLAGSWASSERS
- (C) ABSCHNITTSWEISE FASSUNG DES DICHTUNGSSICKERWASSERS

ABB.2 DRAINAGESYSTEM DES STAUDAMMES FINSTERTAL

In Abb. 3 wurde für eine Teilstauhöhe von 2263,5 (erster Teilstau, Mai 1981) in horizontalen und vertikalen Schnitten der Druckabbau dargestellt, wie er sich aus Inter- bzw. Extrapolation der durchgeführten Druckmessungen ergibt. Demnach bewirkt der Injektionsschirm eine erhebliche Reduzierung der Druckwerte. Besonders bemerkenswert ist auch der innerhalb weniger Meter stattfindende Abbauvorgang im Rundschnitt um den Kontrollgang (Abb. 3 B). Dies ist vor allem auf die im allgemeinen sehr geringen Kluftöffnungen im Fels (0,1 mm), die beschränkten Kluftreichweiten (max. einige Meter), den insgesamt geringen Kluft-hohlraum (0,5 Promille) sowie den guten Injektionserfolg zurückzuführen.



- Ⓐ DRUCKABBAU IN HORIZONTALEN SCHNITTEN
- ① TIEFENSCHIRM ② ASPHALTBETONKERN ③ PIEZOMETERBOHRUNGEN ④ DRUCKMESSPUNKT
- Ⓑ DRUCKABBAU IM RUNDSCHNITT BEI VERSCHIEDENEN STAUHÖHEN
- Ⓒ DRUCKABBAU IN VERTIKALEN SCHNITTEN
- ⑤ THEORETISCHE STATISCHE DRUCKVERTEILUNG

ABB.3 WASSERDRUCKVERLAUF RUND UM DEN KONTROLLGANG WÄHREND DES 1. AUFSTAUES

3.7 Verformungen

3.7.1 Allgemeines

Ein beträchtlicher Teil der umfangreichen Meßeinrichtungen des Dammes bezieht sich auf die Kontrolle seines Verformungsverhaltens und erfaßt neben Oberflächenpunkten an den Böschungen und an der Dammkrone auch die Bewegungen im Inneren des Dammkörpers, insbesondere im Bereich der Kerndichtung, sowie im Untergrund. Im übrigen kamen entsprechend den verschiedenen Aufgabenstellungen eine Reihe verschiedener Meßverfahren zur Anwendung.

3.7.2 Oberflächenpunkte

Die Bewegungen von insgesamt 111 Oberflächenpunkten, die in acht Profilen über den gesamten Damm mit dem luftseitigen Vorland verteilt sind, werden geodätisch ermittelt.

Sie geben Auskunft über die Verformungseigenschaften der Schüttung sowie über den Einfluß ihres s-förmigen Grundrisses und ihrer sattelförmigen Aufstandsfläche teils auf Fels, teils auf Moräne. Die dichtere Besetzung der Dammkrone

mit Oberflächenpunkten sollte vor allem über das Verhalten des Asphaltbetons und der angrenzenden Übergangszonen sowie über die beim Staudamm Gepatsch beobachteten Auflockerungstendenzen (Querdehnungen) des Kronenbereiches nach Bauende Aufschlüsse geben.

Für die Messung an den Dammböschungen wurden 3,40 m lange, quaderförmige Betonfertigteile entworfen, die zu rd. 80 % in der Schüttung stecken (Abb. 4 B).

Am herausragenden Ende ist der geodätische Stahl-Meßkopf (\emptyset 14 cm) in einer Aussparung untergebracht. Er wurde erst nach Versetzen des Fertigteiles mit einer Vergußmasse eingesetzt. Zum Schutz vor Steinschlag, insbesondere während der Bauzeit, ist er von drei Seiten mit Stahlbetonwangen umgeben. Aussparungen im eingeschütteten Quaderteil verringern sein Gewicht.

Diese Bauart ergibt durch ihren tiefen Eingriff für die Böschung wirklich repräsentative Verformungen und schließt Verfälschungen vor allem durch Verdrehungen, wie sie bei kleinen, nur oberflächlich eingebundenen Meßpunkten vorkommen, wirksam aus.

An der Krone kamen Fixpunkte üblicher Bauart zur Anwendung.

Für die Durchmessung einer Böschungsseite ist ein Zeitaufwand von rd. zwei Tagen erforderlich. Die erzielte Meßgenauigkeit für die Oberflächenpunkte liegt bei \pm 5 mm.

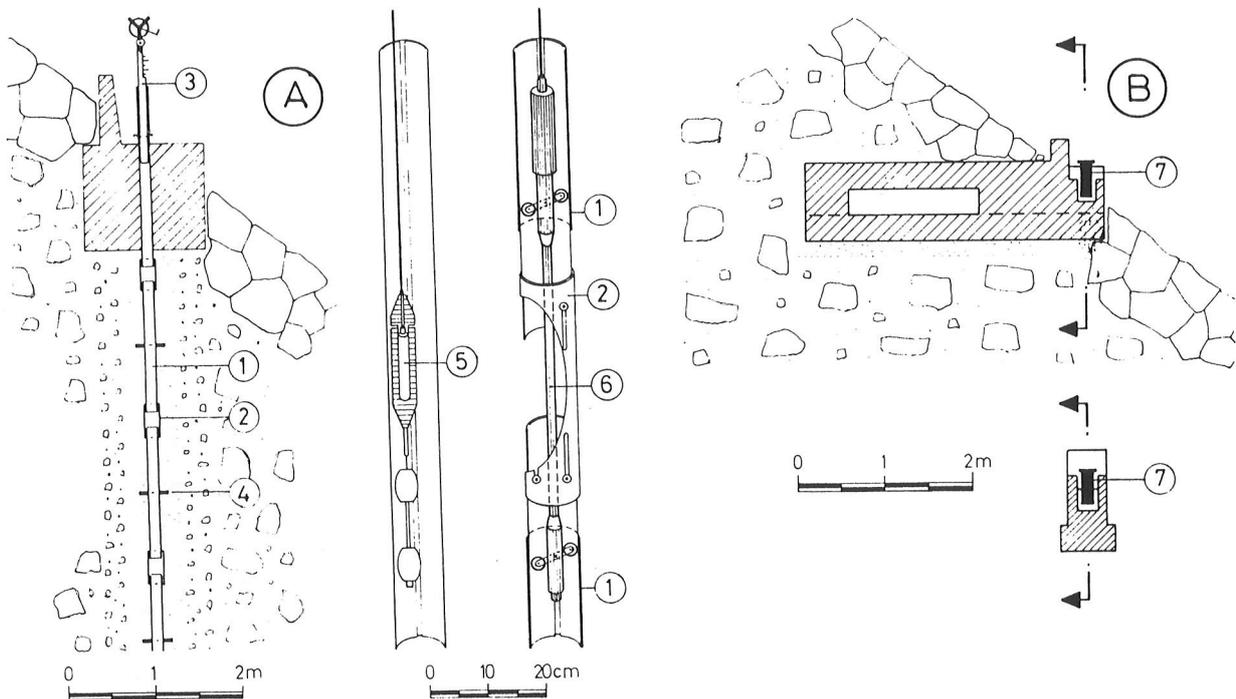
3.7.3 Vertikale Pegel

Pegelrohre mit aufgefädelten, verschieblichen Metallplatten zur Bestimmung von Dammverformungen mit der Induktionssonde nach Dr. IDEL wurden erstmals beim Staudamm Gepatsch in größerem Umfang angewandt. Von den damals eingebauten neun vertikalen Setzungspegeln sind nach 16 Betriebsjahren noch zwei in ihrer ganzen Länge meßbar, die übrigen sind ausgefallen (Knicke und sonstige Verengungen der Rohre als Folge großer Dammbewegungen, Verschmutzung ect.). Das grundsätzlich bewährte System wurde mit einigen Weiterentwicklungen und Verbesserungen auch beim Finstertaldamm wieder verwendet. Die wesentliche Veränderung betrifft das Neigungsmeßgerät und das Rohrmaterial. Das in Gepatsch verwendete Multishot-Gerät ist für Zwecke der Dammüberwachung etwas schwerfällig, weil die Meßwerte erst nach photographischer Entwicklung des Filmes zur Verfügung stehen. Außerdem kommt es bei exakt vertikaler Lage des Pegelrohres öfters zu Pendelbewegungen der Sonde im Rohr und entsprechenden Fehlmessungen, die den ganzen Polygonzug der Messung unterbrechen und die Aufnahme wertlos machen. Bei längeren Pegeln konnte die Meßgenauigkeit nie ganz befriedigen.

Das im Finstertal eingesetzte Gerät (Slope-Indicator Company) ist demgegenüber bedeutend einfacher (Abb. 4 A): eine Piezometer-Neigungsmeßsonde gleitet in zwei Rohrnuten auf Federbeinen und zeigt die Neigung in der Führungsebene sofort digital an. Durch Drehung um 90° wird die zweite Komponente des Raumwinkels bestimmt. Der rasche Meßvorgang ermöglichte einen besonders engen Abstand der Alu-Meßplatten von i.M. rd. 1,65 m. Das Gerät erfordert spezielle Rohre mit Führungsnuten.

Jeder Rohrschuß wurde beim Einbau genau orientiert, und die Rohre haben sich auch später nicht verdreht. Um Pendelbewegungen von Meßsonden auszuschalten, werden alle Pegel mit einer vorgegebenen leichten Neigung (89°) verlegt. Von den insgesamt sieben Vertikalpegeln sind zwei im Hauptschnitt und fünf in Bereichen steil einfallender Aufstandsflächen eingebaut worden.

Für den längsten Pegel mit 43 Meßplatten ist einschließlich der Ortung mit der elektromagnetischen Sonde ein Zeitaufwand von einem halben Tag erforderlich, wobei rd. 300 Meßdaten notiert werden. Die Genauigkeit der Setzungsmessung liegt bei ± 5 mm, jene der Lagebestimmung bei 1,7 mm auf 10 m Pegellänge. Die Auswertung der Daten erfolgt mit einer programmierten Polygonzugsrechnung.



Ⓐ STEHENDER PEGEL

① NUTROHR ② KUPPLUNGSRÖHR ③ ROHRAUFSATZ MIT MESSMARKE UND WINDE ④ ALU-MESSPLATTE
⑤ INDUKTIV-SONDE FÜR MESSPLATTE MIT GEWICHTEN ⑥ NEIGUNGSMESSSONDE MIT FEDERROLLEN IN NUTFÜHRUNG

Ⓑ OBERFLÄCHENPUNKT

⑦ MESS KOPF

ABB.4 MESSEINRICHTUNG STEHENDER PEGEL UND KONSTRUKTION DES OBERFLÄCHENPUNKTES

3.7.4 Liegende Pegel

Pegelrohre sind auch zur Beobachtung von Setzungs- und Verschiebungsvorgängen auf einer horizontalen Dammebene sehr gut geeignet und das von der TIWAG seinerzeit für den Gepatsch-Damm entwickelte System ist inzwischen vielfach nachgebaut worden. Der einzige Unterschied zur vertikalen Messung liegt darin, daß statt des Neigungsmeßgerätes eine bewegliche Schlauchwaage Verwendung findet und die Rohre keine Nuten brauchen. Zur Einbringung und Ortung der induktiven Sonde und der Schlauchwaage in das Rohr wurde in Gepatsch ein Zugseil verwendet, das im Rohr über Ösen und eine am Rohrende befindliche Umlenkrolle geführt und mit dem Pegelanfang verbunden war. Diese Einrichtung hat anfangs gut funktioniert, doch mit zunehmender Betriebsdauer kam es nach Rohrverengungen, Verschmutzung und

Vereisung (im Sommer !) häufig zum Reißen der Zugseile. Heute sind nur mehr etwa 10 % der Pegel meßbar.

Aufgrund dieser Erfahrung wurden beim Staudamm Finstertal einige Änderungen beim Rohrmaterial, bei der Verlegung, beim Einführungsmechanismus und bei der Schlauchwaage vorgenommen.

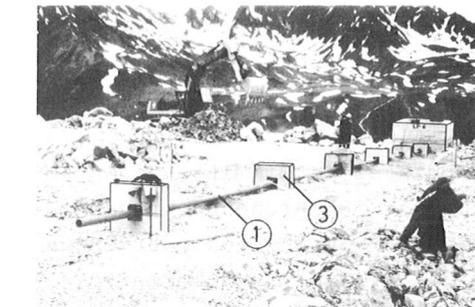
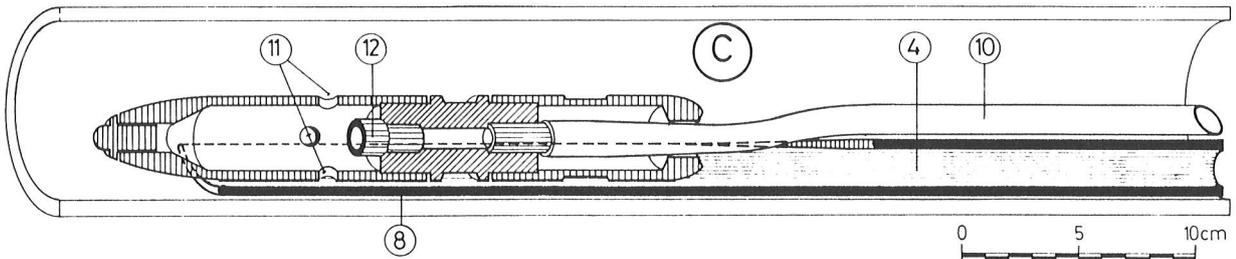
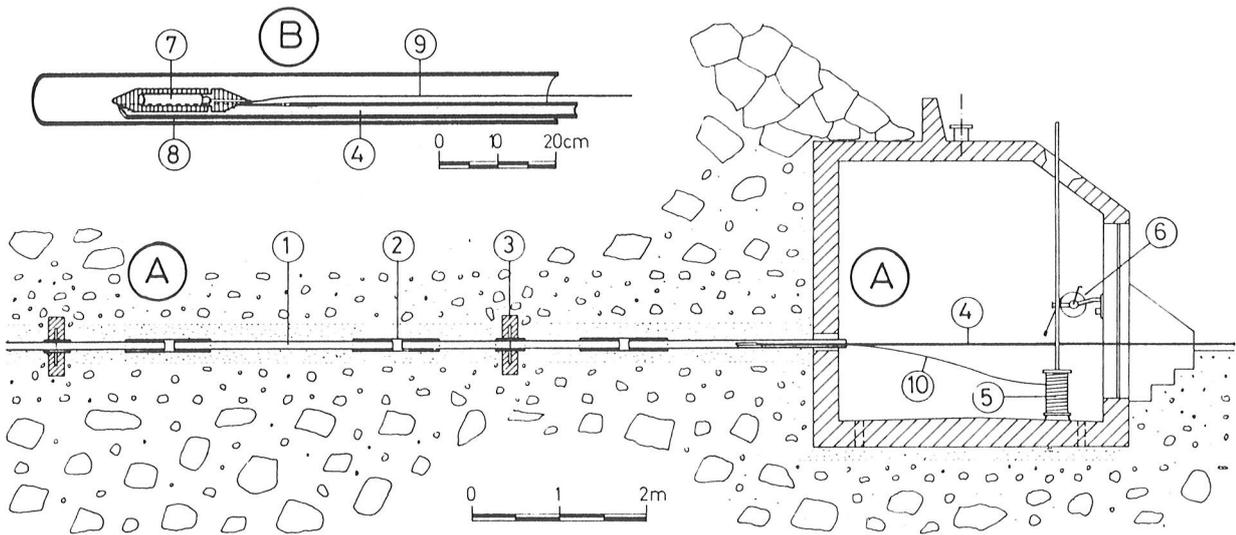
Zur Vermeidung von Verschmutzungen und Wassersäcken wurden genau auf die Außenabmessungen der Rohrschüsse passende Kupplungsrohre verwendet und das Rohrsystem zur laufenden Entwässerung unter Berücksichtigung der zu erwartenden Setzungen mit einer bleibenden geringen Neigung zum Pegelanfang hin eingebaut. Statt der Zugseile werden nunmehr Einschubstangen aus dünnen PVC-Rohren ($\varnothing_{\text{außen}} = 25 \text{ mm}$, Wandstärke 3 mm) verwendet, die den Rohrquerschnitt nicht durch Ösen oberhalb des Meßtorpedos einengen, so daß der Pegel auch einige Quetschungen verträgt und trotzdem noch gängig bleibt.

Die Schubstange wird aus einzelnen, im Pegelhäuschen abgelegten Rohren (Länge 2,5 m) mit Gewindestücken zusammengesetzt und ist mit einer Meßeinteilung versehen.

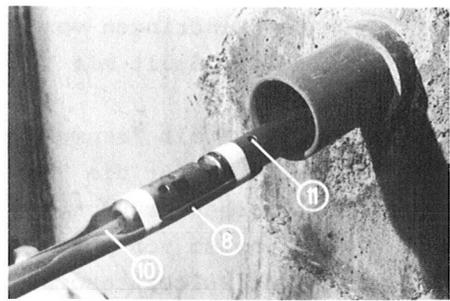
Am vorderen Einschubteil befindet sich ein speziell ausgeformter Löffel, der die auswechselbare Sonde trägt und fixiert (Abb. 5). Die Stange läßt sich auch bei sehr großen Pegellängen (127 m) leicht bewegen und hat sich in der Messpraxis vorzüglich bewährt.

Die Verschiebungen (mit der Idel-Induktionssonde) und die Setzungen (mit der Schlauchwaage) werden am Ort der verlegten Aluminium-Platten bei der Messung jeweils nacheinander bestimmt. Während die Induktionssonde nach IDEL in ihrer Bauart unverändert blieb, wurde das Schlauchwaagensystem zur Erhöhung der Genauigkeit etwas abgeändert. Das Gerät besteht aus einem auf dem Traglöffel zu montierenden Meßkopf mit eingebautem Wasserüberlauf und Belüftungslöchern, aus dem auf der Schubstange zu fixierenden Schlauch und schließlich aus einer Schlauchtrommel mit zentrisch montiertem Standrohr. Wie Vorversuche zeigten, muß die Überlaufdüse im Meßkopf mindestens einen Durchmesser von 7 mm haben, damit die kommunizierende Leitung genau ausspiegelt. Auch die Füllung des Schlauches mit entlüftetem, abgekochtem Wasser hat sich wegen der früher häufigen Luftblasenbildung als sehr vorteilhaft erwiesen. Zur Entlüftung wird ein Vakuum-Tank eingesetzt, und zwar in der Weise, daß die Flüssigkeit direkt in den Schlauch gedrückt wird. Bei Minus-Temperaturen wird mit einer Beimengung von 50 % Spiritus gearbeitet. Mit diesen Maßnahmen ist es gelungen, die Setzungsmessung auch bei Meßlängen bis zu 127 m bis auf $\pm 5 \text{ mm}$ genau durchzuführen.

Bei langen liegenden Pegeln muß mit einer Meßdauer von 1/2 bis 1 Stunde pro Meßplatte, insgesamt also mit 2 oder 3 Tagen gerechnet werden. Da im Finstertal acht Pegel, nämlich sechs im Hauptschnitt und jeweils einer zur Erkundung der Überlagerung und der steil abfallenden Überschüttungen installiert wurden, ist der Meßaufwand sehr erheblich. Die Verlässlichkeit und Reproduzierbarkeit der Messung sowie die relativ geringen Herstellungskosten gleichen diesen Nachteil aber bei weitem aus. Drei Pegel im luftseitigen Hauptschnitt münden in den Pendelschacht und ermöglichen dadurch eine zusätzliche Überprüfung der Ergebnisse.



(D)



(E)

- (A) LIEGENDER PEGEL MIT MESSHÄUSCHEN
 (1) ROHR $\phi_i=76,6\text{mm}$ $\phi_a=90,0\text{mm}$ (2) KUPPLUNGSROHR $\phi_i=93,6\text{mm}$ $\phi_a=110,0\text{mm}$ (3) BETONFERTIGTEIL MIT ALU-MESSPLATTE (4) ZUSAMMENGESCHRAUBTE UND MARKIERTE EINSCHUBSTANGE FÜR MESSSONDE (5) SCHLAUCHTROMMEL UND STANDROHR (6) WINDE FÜR INDUKTIVSONDENMESSUNG
- (B) INDUKTIV-MESSUNG
 (7) INDUKTIV-SONDE FÜR MESSPLATTE (8) TRAGLÖFFEL FÜR SONDEN (9) MESSKABEL
- (C) SCHLAUCHWAAGENSONDE
 (10) WASSERSCHLAUCH (11) LUFTLÖCHER (12) AUSWECHSELBARE DÜSE
- (D) LIEGENDER PEGEL WÄHREND DES EINBAUES
- (E) SCHLAUCHWAAGENSONDE VOR DER EINFÜHRUNG IN DAS ROHR

ABB.5 MESSEINRICHTUNG LIEGENDER PEGEL

3.7.5 Begehbarer Pendelschacht (Abb. 6)

Zur Beobachtung der geneigten Kerndichtung und des umgebenden Bereiches wurde ein begehbarer Schacht mit 1,3 m Innendurchmesser, in zwei gestaffelten Abschnitten zur Anpassung an die schräge Kerndichtung, im Damm eingebaut. Er enthält, neben anderen Einrichtungen, zwei präzise Gewichtslote, welche eine ferngemeldete Dauermessung der Kronenbewegung ermöglichen.

Obwohl Pendelschächte wegen ihrer unvergleichlichen Präzision und Zuverlässigkeit zu den Standard-Einrichtungen bei Beton-Talsperren gehören, wurden sie aus verständlichen Gründen in Schüttdämmen immer gemieden, sodaß nur wenig solche Einrichtungen bestehen. Aber abgesehen von den direkten Baukosten behindert ein solcher Schacht die Schütтарbeiten kaum mehr als jeder gewöhnliche Setzungspegel und damit ist der am häufigsten gegen einen Schacht ins Treffen geführte Grund eigentlich gar nicht stichhältig.

Der begehbare Schacht erschließt den Zentralbereich des Dammes über seine ganze Höhe, ermöglicht eine genaue Bewegungskontrolle von einzelnen ausgewählten Punkten mittels Schlauchwaagen und Extensometern, und erleichtert außerdem die Verlegung der Meßleitungen und Meßschläuche von den verschiedenen Meßhorizonten bis zur zentralen Meßkammer.

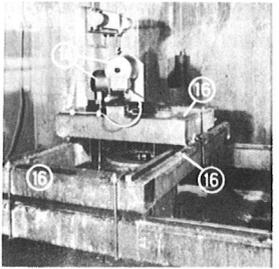
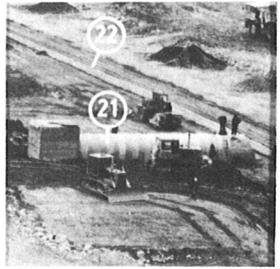
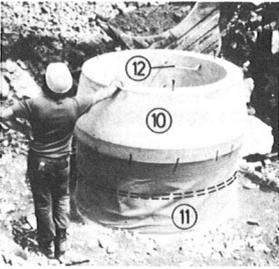
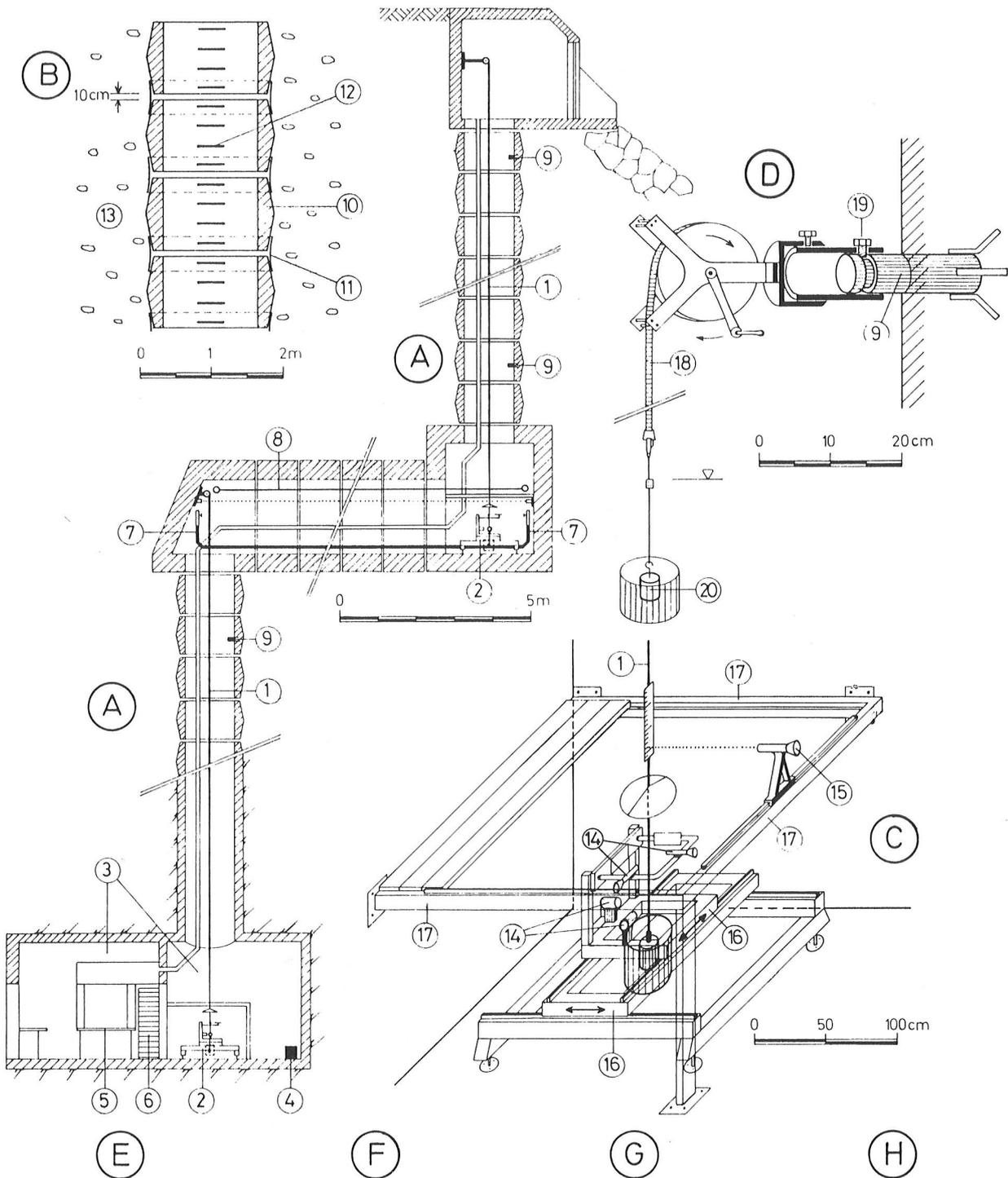
Der Schacht ist aus Fertigteil-Betonringen zusammengesetzt, die zunächst beim Einbau durch 10 cm lange Bolzen im Abstand gehalten werden. Sobald die Schüttung 3 bis 4 m höher ist, werden sie herausgeschweißt, sodaß die Elemente aufgrund ihrer doppelt-konischen Form in der Schüttung aufgehängt bleiben. Ihre unmittelbare Umhüllung besteht aus Moränenmaterial, das Sickerwasser vom Schacht fernhält. Um das Eindringen von Schüttmaterial zwischen die Fertigteile zu verhindern, wurde der Spalt mit Vlies und Drahtgitter abgedeckt (Abb. 6 E).

a) Gewichtslote mit Fernmeldung

Das untere Lot 1 mißt die Verschiebung des Aufhängepunktes in Dammitte gegenüber dem unbeweglichen Gründungsfels, während die Verformung des Kronenpunktes sich aus den Meßwerten von Lot 1 und 2 sowie den Differenzbewegungen des Querganges (gemessen mit Seilextensometer und eingebauter Schlauchwaage) zusammensetzt. Zur Kontrolle kann der obere Aufhängepunkt von außen auch geodätisch überprüft werden.

Da die am Markt erhältlichen Lote (Huggenberger) ausschließlich zur Messung der bei Betonsperren üblichen relativ kleinen Verschiebungen bestimmt sind, mußte eine Zusatzeinrichtung entwickelt werden, die es erlaubt, bei Lageverschiebungen über 10,0 cm die Beobachtungsoptik, die Fernübertragungseinheit und den Dämpfungstopf über ein nach beiden Koordinatenrichtungen in horizontaler Ebene verschiebliches Rahmensystem exakt nachzuführen (Abb. 6 C).

Zur Erfassung der nicht fernübertragenen Setzungsbewegungen des Lotdrahtes wird eine angeklebte Maßeinteilung anvisiert und die Temperaturdehnung eingerechnet. Für die häufigen Besteigungen des engen Schachtes muß der 1,2 mm starke Niro-Draht in seitliche Abspannbügel eingelegt werden, wobei das 30 kg schwere Spannungsgewicht in seiner Position bleibt.



(A) PENDELSCHACHT

- ① LOTDRAHT 1,2mm ② GEWICHTSLOTMESSUNG MIT FERNÜBERTRAGUNG ③ ZENTRALE MESSKAMMER
④ SEISMOGRAPH ⑤ MESSPULT ⑥ ERD- UND PORENWASSERDRUCKAUTOMATIK ⑦ ORTSFESTE SCHLAUCHWAAGE
⑧ SEILEXTENSOMETER ⑨ MESSBOLZEN

(B) EINBAU-EINZELHEIT SCHACHT

- ⑩ PENDELSCHACHTRING ⑪ VLIES MIT DRAHTGITTER ⑫ STEIGBÜGEL ⑬ MORÄNEN-UMHÜLLUNG

(C) EINZELHEIT GEWICHTSLOTMESSUNG

- ⑭ VERSCHIEBUNGSMESSVORRICHTUNG (OPTIK UND FERNMESSEINHEIT) ⑮ SETZUNGSMESSVORRICHTUNG
⑯ RAHMENSYSTEM ZUM NACHFÜHREN BEI ÜBERSCHREITEN DES VERSCHIEBUNGSMESSBEREICHES VON 100mm
⑰ BÜHNE FÜR ZWISCHENLOTMESSUNG

(D) ZWISCHENLOTMESSUNG MIT TRANSPORTABLER HANDWINDE

- ⑱ LOT-MASSBAND ⑲ FIXIERUNG ⑳ LOTGEWICHT UND DÄMPFUNGSBEHÄLTER

(E) VERLEGUNG PENDELSCHACHTRING

(F) PENDELSCHACHT - QUERGANG UND ASPHALTBETON-KERNDICHTUNG

- ㉑ QUERGANG ㉒ ASPHALTBETON-KERNDICHTUNG

(G) MESSVORRICHTUNG GEWICHTSLOT

(H) MESSLEITUNGSFÜHRUNG IM PENDELSCHACHT

ABB.6 EINZELHEITEN PENDELSCHACHT, GEWICHTSLOTMESSUNGEN

b) Verformungsmessung von Zwischenpunkten

Einige in den Schacht einmündende Beobachtungseinrichtungen müssen zur Feststellung der Absolutbewegungen auf lage- und höhenmäßig bekannte Punkte bezogen werden. Aus diesem Grunde sind in Abständen von 4 bis 5 m speziell ausgeformte Bolzen in die Schachtwandung montiert. Sie werden mittels eines transportablen Lotes in ähnlicher Weise eingemessen wie die Hauptlote.

In Abb. 6 D ist die aufsteckbare Lotwinde dargestellt. Sie ist so konstruiert, daß das Lot-Stahlmeßband immer in derselben Position zum Bolzen steht. Zur Kontrolle der Setzungsmessungen werden zusätzlich die Abstandsveränderungen zwischen den Fertigteilen kontrolliert. Für die Durchmesser des Schachtes ist ein Tag erforderlich.

c) Extensometer

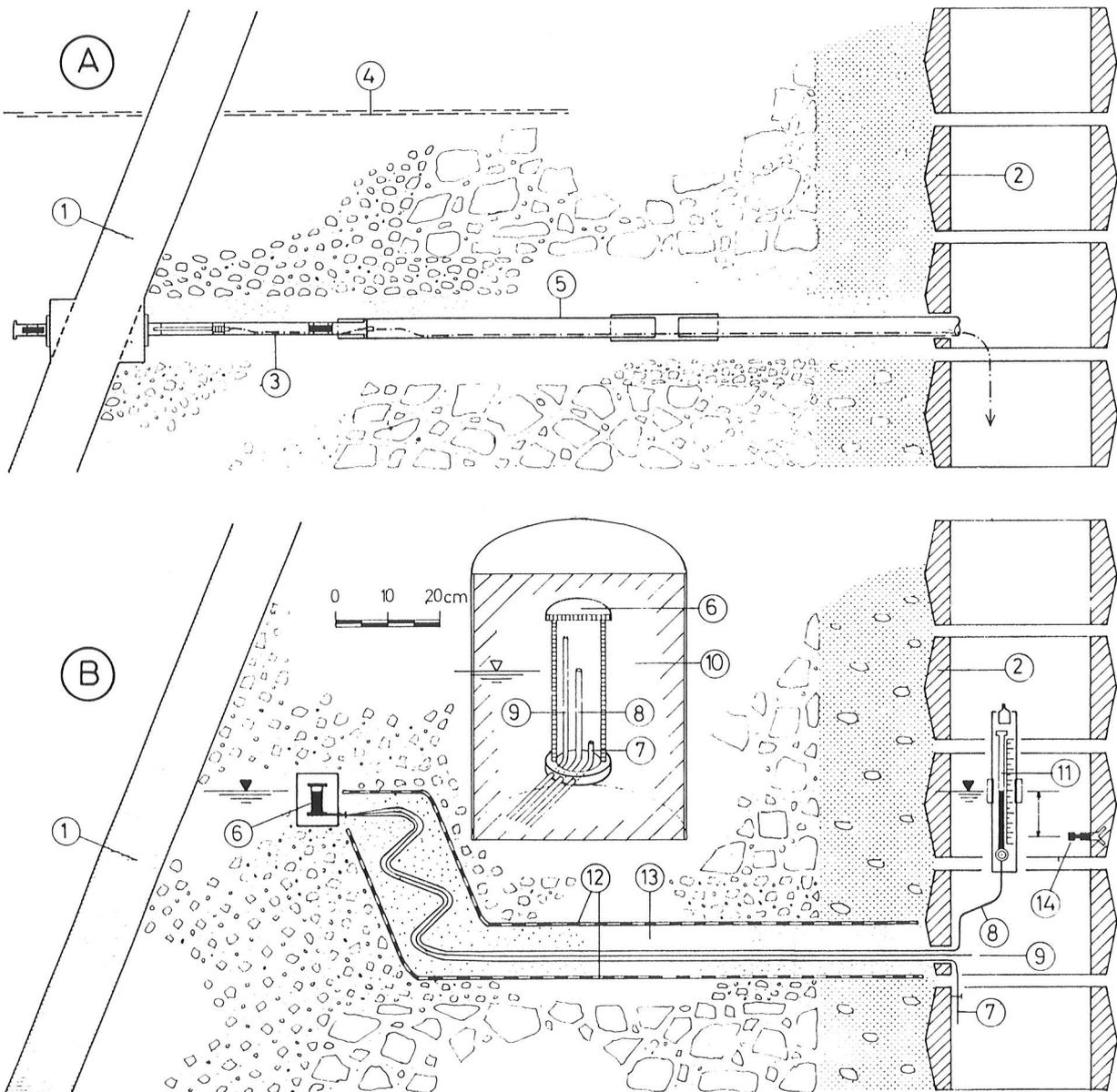
Die zwischen Pendelschacht und Kerndichtung auftretenden Dehnungen und Stauungen sowie absoluten Verschiebungen werden auf fünf über die Höhe verteilten Horizonten mit zwei- bis fünf-fachen Extensometern (Geonor) gemessen. Zur speziellen Erkundung der Querdehnungen im Kronenbereich sind außerdem in Querschnittsebene von beiden Böschungen bis zur Dichtung durchgehende Extensometerketten installiert. Andere, ebenfalls ein- bis sechs-fache Extensometerketten wurden in Abständen an der Krone in Dammlängsrichtung verlegt und haben die Aufgabe, insbesondere Zerrbewegungen an den Flanken oder über scharfen Neigungswechseln im Längsprofil der Dammaufstandsfläche zu messen. Der Abstand der Ankerplatten wurde entsprechend den zu erwartenden Verschiebungen unter Berücksichtigung des maximalen Meßweges von 150 mm variiert. Die nach dem Schwingsaitenprinzip gebauten Meßgeräte sind gekapselt und druckwasserdicht (Meßgenauigkeit $\pm 0,15$ % der Meßlänge). Die eingebauten Kugelgelenksköpfe ermöglichen den anschließenden Stahlstangen eine freie Beweglichkeit. Einbaueinheiten sind der Abb. 7 C zu entnehmen.

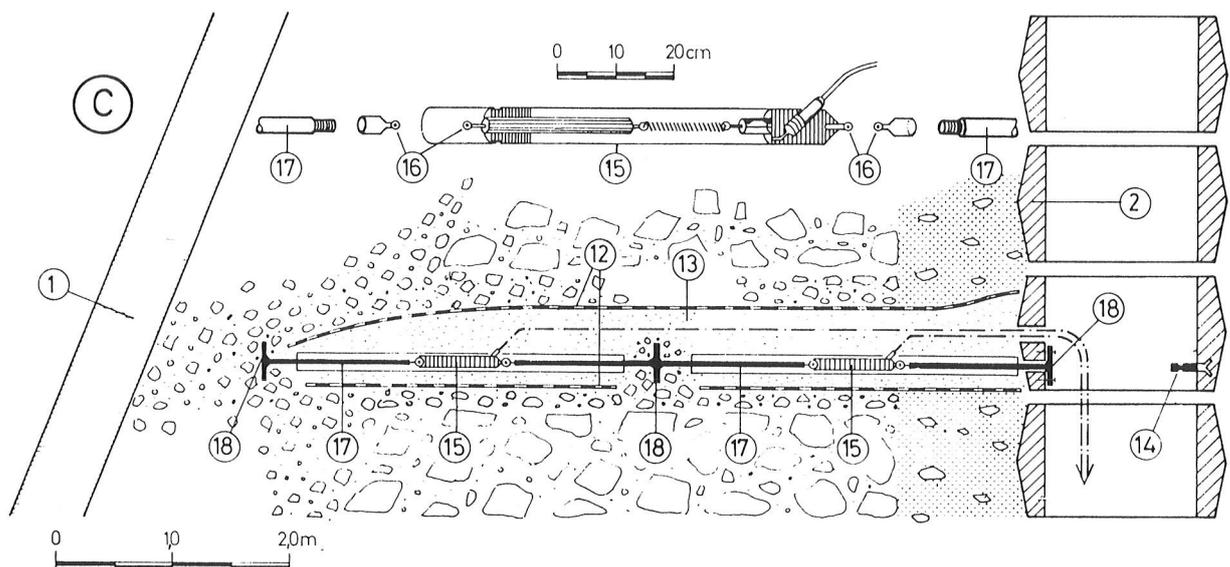
d) Schlauchwaagen

Das verwendete System (Glötzl) ist insofern eine Verbesserung gegenüber den bisher üblichen Schlauchwaagen, als in die Geberzelle (Abb. 7 B) neben der Füllleitung auch ein Luftschlauch und eine Überlaufleitung eingebaut sind. Dadurch erhöht sich die Meßgenauigkeit auf ± 1 mm. Sie ermöglicht aber auch eine Kontrolle der Dichtigkeit, weil im Standrohr eingefülltes Wasser in der gleichen Menge bei der Überlaufleitung austreten muß.

e) Asphaltbetonkern-Dickenmeßgerät (Abb. 7 A)

Die Eignung des Asphaltbetons für 100 m hohe und höhere Kerndichtungen wurde schon einige Jahre vorher, durch die STRABAG-BAU-AG/Köln anhand von grundsätzlichen Versuchsserien überprüft. Zugeschnitten auf jüngste Erkenntnisse über das Verformungsverhalten hoher Dämme wurden die Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Asphaltbetons bei wechselnden Vertikal- und Horizontalspannungszuständen sowie ihr Einfluß auf die Durchlässigkeit des Materials, untersucht.





- (A) MESSUNG DER ASPHALTBETONKERNVERBREITERUNG**
 ① KERNDICHTUNG ② PENDELSCHACHT ③ MAGNETISCHES VERFORMUNGSMESSGERÄT ④ KUPFERNETZ
 ⑤ PVC-SCHUTZROHR MIT MUFFEN (PU-AUSSCHÄUMUNG)
- (B) MESSUNG DER SETZUNG**
 ⑥ SETZUNGSGEBERZELLE ⑦ DRAINAGELEITUNG ⑧ ÜBERLAUFLEITUNG ⑨ LUFTLEITUNG ⑩ BETONUMMANTELUNG
 ⑪ STANDROHR ⑫ VLIES ⑬ SAND ⑭ BEZUGS-MESSBOLZEN
- (C) MESSUNG DER HORIZONTALVERSCHIEBUNG**
 ⑮ SCHWINGSAITEN-EXTENSOMETER ⑯ KUGELKOPF ⑰ EXTENSOMETER-STANGE ⑱ ANKERPLATTE

ABB.7 EINBAUEINZELHEITEN ZU DEN VERFORMUNGSMESSUNGEN DER KERNDICHTUNG

Die Asphaltbetonmischung für den Staudamm Finstertal wurde nach einem ausgedehnten Programm von ähnlichen Untersuchungen unter Einschluß von Langzeit-Triaxialversuchen entwickelt und überprüft. Zur bisher allgemein fehlenden Ergänzung und Bestätigung dieser im Labor gewonnenen Erkenntnisse sollte versucht werden, die tatsächlich im Kern auftretende Querdehnung zu messen, ohne den Kern mit einem Meßgerät durchstoßen zu müssen.

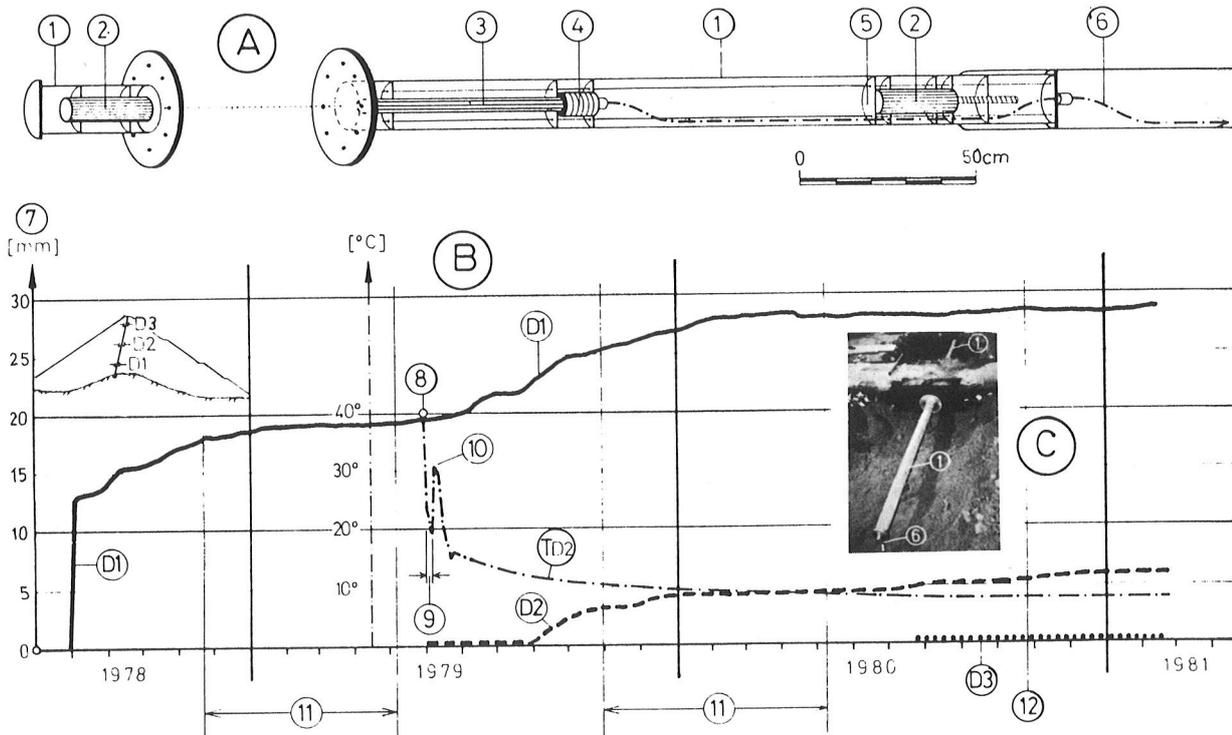
In Zusammenarbeit mit Herrn Prof.Brandstätter von der Universität Innsbruck wurde durch die TIWAG ein neues Meßgerät entwickelt. Der Asphaltbeton wird dabei nur von einem Magnetfeld durchdrungen, das durch zwei starke Magnete (Alnico 180.00 G/cm³) erzeugt wird, die jeweils starr mit der ihnen zugekehrten Seite der Kerndichtung verbunden sind.

Die Dickenänderung des Asphaltbetons bewirkt eine Veränderung des Magnetfeldes und kann mittels einer Differenzsonde (Fa. Förster) die im luftseitigen Bauteil zwischen Dichtung und Kompensationsmagnet eingebaut ist, mit einer Genauigkeit von Zehntelmillimetern gemessen werden.

Alle Teile sind beiderseits vom Kern in zwei wasserdichten, unmagnetischen Rohren untergebracht und bis zu 200° temperaturbeständig. Über der Meßeinrichtung sind 36 m² große Kupfernetze ausgelegt, die für eine gleichmäßige Verteilung der Erdströme bei Blitzschlag sorgen.

Die drei Geräte kosteten einschließlich der Entwicklungskosten je 15.000,- US \$.

Abb. 8 B zeigt die Dickenveränderungen von drei Meßstellen bis Bauende. Zu Anfang sind sie deutlich vom Vorgang beim Abkühlungsprozeß des Mischgutes beeinflusst: Während nach dem Versetzen des Gerätes D1 der Einbaubetrieb nach einer kurzen Nachtunterbrechung fortgesetzt wurde, konnte nach dem Versetzen von D2 und D3 das Mischgut über eine viertägige Arbeitspause auskühlen (als Beispiel ist in Abb. 8 B Kurve T_{D2} die bei D2 gemessene Temperaturganglinie im Asphaltbeton angegeben).



(A) MAGNETISCHES, DURCHDRINGUNGSFREIES VERFORMUNGSMESSGERÄT

- ① ANTIMAGNETISCHES NIROSTA-ROHR ② PERMANENTMAGNET ALNICO ③ DIFFERENZSONDE
④ TEMPERATURMESSUNG ⑤ TEFLONRINGE ⑥ 12-ADRIGES MESSKABEL

(B) MESSUNGEN

- ⑦ GEMESSENE VERBREITERUNG ①, ②, ③ VERBREITERUNG (IN DREI HORIZONTEN) NACH DEM EINBAU
④ TEMPERATURGANGLINIE DES ASPHALTBETON NACH DEM EINBAU DES MESSGERÄTES D2 ⑧ EINBAUTEMPERATUR
⑨ ARBEITSPAUSE IM ABGANG ⑩ ERWÄRMUNG DURCH DEN FOLGENDEN EINBAU ⑪ SCHÜTTPAUSE IM WINTER ⑫ SCHÜTTENDE DES DAMMES

(C) MESSGERÄT WÄHREND DES EINBAUES

ABB. 8 KONSTRUKTION DES ASPHALTBETONDICKENMESSGERÄTES UND ERGEBNISSE VON MESSUNGEN

Die bei D1 in den ersten Tagen gemessene Verbreiterung ist also auf plastische Verdichtungswirkungen zufolge hoher Temperaturen im Mischgut zurückzuführen. Die übrigen Dickenzunahmen gehen mit den Schütt- bzw. Spannungszuwächsen konform. Sie sind bei Schüttpausen und nach Bauende meist rasch abgeklungen. D3 im Kronbereich zeigt noch keine Verformungen, bei D2 sind die Querdehnungen sehr gering.

3.7.6 Dehnungs-Stauchungsgeber-Rosetten

Aufgabe dieser Meßeinrichtung (Geonor) ist es, die lokalen Verformungskomponenten des Schüttmaterials in Querschnittsebene zu registrieren. Dazu sind auf einem Ankerblock ein vertikaler, ein horizontaler und zwecks Überbestimmung (bei Ausfällen und zur gegenseitigen Kontrolle) zwei unter 45° geneigte elektrische Extensometer montiert. Die Meßlänge beträgt jeweils 3,0 m. Drei der insgesamt 4 Gruppen sind auf der Luftseite, eine speziell druckwassergeschützte Gruppe ist auf der Wasserseite angeordnet. Sie sollen gemeinsam mit den am gleichen Ort ausgeführten Erddruckmessungen ermöglichen, die Stoffgesetze des Schüttmaterials in ihrer Entwicklung während Bau und Betrieb zu verfolgen und insbesondere das Kriech- und Sättigungsverhalten zu studieren (Abb. 9 E).

3.8 Erddrücke

Die Überwachung von Spannungszuständen ist heute bei großen Dämmen allgemein üblich, weil sie sehr viel über das Verhalten des Materials und die Sicherheit der Talsperre aussagen.

Die großen Anstrengungen, die in dieser Richtung vor fast 20 Jahren erstmalig beim Staudamm Gepatsch unternommen worden waren, hatten seinerzeit zu wichtigen Erkenntnissen und Erfahrungen insbesondere über die Spannungsminderungen im Erdichtungskern geführt [8]. Die damals gewählten hydraulischen Erddruckzellen sind auch heute noch zum großen Teil funktionsfähig. Ausfälle zwischen 20 % und 80 % in verschiedenen Zonen sind hauptsächlich durch die großen Setzungen im Schüttmaterial hervorgerufen worden.

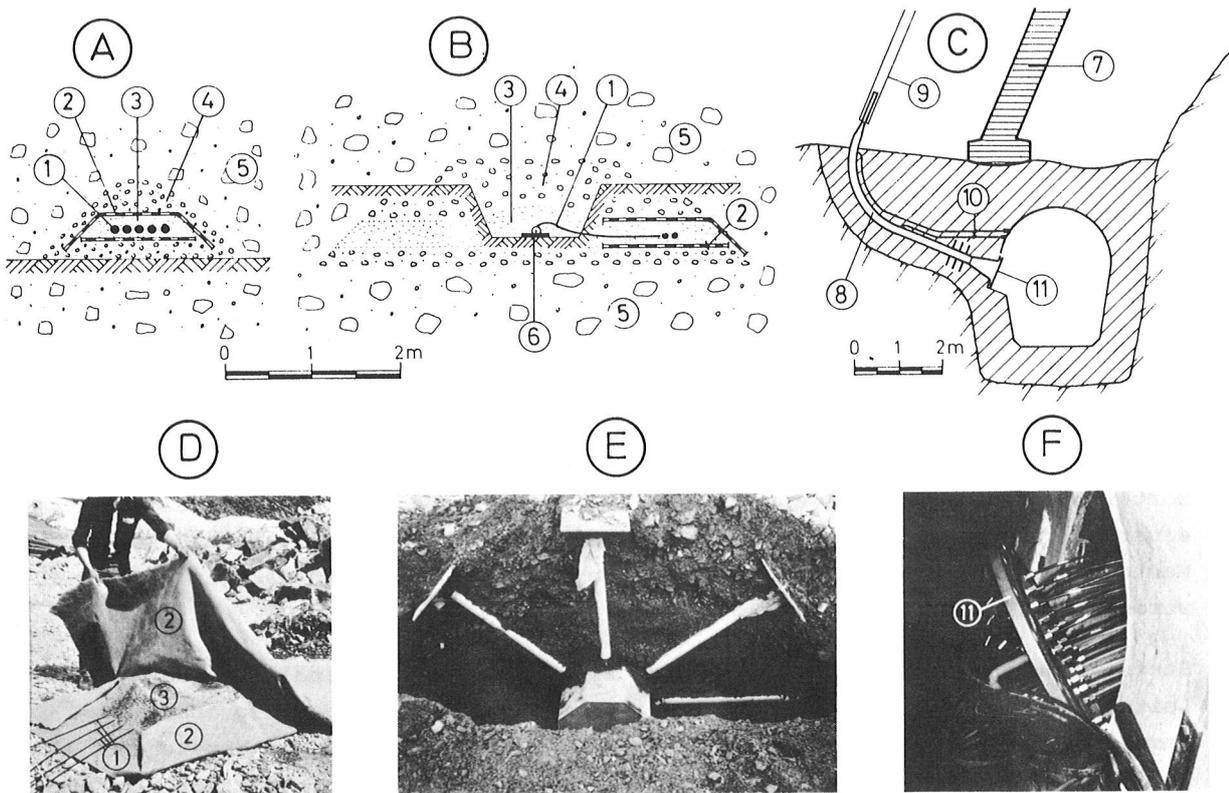
Auf Grund der guten Erfahrungen beim Gepatschdamm, ihrer einfachen Bauweise und kostenmäßigen Vorteile wurden auch beim Finstertal Damm hydraulische Ventilgeber der Bauart GLÖTZL gewählt. Von den insgesamt 83 Erddruckzellen sind allein 56 auf der Wasser- und Luftseite des untersten Meßhorizontes installiert. Die restlichen 27 Geber sind luftseitig im Bereich der Kerndichtung verteilt, einige davon als räumliche Gruppen. Zur Definition des zweidimensionalen Spannungszustandes sind vier Geber in der Austeilung 0° , 45° , 90° und 135° verlegt. Der Überzählige dient zur Kontrolle und Kompensation bei Ausfall einer Messung. Als zusätzliche Reserve werden alle Spannungswerte in zwei unabhängigen Meßsystemen im Abstand von 34 m in Dammlängsrichtung zur gegenseitigen Überprüfung doppelt erfaßt. Jeder Geber (Stahlplatte 20 x 30 cm) ist genau in der gewünschten Meßebene orientiert, wobei die Schmalseite immer in Richtung der vermutlich größten Spannungsänderung zu liegen kommt. Die 45° -Meßebene wurde wegen der Verdichtungswirkung beim Einbau um 1° überhöht. Besonders wichtig für ein zuverlässiges Funktionieren der Einrichtung ist die Leitungsführung und Handhabung beim Einbau. Auf Grund der Erfahrungen am Gepatschdamm sind beim Finstertaldamm nicht nur die Zuleitungen, sondern auch die Rückleitungen (Polyamid 11) getrennt ausgeführt, damit sich Beschädigungen derselben nur auf einen Geber auswirken. Die beim Einbau bereits ölgefüllten Schläuche wurden auf der Luftseite über den Pendelschacht und auf der Wasserseite über ein mit der Schüttung hochgezogenes, in sich verschiebliches Sammelrohr zur Meßkammer geführt. Alle wasserseitigen Meß-

leitungen (Abb. 9 C) mußten in wasserdichter Ausführung über einen Stahl-Rohrbogen einzeln durch eine Schottplatte in den Kontrollgang geleitet werden.

Das zeitaufwendige Anpumpen der Geber für die Druckmessung (pro Geber 1/2 Stunde, insgesamt rd. 50 Stunden) wird von einer Automatik mit Vorwahl des Meßzeitpunktes und Registrierung besorgt. Die Meßgenauigkeit der Geber an sich liegt bei rd. $\pm 0,07$ bar.

Wegen der ungleichen Deformationseigenschaften von Geber und Boden und der damit zusammenhängenden Störung des Spannungszustandes durch den Geber wird meistens ein zu hoher oder zu niedriger Wert statt der tatsächlich für den Ort des Gebers maßgeblichen Erdspannung gemessen.

Deshalb sollte bei der Auswertung der Ergebnisse für jeden Geber ein Eichfaktor errechnet werden, eine sehr umfangreiche Arbeit, die für den Finstertaldamm programmiert wurde.



(A) EINBAU DER HYDRAULISCHEN MESSSCHLÄUCHE

① MESSSCHLÄUCHE ② VLIES ③ SAND 1-4mm ④ MORÄNE ODER STEINBRUCH 0-100 mm ⑤ DAMMSCHÜTTUNG

(B) ERDDRUCKGEBEREINBAU NACH VERLEGUNG DER MESSLEITUNGEN

⑥ HYDRAULISCHER ERDDRUCKGEBER

(C) EINFÜHRUNG DER SAMMELLEITUNGEN IN DEN KONTROLLGANG

⑦ ASPHALTBETON-KERNDICHTUNG ⑧ STAHLROHRBOGEN ⑨ PVC-ROHRE UND KUPPLUNGSROHRE ⑩ INJEKTIONSLEITUNGEN ⑪ WASSERDICHTE SCHOTTPLATTE ZUR EINZELLEINFÜHRUNG DER MESSSCHLÄUCHE

(D) UMHÜLLUNG DER MESSLEITUNGEN MIT SAND UND VLIES

(E) DEHNUNGS-STAUCHUNGSGEBER (EXTENSOMETERROSETTE)

(F) SCHOTTPLATTE VOR DER VERSCHRAUBUNG

ABB.9 EINBAU DER ERDDRUCKGEBER SOWIE WASSERSEITIGEN SAMMELLEITUNGEN UND DEHNUNGS-STAUCHUNGSGEBER

3.9 Temperatur und Erfahrungen mit einer gefrorenen Schüttlage

Zur Erkundung des Temperaturzustandes innerhalb der Schüttung und insbesondere nahe der Kerndichtung sind wegen der auf 2.300 m Seehöhe herrschenden mittleren Jahrestemperatur von rd. 0° C (Ganglinie Abb. 8 C) neun elektrische Widerstandsthermometer (Huggenberger) verlegt worden. Die Beobachtungen sind sehr wertvoll, weil der Asphaltbeton bekanntlich temperaturabhängige Verformungseigenschaften aufweist und weil die Ergebnisse Vermutungen über eventuelle gefrorene Bereiche widerlegen.

Abb. 10 B zeigt die Entwicklung der Temperaturverhältnisse nach dem Einbau, wobei interessant ist, daß mit Ausnahme des oberflächennahen Gebers f in der Steinschüttung sich alle bei einer mittleren Temperatur von 6° bis 8° C einpendeln. Auch der ursprünglich durch den Einbau erwärmte Bereich um die Kerndichtung zeigt das gleiche Verhalten.

Eine dammbautechnische Maßnahme besonderer Art stellte die Entscheidung der TIWAG dar, die in der Winterpause 1978/79 rd. 1,50 m tief gefrorene oberflächliche Schicht des Moränenstützkörpers vor der Überschüttung nicht unter hohen Kosten auszuräumen, sondern einfach im Dammkörper zu belassen.

Die gefrorene Zone ist durch das umgebende wärmere Schüttmaterial sogar rascher als erwartet aufgetaut worden und weist nun (Linie g der Abb. 10 B) dieselbe Temperatur auf wie die übrige Schüttung.

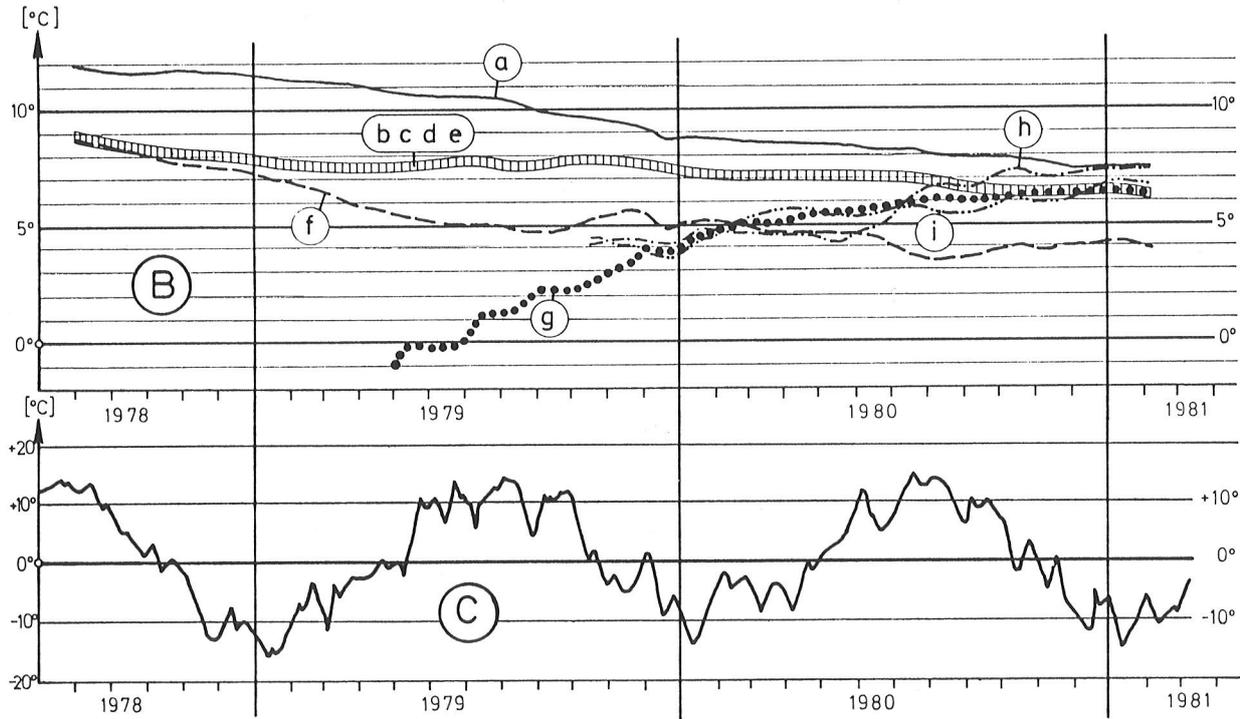
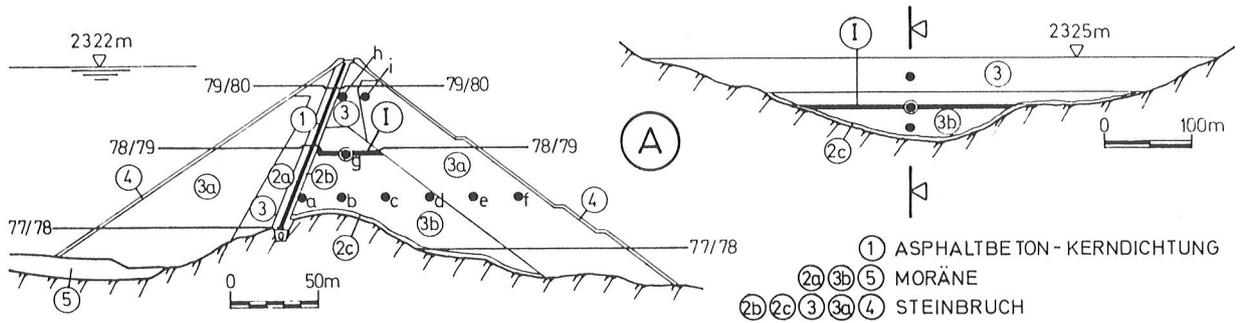
3.10 Allgemeine Erfahrungen beim Einbau von Meßgeräten

Die Verlegung und der Einbau von hochempfindlichen Geräten mit einem Gesamtwert von US \$ 300.000,--, vorwiegend in einer groben Steinschüttung und während des rauhen Baubetriebes, der üblicherweise für den Einbau von wissenschaftlichen Feinmeßgeräten wenig Verständnis zeigt, erforderte sorgfältige Vorbereitung und straffe Organisation, für die Herr Dipl.-Ing. W. Zednik und seine Gruppe verantwortlich waren. Beispielsweise mußten auf Meßhorizont 2245 m Mh, verteilt auf einer Fläche von über einem Hektar, 106 Meßgeräte zusammen mit nahezu 20 km Meßleitungen und Schläuchen innerhalb von nur vier Tagen und Nächten verlegt werden.

Stets wurde dabei auf eine sorgfältige Einbettung der empfindlichen Geräte und Leitungen in Sand größter Wert gelegt. Im weiteren Übergang zur grobkörnigen Dammschüttung kam vorwiegend Stein- und Moränenmaterial des Kornbereiches 0 bis 100 mm zur Verwendung, und bei den Meßschläuchen und Kabeln wurde der Sand zusätzlich mit einem Vlies (Abb. 9 D) eingehüllt. Diese Einbauart hat sich sehr bewährt und ergab folgenden Arbeitsablauf:

- 1) Geordnetes schlingenhaftes Auslegen der Meßschläuche mittels Stahlkamm auf einem vorbereiteten Sandbett und Fixierung der Schläuche mit Lehmschlag.
- 2) Wallförmige Überschüttung mit dem vorgesehenen Sondermaterial bzw. Einhüllung mit Vlies.
- 3) Ausfüllung der restlichen Dammfläche mit den verschiedenen Zonenmaterialien und anschließende Verdichtung mit 15 t Vibro-Walze.
- 4) Aufgraben am Ort der einzelnen Erddruckgeber oder anderer Instrumente, Anschluß der Instrumente, Orientierung, Justierung und Nullmessung.
- 5) Verfüllen der Gebergrube und Verdichtung mit Handstampfern.

Dank dieser und ähnlicher Maßnahmen beim Einbau der zahlreichen Meßeinrichtungen ist bisher keine einzige ausgefallen.



- (A) QUERSCHNITT UND LÄNGSSCHNITT MIT TEMPERATURGEBER UND DAMMZONEN
 (1) GEFRORENE SCHÜTLAGE
 (B) TEMPERATURGANGLINIEN IN DER SCHÜTLAGE
 (C) MITTLERE JAHRESTEMPERATUR-GANGLINIE

ABB.10 TEMPERATURGANGLINIEN DER DAMMSCHÜTLUNG UND ERWÄRMUNGSPROZESS EINER GEFRORENEN SCHÜTLAGE

3.11 Einige interessante zusammenfassende Ergebnisse

Verformungen im Hauptschnitt bis Bauende

Das Verformungsbild (Abb. 11) des Meßquerschnittes wird durch die gewählten Einrichtungen gut erfaßt. Ausgehend von den Dammböschungen, sind im Inneren drei durchgehende horizontale Meßebenen sowie drei vertikale und ein schräger Meßstrang (Kerndichtung) angeordnet. Durch die Überschneidungen in den Kreuzungspunkten ist eine zusätzliche Kontrolle gegeben. Die nach Setzungen und Verschiebungen aufgegliederten Meßergebnisse zeigen, daß die Verformungen in den vergan-

genen vier Baujahren für einen Steinschüttdamm äußerst gering sind. Setzungen bei Bauende von nur max. 17 cm an den Böschungen und max. 35 cm im Damminneren dürften bei einem Damm dieser Höhe bisher kaum einmal gemessen worden sein. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, daß die Bauausführung auf Grund der Erfahrungen beim Gepatschdamm (Gesamtsetzungen von max. 2,96 m an der Böschung, 4,55 m im Damminneren) von Anfang an darauf abzielte, die Dichtung in eine möglichst wenig setzungsanfällige Umgebung einzubetten.

Dies wurde durch folgende Maßnahmen erreicht:

- 1) Gemischtkörniger Aufbau des Schüttgutes (Größtkorn 70 cm), entsprechende Vorkehrungen bei Sprengung und Einbau sowie ständige Überwachung (Grob-siebanlage für Korndurchmesser bis zu 400 mm).
- 2) Auf Grund von Großschüttversuchen Einbau mit Schütthöhen von nur 75 bis 100 cm.
- 3) Einsatz von 15 t Vibro-Walzen mit im allgemeinen 6 Walzdurchgängen.
- 4) Zugabe von 0,5 m³ Wasser pro m³ Schüttung der Wasserseite.

4. Alarmeinrichtungen

4.1 Alarmanzeigen Gepatsch

Bei dem im Jahre 1964 erfolgten ersten Aufstau des Speichers Gepatsch kam es infolge von Auftriebwirkungen zu erheblichen Hangbewegungen. Dabei wurden im Zeitraum von 1964 bis 1965 horizontale Verschiebungen von i.M. bis zu 10,4 m und Setzungen bis zu 7,4 m gemessen [4].

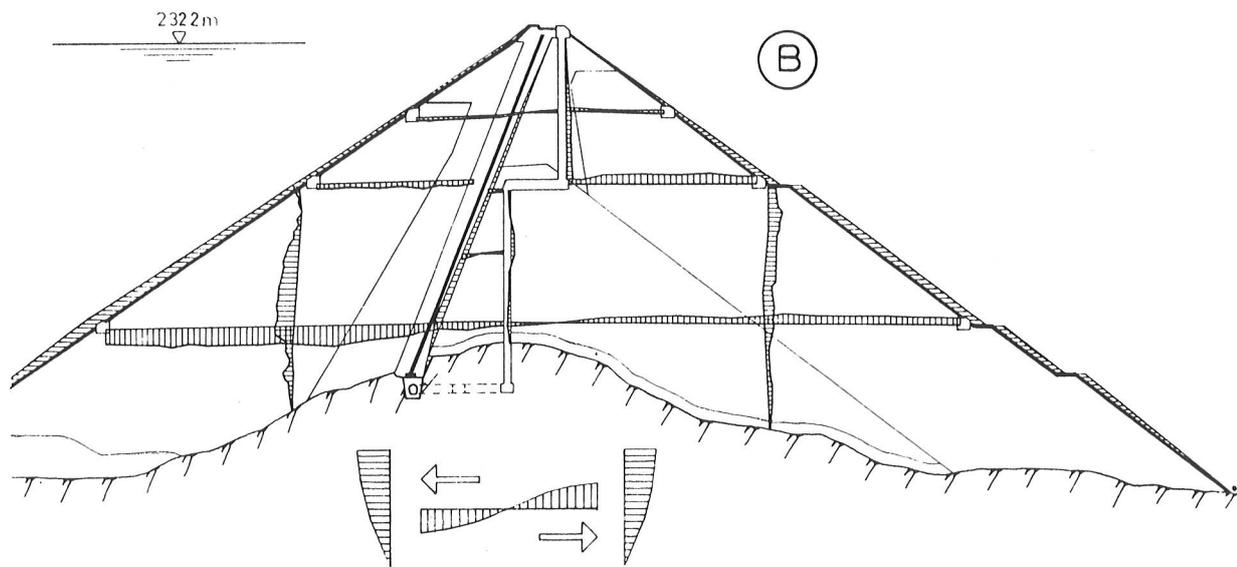
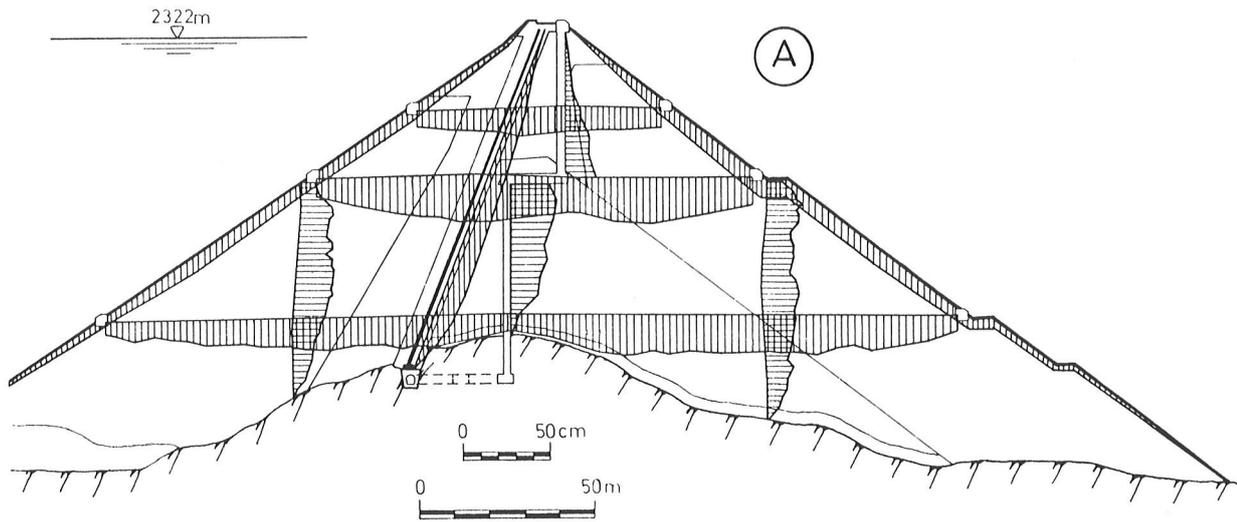
Im nachfolgenden Zeitraum haben sich die Hänge weitgehend stabilisiert und die Jahresverformungswerte betragen derzeit nur mehr rd. 4 bis 5 cm. Aus diesem Grund sind in das erste in Österreich ausgeführte Flutwellen-Alarmsystem neben der Dammüberwachung auch Speicherhangbeobachtungen eingebunden. Im einzelnen werden folgende Anzeigen in die ständig besetzte Warte des Krafthauses fernübertragen (Abb. 12 B):

vom Damm: Stauhöhe, Summe des Sickerwassers, Flutwellenmelder an der Dammkrone bei Überflutung durch Schwallwelle,

von den Speicherhängen: Extensometer in zwei Sondierstollen.

4.2 Alarmanzeigen Finstertal

Beim Staudamm Finstertal entfällt zwar die Beobachtung der Speicherhänge, doch wurden einige zusätzliche Anzeigen vorgesehen, damit als Entscheidungshilfe bei Katastrophensituationen ein möglichst umfassendes Bild über den Zustand der aus der Ferne zu beurteilenden Talsperre vorliegt. Fernübertragen werden in die ständig besetzte Warte des Unterstufen-Kraftwerkes: Stauhöhe, Dichtungssickerwasser, Gesamtsickerwasser, Flutwellenmelder am Dammfuß, Kronenbewegung als Summe zweier Lotbewegungen im Damm sowie das Bild von drei schwenk- und kippbaren Fernsehkameras mit Beleuchtung, die Veränderungen im Anblick des im Winter nur zu Fuß erreichbaren Dammes sowie des luftseitigen Abflußbereiches erkennen und damit Alarmanzeigen in der Warte vor Auslösung des Flutwellenalarms nochmals überprüfen lassen.



(A) SETZUNGEN

(B) HORIZONTALVERSCHIEBUNGEN

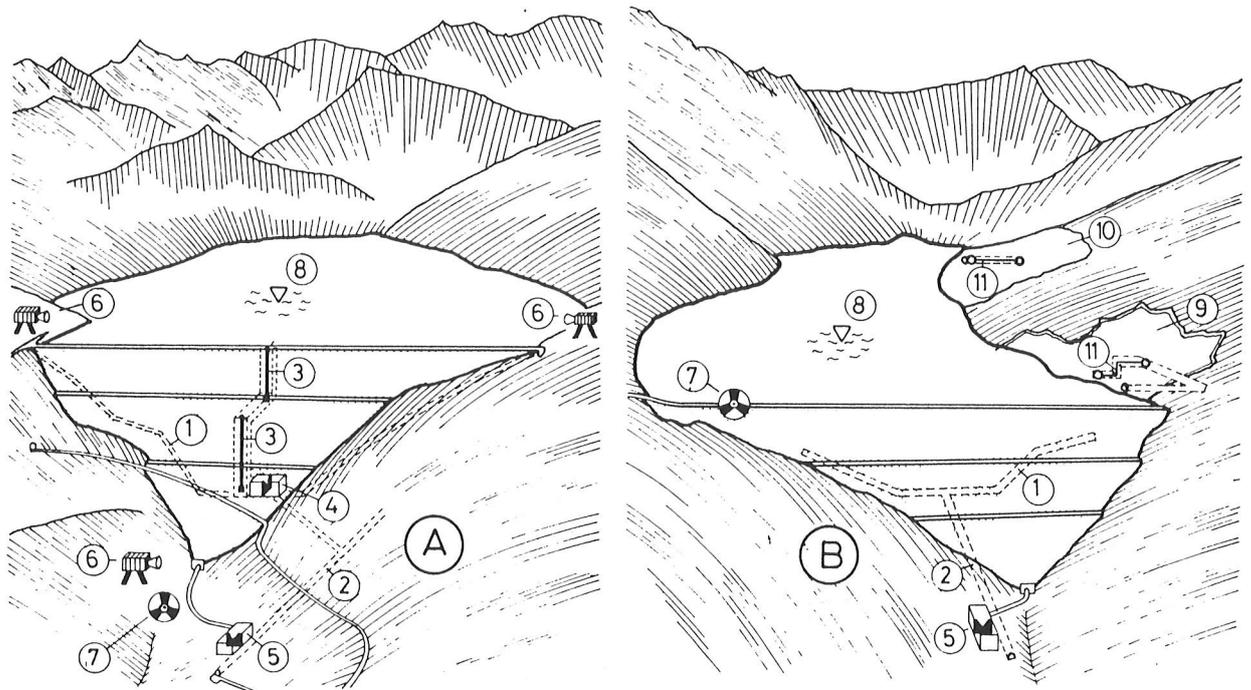
ABB.11 VERFORMUNGEN IM HAUPTSCHNITT BIS BAUENDE

4.3 Warnstationen

Der unmittelbar durch eine Flutwelle gefährdete Bereich kann unterhalb der beiden Dämme (ca. 52 km bei Gepatsch und 21 km beim Finstertaldamm) durch stationäre Tyfonwarnanlagen alarmiert werden.

Unabhängige, regelmäßig überprüfte Nachrichtenverbindungen sorgen für eine gesicherte Auslösung und Verständigung.

In eigenen Alarmplänen und Merkblättern für jedes Haus im Flutwellenbereich sind die notwendigen organisatorischen Maßnahmen und Vorsorgen für den Ernstfall bis ins einzelne festgelegt.



(A) FINSTERTAL

- ① KONTROLL- UND INJEKTIONSANGANG ② ZUGANGSSTOLLEN ③ GEWICHTSLOT ④ DICHTUNGSSICKERWASSER - MESS STELLE ⑤ GESAMTSICKERWASSER - MESS STELLE ⑥ FERNSEHKAMERAS ⑦ FLUTWELLENMELDER ⑧ STAUSPIEGELMESSUNG

(B) GEPATSCH

- ⑨ RUTSCH HANG HOCHMAISS ⑩ SACKUNG NASSEREIN ⑪ EXTENSOMETER IM SONDIERSTOLLEN

ABB.12 ALARMEINRICHTUNGEN FINSTERTAL UND GEPATSCH

Zusammenfassung

Der 153 m hohe Gepatschdamm (Steinschüttdamm mit Erdkern) und der 149 m hohe Finstertaldamm (Steinschüttdamm mit schräger Asphaltbeton-Kerndichtung) der Tiroler Wasserkraftwerke AG sind mit besonders umfangreichen Beobachtungseinrichtungen ausgestattet. Die am Gepatschdamm (gebaut 1961 bis 1964) gewonnenen langjährigen Erfahrungen bildeten die Grundlage für den Entwurf der Meßeinrichtungen des Finstertaldammes (1977 bis 1980), die aber darüber hinaus noch einige wesentliche Neuentwicklungen aufweisen. Dazu gehören ein über die ganze Dammhöhe begehbare Pendelschacht sowie besondere Vorrichtungen zur Überwachung der Bewegungen und Verformungen des Asphaltbetonkernes. Beide Dämme verfügen über Alarmeinrichtungen, deren Signale in die Warten der zugehörigen Kraftwerke übertragen werden und dort über besondere Anlagen nach genau detaillierten Vorschriften die Auslösung eines Flutwellenalarms für die betroffenen Talabschnitte veranlassen können.

Literatur:

- [1] W. Schober: Considerations and Investigations for the Design of a Rockfill Dam with a 92 m high Bituminous Core.
11th Congress on Large Dams, Madrid 1973, R. 34 - Q. 42.
- [2] W. Pircher, H. Schwab: Austria's Finstertal Rockfill Dam.
Water Power & Dam Construction, June 1980.
- [3] H. Schwab, W. Pircher: Roughening of Smooth and Steeply Sloping Rock Surfaces in the Foundation of Finstertal Rockfill Dam.
13th Congress on Large Dams, New Delhi 1979, R. 22 - Q. 48.
- [4] H. Lauffer, W. Schober: The Gepatsch Rockfill Dam in the Kauner Valley.
8th Congress on Large Dams, Edinburgh 1964, R. 4 - Q. 31.
- [5] W. Schober: Behaviour of the Gepatsch Rockfill Dam.
9th Congress on Large Dams, Istanbul 1967, R. 39 - Q. 34.
- [6] H. Schwab: Staudamm Gepatsch, Analysen zum langjährigen Verhalten (1962 - 1978).
Österreichische Wasserwirtschaft, 31 (1979) H. 5/6.
- [7] E. Neuhauser, W. Wessiak: Placing of the Shell Zone of the Gepatsch Rockfill Dam in Winter Time.
9th Congress on Large Dams, Istanbul 1967, R. 30 - Q. 35.
- [8] W. Schober: The Interior Stress Distribution of the Gepatsch Rockfill Dam.
10th Congress on Large Dams, Montreal 1970, R. 10 - Q. 36.
- [9] R. Rostek: Eine neue Methode zur Bestimmung der Einbaudichten von grobkörnigen Schüttmaterialien.
Bauingenieur, 55 (1980).
- [10] H. Lauffer, E. Neuhauser, W. Schober: Uplift Responsible for Slope Movements during the Filling of the Gepatsch Reservoir.
9th Congress on Large Dams, Istanbul 1967, R. 41 - Q. 32.

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

DER DICHTUNGSANSCHLUSS DES STAUDAMMES BOLGENACH AN VERWITTERTEN MERGEL

Dipl.-Ing. G. Innerhofer
Dr. H. Loacker

1. ALLGEMEINES

Der Staudamm Bolgenach und der von diesem aufgestaute Speicher sind Anlageteile des von der Vorarlberger Kraftwerke AG im Bregenzerwald in Vorarlberg, dem westlichsten Bundesland Österreichs, errichteten Kraftwerkes Langenegg. Der Damm ist etwa 100 m hoch, hat eine Kronenlänge von 220 m und eine Schüttkubatur von 1,40 Mio m³. Der Inhalt des Speichers beträgt 8,4 Mio m³.

Der Speicher liegt in dem, den Alpen vorgelagerten Südteil der Subalpinen Molassezone in einer von der Bolgenach quer zur Gesteinsschichtung in die Sohle des breiten U-Tales erodierten Schlucht. An der Sperrenstelle verengen mächtige quer über das Tal streichende Konglomerat- und Sandsteinbänke an der Grenze der unteren Meeresmolasse zur unteren Süßwassermolasse die Schlucht.

Abb. 1 zeigt den Lageplan, Abb. 2 einen typischen Querschnitt des Dammes. Der Damm ist durch die gegebenen, besonderen topographischen und geologischen Voraussetzungen und durch die auf den im Verhältnis zu den Zuflüssen kleinen Speicherraum zurückzuführenden raschen Spiegelschwankungen gekennzeichnet. Es war oberste Leitlinie bei Entwurf und Bauausführung diesen Voraussetzungen auch in steter Anpassung an die tatsächlich vorgefundenen Verhältnisse gerecht zu werden.

Die Wechsellagerung der vorerwähnten Härtlingsrippen mit wesentlich weicherem Mergeln hat zu einer bewegten Reliefbildung in Tallängsrichtung geführt. Die Sandsteine bilden an ihren unter 50° zur Wasserseite einfallenden Schichtgrenzen zum Teil bis 8 m überhängende und 50 m hohe Wände, Abb. 3. Eine Glättung durch Abtrag der Felsrippen schied aus. Die Standsicherheit des darüberliegenden Geländes wäre unzulässig gemindert worden. Es war somit mit einer Brückenbildung im Damm sowohl in Tallängs- wie in Querrichtung zu rechnen. Die Sandsteine werden hierbei erhöht zur Kraftübertragung herangezogen während die Mergellagen sich für den Anschluß der Dichtungszone des Dammes anbieten.

2. AUFBAU DES DAMMES

Der Damm ist aus den in unmittelbarer Nähe vorkommenden Lockermassen geschüttet. Die Stützkörper bestehen aus nur wenig durchlässigen Schottern, der Naturkern aus dichter Grundmoräne. Schotter wie Moräne sind gut gemischtkörnig und verdichtungs-

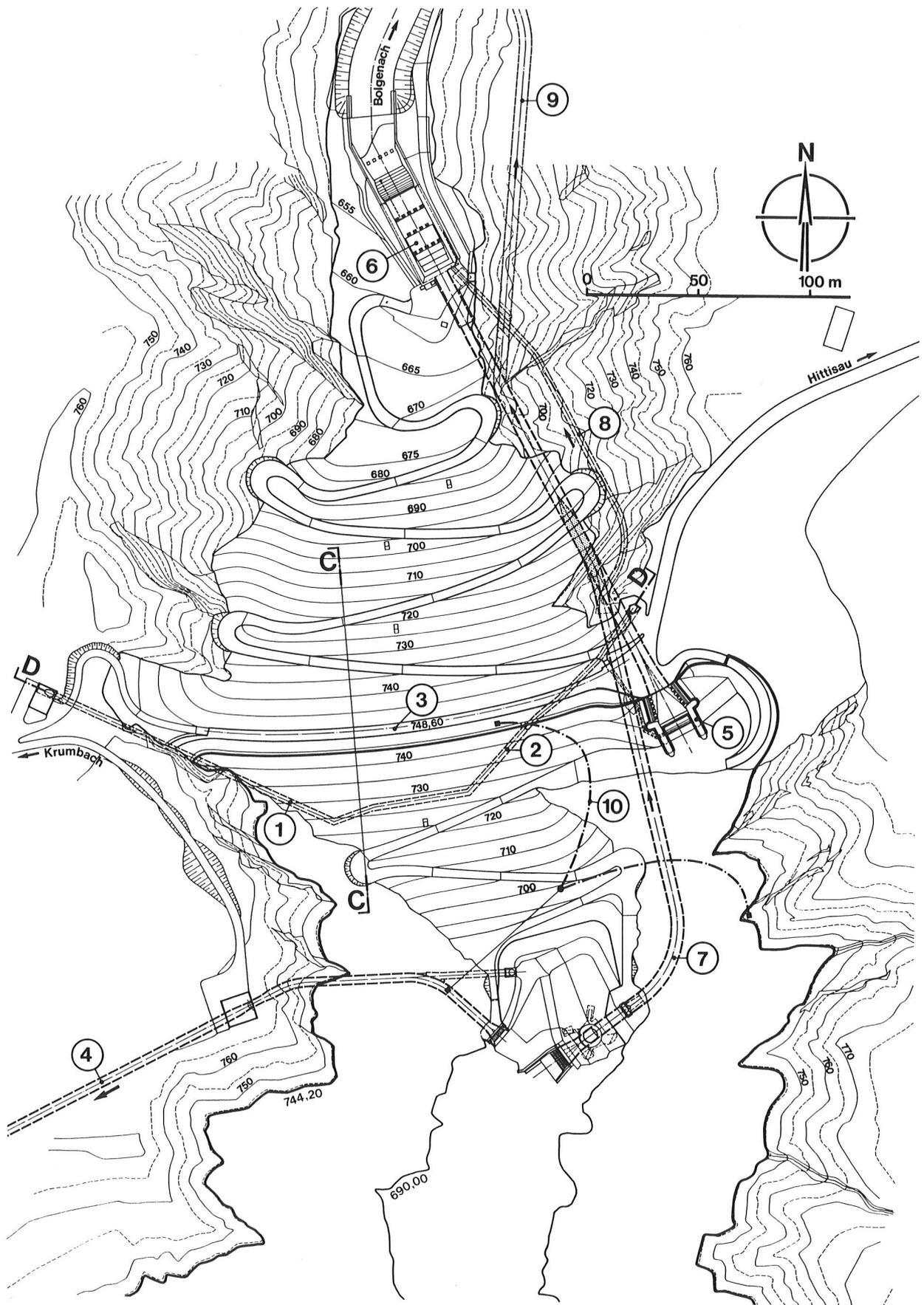


Abb. 1, Staudamm Bolgenach - Lageplan

- | | |
|--------------------------|---|
| (1) Kontrollschacht | (6) Tosbecken |
| (2) Kontrollgang | (7) Umleitungs- und Grundablaßstollen |
| (3) Dammkrone | (8) Grundablaßstollen |
| (4) Triebwasserführung | (9) Umleitungsstollen während der Bauzeit |
| (5) Hochwasserentlastung | (10) Schwimmende Treibholzsperr |

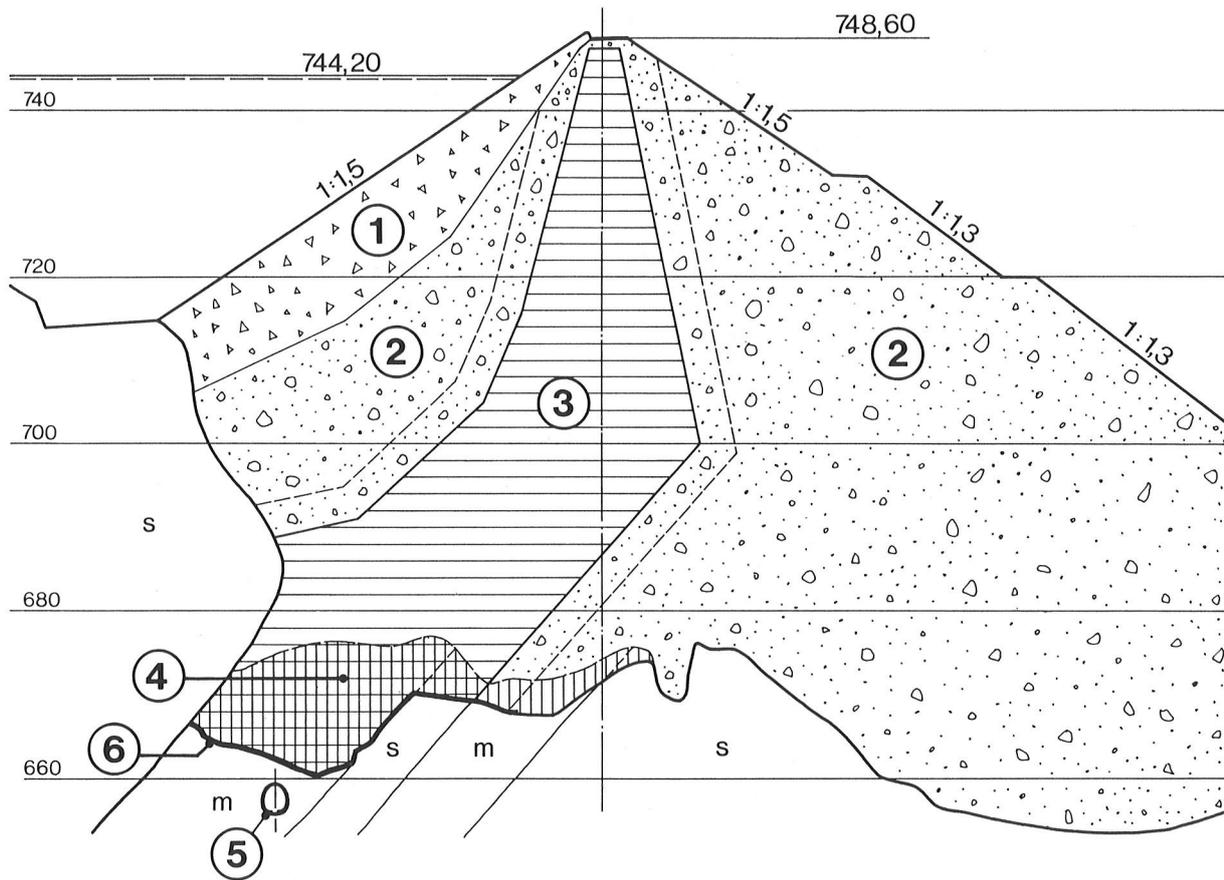


Abb. 2, Staudamm Bolgenach - Querschnitt C-C

- | | |
|---|-------------------------------------|
| (1) Steinschüttung | (5) Kontrollschacht |
| (2) Kies | (6) Moräne 0 - 30 mm + 3 % Bentonit |
| (3) Moränenkern | m Mergel |
| (4) Abtrag gestörter Mergel und Sandstein | s Sandstein |

willig. Beim Einbau wurden mit $2,37 \text{ t/m}^3$ bzw. $2,22 \text{ t/m}^3$ deutlich über der einfachen Proctordichte liegende Trockenraumgewichte erzielt. Damit waren die Voraussetzungen für geringe Verformungen gegeben, womit wiederum die aus der Aufhängung sich ergebenden Probleme reduziert werden. Der Schotter wurde zur weiteren Verminderung der Verformungen etwas unter dem Optimum, die Moräne aber zur Erhöhung ihrer Verformbarkeit, besonders in den durch Verformung stark beanspruchten Bereichen, etwas über dem Optimum eingebaut. Die Wasserseite ist durch eine Felsvorschüttung aus Konglomerat und Sandstein gesichert.

3. FELSMCHANISCHE VERHÄLTNISSSE IN DER KERNAUFSTANDSFLÄCHE

Der Dichtungskern des Staudammes bindet in die stärkste ca. 20 m mächtige Mergelschicht ein. Diese stellt eine tief in den Untergrund reichende natürliche Dich-

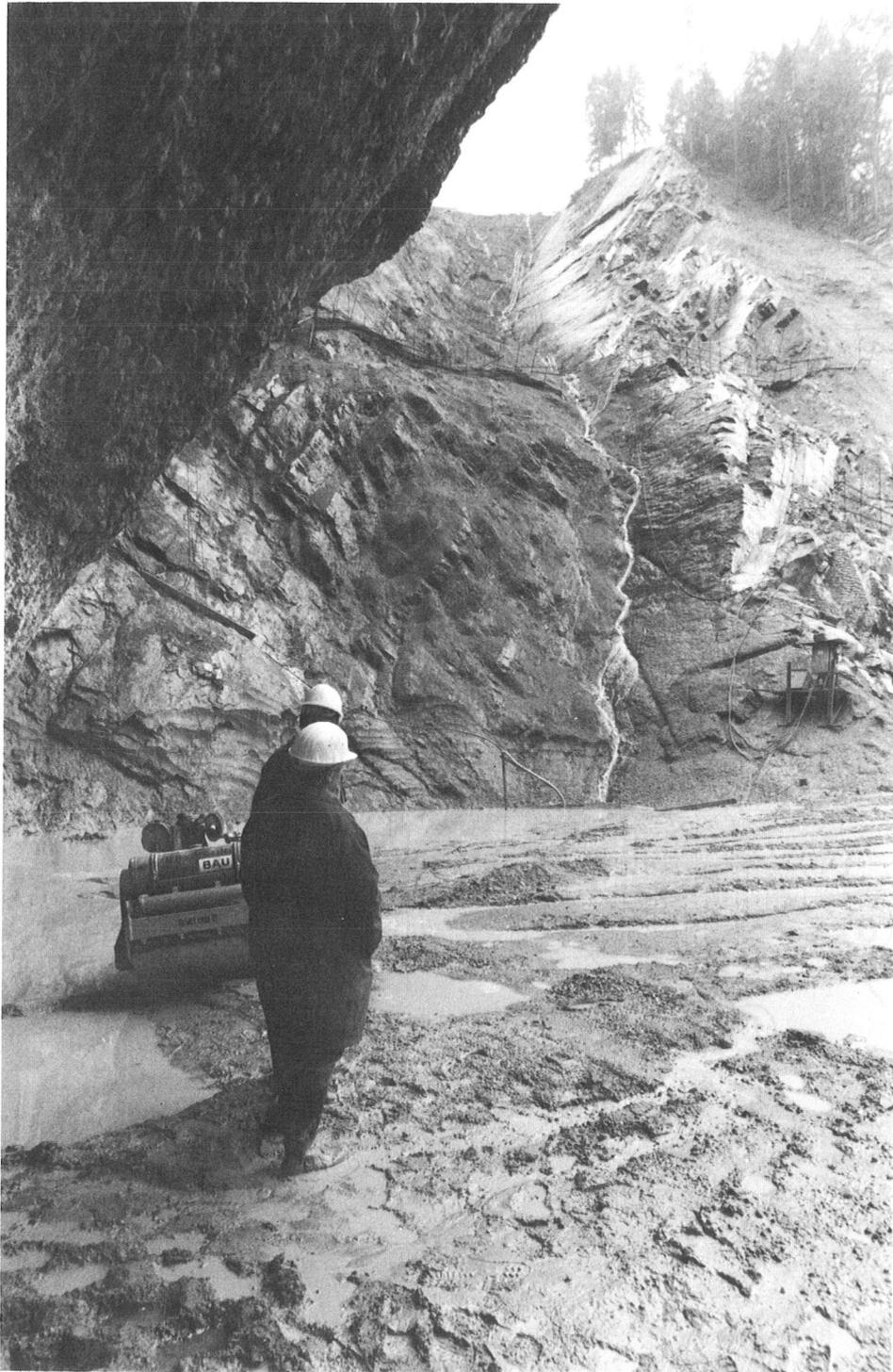


Abb. 3, Kernanschluß an der linken Flanke mit überhängender Felswand

tungsschicht dar. Im unteren Teil ist der Kern schräg zur Wasserseite geneigt und folgt damit der Geometrie der Mergeloberfläche.

Die im Bereich des Speichers vorkommenden Mergel sind nicht einheitlich aufgebaut, wechselnde Kalk- und Sandsteingehalte erzeugen eine lagige Struktur mit allen Übergängen zwischen tonigen und sandigen Mergeln. Bei der Auffaltung des Gebirges entstanden allenthalben Mylonitzonen, die aber dicht gepreßt und wasserundurchlässig

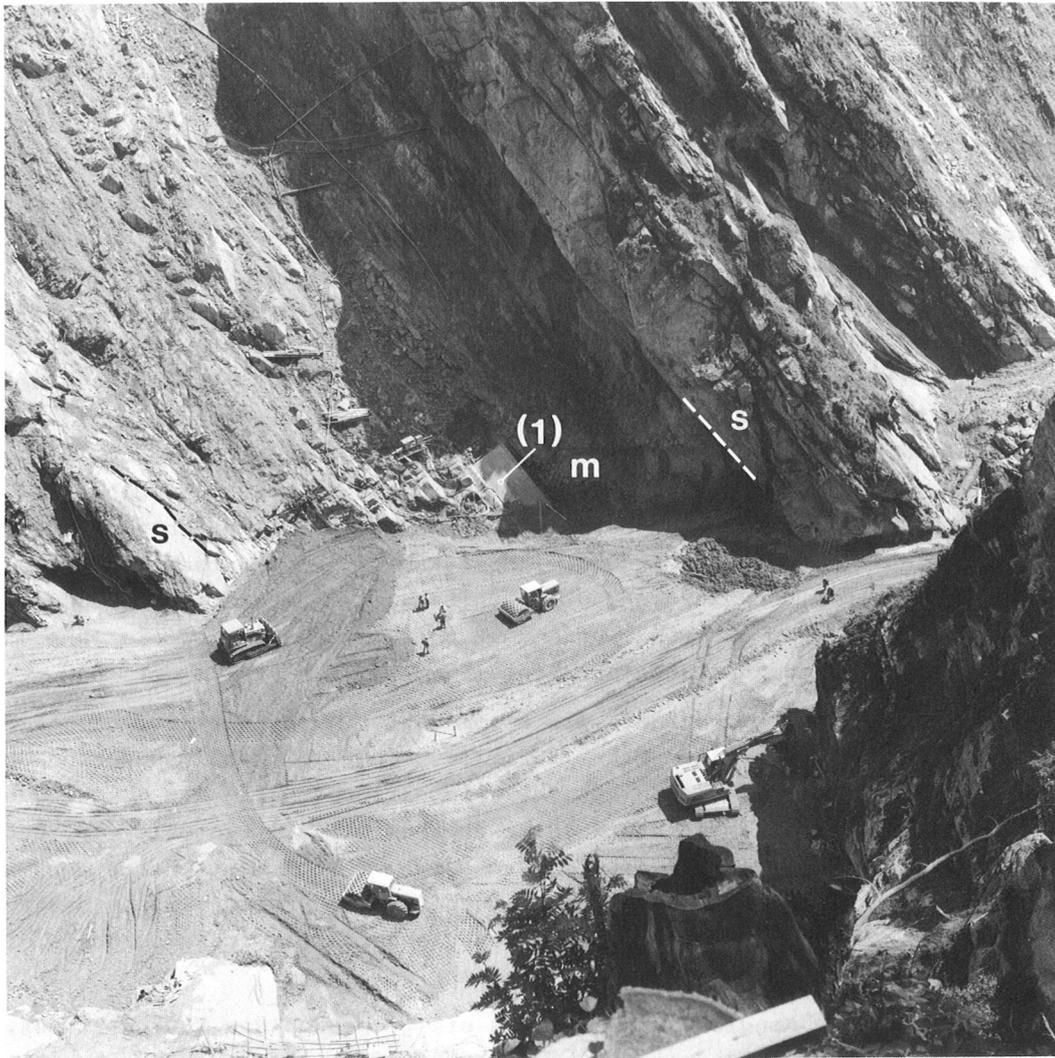


Abb.4, Kernanschluß an der rechten Flanke mit überhängender Felswand
 (1) Kontrollgang m Mergel s Sandstein

sind. Die tonigen Mergel sind veränderlichste Gesteine, die bei Wechsellagerung von Wasser und Luft je nach Kalk- und Sandgehalt unterschiedlich rasch zu Brei oder Grus zerfallen.

Im Triebwasserstollen erwies sich der Mergel als vollkommen dicht. Auch bei Bohrungen von der Oberfläche wurden schon in geringer Tiefe lange, kompakte Kerne gezogen. Nach den ersten Aufschlüssen erschien es daher möglich, den Kern unmittelbar an den kompakten Mergel anzuschließen, wobei ein Kontrollgang nicht für erforderlich erachtet worden ist. Erst nach dem Abräumen der über 10 m mächtigen Schuttüberlagerung der linken Kernaufstandsfläche zeigte sich, daß der Mergel dort örtlich bis zu einer Tiefe von über 10 m durch oberflächenparallele Klüfte stark aufgelockert ist. Verantwortlich hiefür sind wohl die auch im Triebwasserstollen festgestellten großen Horizontalspannungen im Gebirge, die im Mergel, in der Sohle des zwischen den Sandsteinrippen eingetieften Grabens zu bedeutenden Kerbspannungen führen. Die durch die aufgesprengten Klüfte im Mergel zirkulierenden Wässer bewirkten eine Entkalkung, der zugeführte Sauerstoff eine das Gesteinsgefüge sprengende rostige Oxydation des feinverteilten Pyrits. So entstanden allenthalben auf-

geweichte Bereiche und mit rostigem Grus verfüllte Klüfte. Wie zu erwarten, erwies sich dieser Bereich in Wasserabpressversuchen als ziemlich durchlässig. Weiters müssen diese Bereiche bei Durchsickerung unter Staubedingung als erosionsanfällig beurteilt werden.

4. ANSCHLUSS DES MERGELS AN DEN UNTERGRUND

Es war nicht möglich, wie angestrebt, die gesamte gestörte Mergelschicht zu entfernen, da hiedurch die an der Wasserseite des Kernanschlusses aufsteigenden Felswände zu weit unterschritten worden wären. Entgegen der ursprünglichen Absicht wurde daher für den Bau eines Kontrollganges entschieden, von dem aus der in unmittelbarer Nähe liegende gestörte Bereich gut zu injizieren war. Weiters ist von dort eine laufende Kontrolle und eine später allenfalls erforderlich werdende Nachinjektion gut möglich. An der rechten Talflanke und an der Sohle wurde der Kontrollgang an der Luftseite des Kernanschlusses angeordnet, Abb. 4. Zur Beherrschung ungleichmäßiger Belastungen und Setzungen ist er im Gewölbe mit 3 Gelenken ausgerüstet. Hiefür wurden Kunststoffplatten auf Blechplatten montiert und diese mit der Stahlschalung verschraubt, Abb. 6. Um die an der rechten Flanke zu erwartenden ohnedies schon hinreichend großen Schwierigkeiten bei der Bauausführung nicht noch weiter zu erhöhen, wurde dort anstelle des Ganges ein 10 m unter der Anschlußfläche liegender Schacht abgeteuft, Abb. 5.

Nach Abräumen des losen Mergels mit einem Bagger wurde die letzte Schicht mit einem "Alpine Miner", einer Fräse für mildes Gestein, gebirgsschonend abgetragen. Die so geschaffene ziemlich glatte Mergeloberfläche wurde zum Schutz gegen Austrocknung sofort mit einer 5 bis 10 cm starken mit 2 % Bentonit vergüteten und auf 40 mm Größtkörn abgeseibten Moräne verschlossen. Nach eingehenden Versuchen wurde diese Schicht im Spritzbetonverfahren aufgebracht. Dieses Verfahren war wirtschaftlich und es konnte damit eine wesentlich dichtere Anschlußschicht als mit dem konventionellen händischen Aufbringen erreicht werden.

Die wasserseitige Konglomeratbank weist ein grobmaschiges Kluftnetz auf. Zum Schutz gegen die Erosion des Kernes wurden die Klüfte mit Spritzbeton verschlossen. Um die Sicherheit der Arbeiter während des Baues zu gewährleisten, mußten die Wände mit Felsankern, Steinschlagnetzen und Vergitterungen abgesichert werden.

Die luftseitige Sandsteinrippe wurde zum Teil etwas abgetragen und ebenfalls, soweit sie noch im Bereich der Kernaufstandfläche liegt, mit Spritzbeton verschlossen und mit vergüteter Moräne überdeckt.

5. INJEKTION DES KERNANSCHLUSSES

Nach weitgehendem Abschluß der Schüttung wurden im Schutz der Dammauflast vom Kontrollgang bzw. -schacht aus Injektionen ausgeführt. Das Injektionsschema ist in Abb. 7 dargestellt. Die Injektion erfolgte mit Zementsuspension in 5 - 11 Durchgängen. Im besonderen wurden hiebei die im Untergrund belassenen gestörten Mergelbereiche erfaßt.

Die durchgeführte FE-Berechnung ergab, daß durch die Brückenbildung zu den wasserseitigen Felsrippen der Kernanschluß soweit abgeschirmt wird, daß die Spannungen bis nahe zum Staudruck reduziert werden. Das Berechnungsergebnis wurde durch Messungen in Natur bestätigt. Bei den Injektionen wurde daher versucht im Mergel bei aller gebotenen Vorsicht, Kluftsprennungen zu erzielen, um den Spannungszustand örtlich zu erhöhen. Dies ist offensichtlich gelungen. Kontrollbohrungen zeigten breite,

ursprünglich nicht vorhandene mit Injektionsgut gefüllte Klüfte. Um die Sicherheit gegen Erosion zu erhöhen, wurden im Bereich der besonders stark gestörten Mergel auch die obersten 2 m der luftseitig anschließenden Sandsteinbank injiziert.

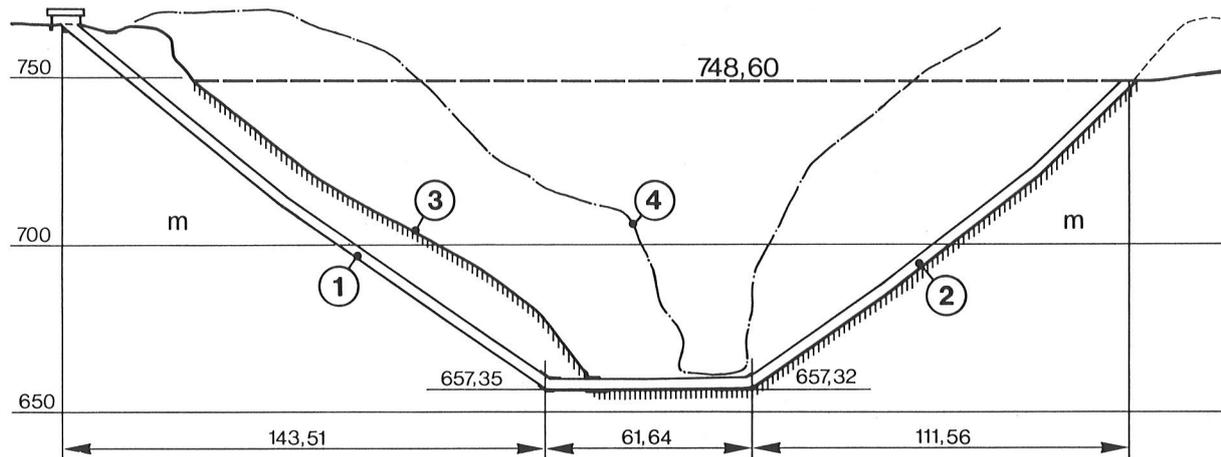


Abb. 5, Staudamm Bolgenach - Längenschnitt D-D

- | | |
|---------------------|----------------------------------|
| (1) Kontrollschacht | (3) Aufstandsfläche Moränenkern |
| (2) Kontrollgang | (4) wasserseitige Sandsteinrippe |

6. VERHALTEN DES KERNES UND DES KERNANSCHLUSSES IM BETRIEB

Der Mergel in der Aufstandsfläche hat sich bei der Überschüttung zum Teil etwas konsolidiert. Im Kontrollgang ist zwischen den Punkten 2 und 3 (Abb. 6) eine Relativsetzung von 2,5 cm eingetreten. Dank den Gelenken führte diese zu keinerlei Rissebildung.

Da die luftseits des Kernanschlusses liegende Sandsteinrippe gut durchlässig ist und an ihrer Luftseite wiederum von einem dichten Mergelpaket begrenzt wird, wirkt sie als Drainageschicht für den Kernanschluß. Zahlreiche in den Kontrollgang eingeführte Bohrlöcher erlauben eine genaue Beobachtung der Sickerwasserverluste.

Seit dem Staubeginn am 30.1.1979, der Vollstau wurde am 15.6.1980 erreicht, erwiesen sich der Untergrund wie auch der Kern als praktisch dicht. Wasserabpreßversuche in Kontrollbohrlöchern ergaben Verluste unter 0,8 Lugeon. Die gesamten Sickerverluste liegen innerhalb der durch die Bergwasserzutritte bedingten Meßgenauigkeit von 0,25 l/s. Weiters ergaben die vom Kontrollschacht in den Mergeluntergrund vortriebenen Kontrollbohrungen, daß die Klüftwasserdrücke im Mergel nur sehr verzögert den Stauspiegelspannungen folgen, Abb. 8. Dies darf ebenfalls als Zeichen für nur geringe Durchlässigkeit gewertet werden.

7. ZUSAMMENFASSUNG

Der Staudamm Bolgenach ist durch einige außergewöhnliche Merkmale gekennzeichnet. Es sind dies die enge Schlucht, die durch wechselnde Felseigenschaften verursachte starke Profilierung der Talflanken in Längsrichtung, die schnelle Spiegelbewegung von 0,4 bis zu 1,8 m/h und das veränderlichste und zum Teil erosionsfähige Gestein im Bereich des Kernanschlusses. Die profilierte Aufstandsfläche führt zu Gewölbebildungen im Damm. Diese ermäßigen ihrerseits das Spannungsniveau in der Aufstandsfläche des Kerns. Durch den raschen Aufstau und die große Durchlässigkeit

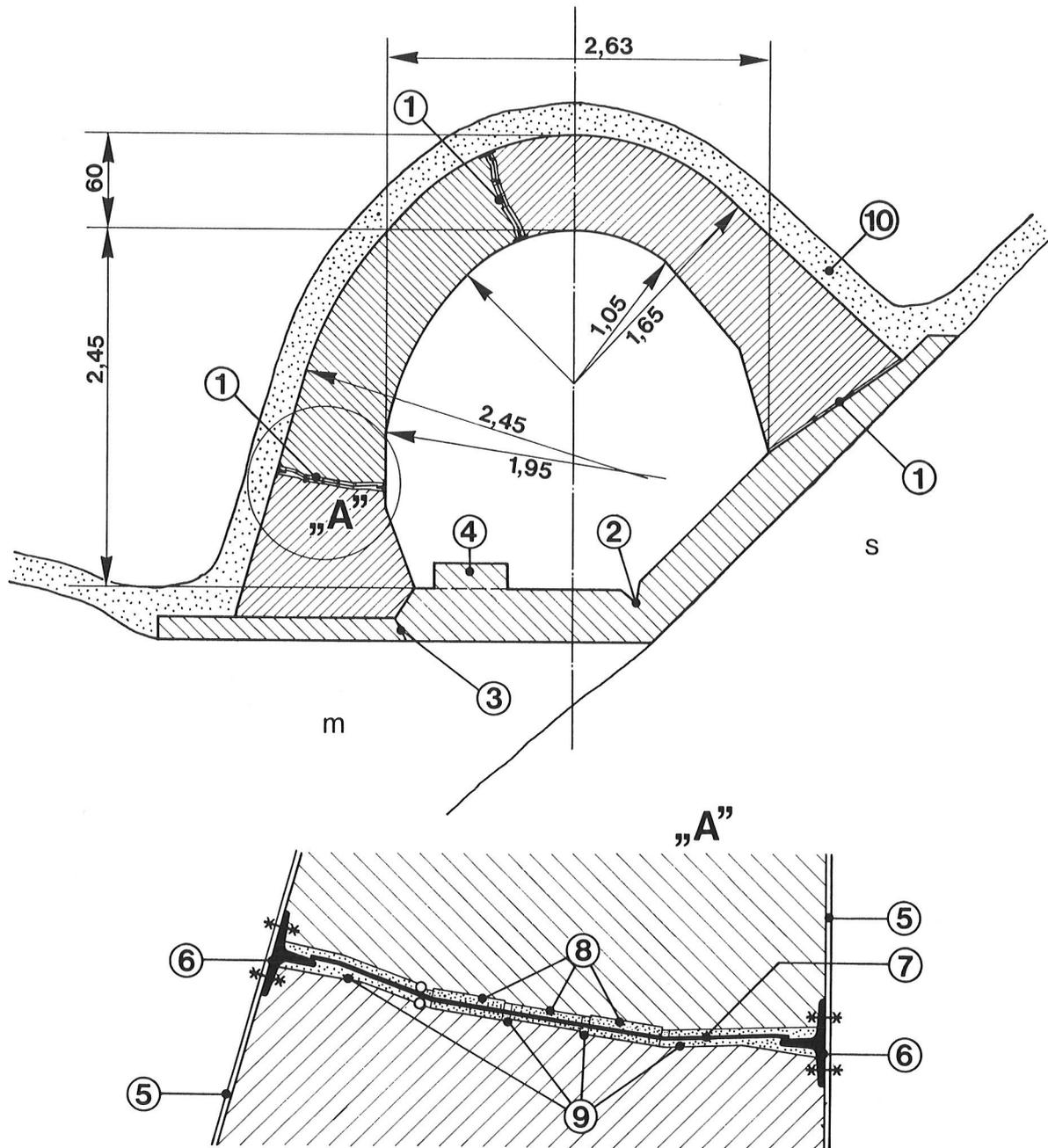


Abb. 6, Kontrollgang - Querschnitt und Gelenksausbildung

- | | |
|---------------------------|------------------------------------|
| (1) Kunststoffgelenk | (6) Stahlprofil |
| (2) Bewehrtes Betongelenk | (7) Stahlblech 2 mm |
| (3) Sollbruchstelle | (8) Neoprene-Platten 2 x 6 - 12 mm |
| (4) Treppe | (9) Schaumstoff 2 x 10 mm |
| (5) Schalung | |

der wasserseits an den Kern anschließenden Konglomeratbank wird der Gradient des Bergwasserdruckes in der Nähe von Klüften erhöht. Das reduzierte Spannungsniveau, wie der erhöhte Gradient, begünstigen Kluftsprengungen. Treten solche ein, so können Wasserwege progressiv erodiert werden.

Es wurde versucht, diese mehrfache Beanspruchung der Dammkonstruktion mit Maßnahmen zu beherrschen, die ebenfalls ein aus mehreren Stufen bestehendes Sicherheitssystem darstellen.

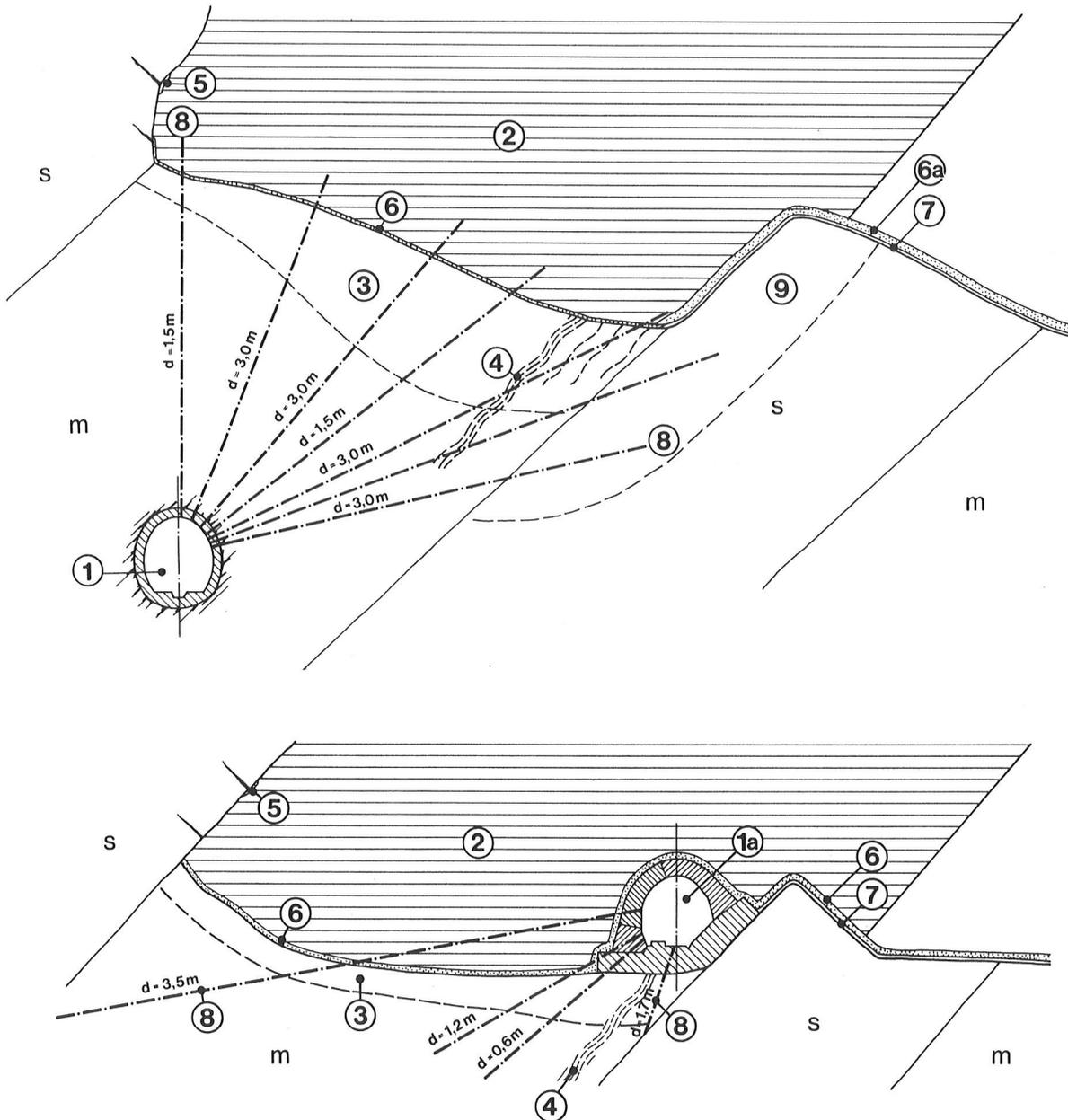


Abb. 7, Injektionsschema

- | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|
| (1) Kontrollschacht | (6a) 1 cm 0 - 6 mm, 40 cm 0 - 30 mm |
| (1a) Kontrollgang | (7) Spritzbeton |
| (2) Moränenkern | (8) Injektionsschirm |
| (3) gestörter Mergel | (9) Injektion der Sandsteinrippe |
| (4) Mylonitzone | m Mergel |
| (5) Klüfte mit Spritzbeton | s Sandstein |
| (6) Moräne + 3 % Bentonit | |
| 1 cm 0 - 6 mm, 20 cm 0 - 30 mm | |

Der gestörte Mergel wurde soweit als möglich entfernt.
 Eine engmaschige Injektion dichtet den gestörten Bereich des Mergels ab.
 Durch Kluftsprengeungen bei der Injektion wurde das Spannungsniveau möglichst erhöht.
 Durch Injektion des luftseitigen Sandsteines werden die Erosionswege in der Vorflut geschlossen.

Die gesamte Sickerwassermenge durch den Kernanschluß wird im Kontrollgang eindeutig gemessen.

Vom Kontrollgang durchgeführte Piezometermessungen unter der Aufstandsfläche geben Aufschluß über Änderungen des Gradienten des Bergwasserdruckes.

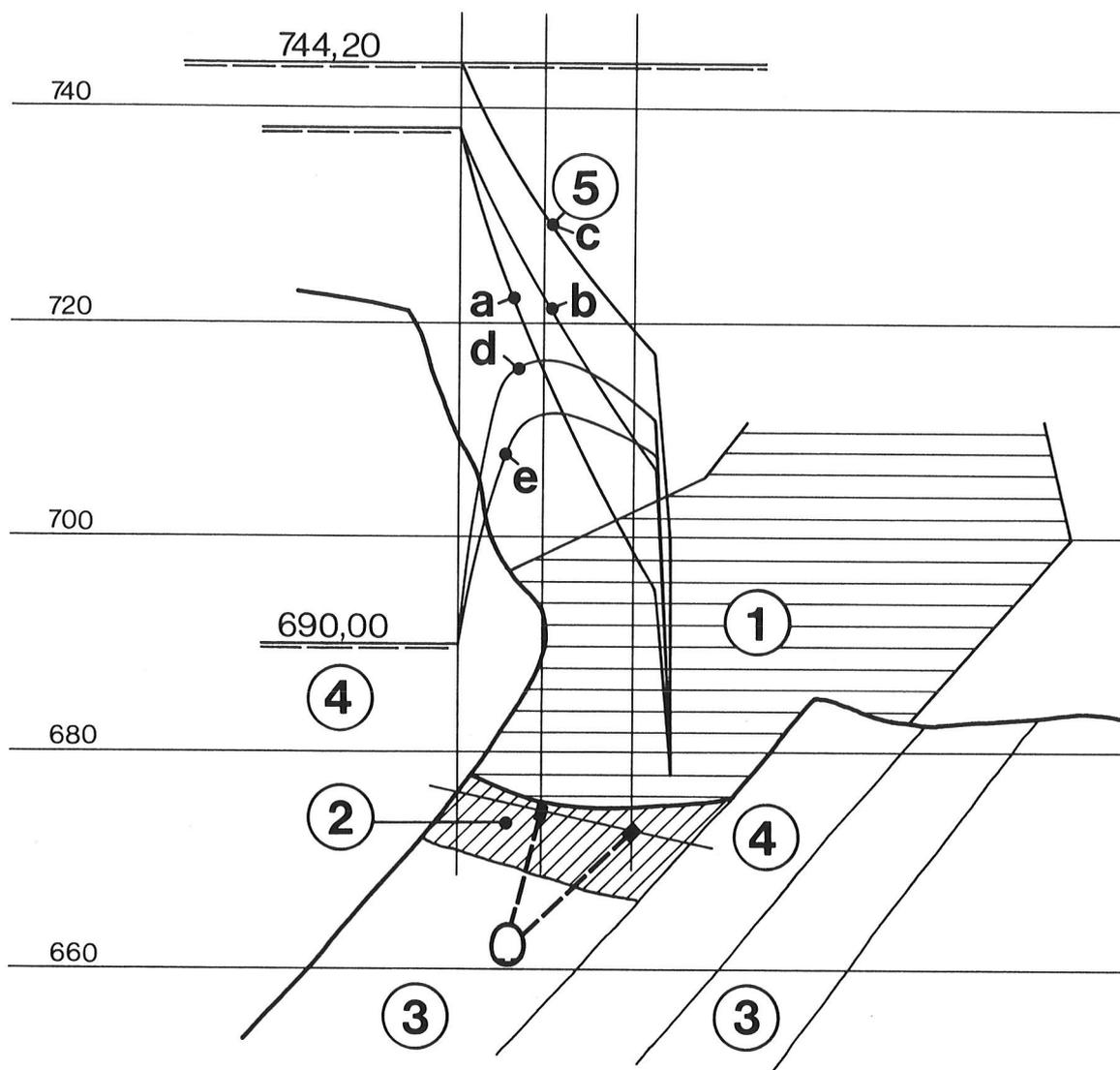


Abb. 8, Kluftwasserdrücke in der injizierten Mergelzone

- | | |
|---------------------------------|---------------------------------|
| (1) Kern | (5) Kluftwasserdrücke |
| (2) Injizierte Mergelzone | a nach raschem Vollstau |
| (3) Mergel | b nach 2 Wochen Vollstau |
| (4) Konglomerate und Sandsteine | c nach 1 Monat Vollstau |
| | d nach rascher Absenkung |
| | e 2 Tage nach rascher Absenkung |

Trotz guter geologischer Vorarbeit war es erforderlich, auch noch während der Bauausführung, den Entwurf und die baulichen Maßnahmen den jeweils vorgefundenen Verhältnissen anzupassen. Der Kontrollgang und die Kontaktinjektion, auf die man bei Anschluß des Kerns an den gesunden Mergel hätte verzichten können, wurden Mittelpunkt des Sicherheitsdenkens, nachdem einige örtliche Bereiche des Mergels schlechtere Qualität als ursprünglich angenommen aufwiesen.

Eine Voraussetzung für diese kurzfristig zu entscheidende Anpassung war die völlig unbürokratische Zusammenarbeit zwischen Bauherrn Projektanten, Behörden und ausführenden Firmen.

Nach einem Jahr Stau erwiesen sich der Damm und der Untergrund als praktisch dicht.

- (1) Innerhofer G. und Loacker H.
Die Stabilität der Felsumrahmung des Speichers Bolgenach
Beitrag zu Frage Nr. 54, ICOLD, 1982.
- (2) Innerhofer G.
Der 100 m hohe Kiesdamm Bolgenach mit Moränenkern
Wasserwirtschaft 70 (1980/3).
- (3) Schober W.
Besonderheiten beim Entwurf, bei der Ausführung und im
Verhalten österreichischer Staudämme
Jahrg. 29 (1977), Heft 9/10.
- (4) Hartung F. - Knauss J.
Considerations for spillways exposed to
dangerous clogging conditions
Douzième Congrès des Grands Barrages
Mexico, 1976, Q.47, R.2
- (5) Knauss J.
Spillways and outlets of the 100 m high dam in the
Bolgenach gorge, Vorarlberg, Austria
International Symposium on Layout of Dams in Narrow Gorges
Rio de Janeiro, 1982

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

VERLANDUNG KLEINER STAUBECKEN IN HOCHALPINEN REGIONEN

Dir. Ing. K. RIENÖSSL
Dipl.-Ing. P. SCHNELLE

Die Tauernkraftwerke AG (TKW) hat seit ihrer Gründung im Jahr 1947 eine Reihe von Speicherkraftwerken im Hochgebirge errichtet, in denen fast ausschließlich Zuflüsse aus stark vergletscherten Regionen energiewirtschaftlich genutzt werden. Derzeit betreibt die TKW 7 Speicherkraftwerke und 1 Laufkraftwerk mit Schwellbetrieb, die nach ihrer geographischen Lage in den Werksgruppen Glockner-Kaprun (Salzburg) und Zillertal (Tirol) zusammengefaßt sind. Einschließlich der für die Eigenbedarfsversorgung erforderlichen Kleinanlagen verfügen diese Kraftwerke über eine installierte Generatorleistung von zusammen 1145 MW, zuzüglich einer Speicherpumpenleistung von 370 MW, sodaß für den Netzbetrieb eine Leistungsspanne von 1515 MW zur Verfügung steht. Das jährliche Regelarbeitsvermögen der beiden Werksgruppen beträgt 2.332 GWh aus natürlichem Zufluß und kann durch Pumpbetrieb um 350 GWh auf 2.682 GWh erhöht werden. Im Zuge der Errichtung dieser Kraftwerksanlagen wurden 8 Speicherbecken mit einem Gesamt-Nutzinhalt von rund 360 Mio m³ hergestellt, deren Energievorrat etwa 820 GWh entspricht.

Die als zweistufige Hochdruck-Pumpspeicheranlage ausgeführte Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun nützt die hohen Gefällsstufen des Kapruner Achentales mit den zu Jahresspeichern ausgebauten Talbecken auf dem Mooserboden (Seehöhe rund 1940 m) und Wasserfallboden (Seehöhe etwa 1600 m). Bei einer Rohfallhöhe von 1255 m werden die Abflüsse aus dem Einzugsgebiet der Kapruner Ache auf der Tauern-Nordseite und der obersten Möll auf der Südseite des Tauernhauptkammes in zwei Kraftwerksstufen abgearbeitet. Das Kraftwerk Kaprun Hauptstufe, bereits 1939 in Angriff genommen und infolge von Kriegs- und Nachkriegsereignissen erst 1951 fertiggestellt, besteht im wesentlichen aus dem Jahresspeicher Wasserfallboden (Stauziel 1672 m, Absenkziel 1590 m) mit einem Nutzinhalt von 83 Mio m³, der durch die 120 m hohe Gewölbemauer Limberg gebildet wird, aus dem im Ort Kaprun gelegenen Krafthaus sowie der Triebwasserführung und einigen Bachbeileitungen. Das Krafthaus Kaprun Hauptstufe verfügt mit 4 Maschinensätzen über eine Ausbauleistung von 220 MW, das Regelarbeitsvermögen beträgt 454,3 GWh.

Das Pumpspeicherkraftwerk Kaprun Oberstufe, in den Jahren 1950 bis 1955 errichtet, umfaßt den Jahresspeicher Mooserboden (Stauziel 2036 m, Absenkziel 1960 m) mit einem Nutzinhalt von 85 Mio m³, der durch zwei Abschlußbauwerke, die 112 m hohe Gewölbemauer Drossen und die 107 m hohe Gewichtsmauer Mooser geschaffen wird. Da die natürlichen Zuflüsse für die Speicherfüllung nicht ausreichen, werden zusätzlich auch die Abflüsse der obersten Möll in dem am Fuße des Pasterzengletschers situier-

ten Speicher Margaritze gesammelt und durch einen 11,6 km langen Stollen durch den Alpenhauptkamm entweder direkt oder - je nach Staulage - über ein Pumpwerk in den auf der Nordseite der Alpen liegenden Speicher Mooserboden eingeleitet.



Abb. 1 Speicher Margaritze mit Großglockner

Im Krafthaus der Oberstufe Kaprun, das an den Fuß der Limbergssperre angebaut ist, sind zwei Pumpspeichersätze mit einer Generatorleistung von zusammen 112 MW und einer Pumpenleistung von 130 MW installiert. Im Regeljahr werden in der Oberstufe 152 GWh erzeugt, davon 86,7 GWh im Winter.

Die Möllsperre, eine sehr schlanke Gewölbemauer mit einer Höhe von 93 m und einer Kronenlänge von 164 m, und die Margaritzensperre, eine Schwergewichtsmauer mit einer Höhe von 39 m und einer Kronenlänge von 175 m, dienen als Abschlußbauwerke für den Margaritzensee, der bei Betriebsaufnahme einen Gesamteinhalt von 4,15 Mio m³ hatte.

Das natürliche Einzugsgebiet des Margaritzensees mit dem höchsten Berg Österreichs, dem 3.797 m hohen Großglockner, beträgt bei einem Vergletscherungsgrad von 56,8 % 44,4 km² und wird durch Bachbeileitungen um weitere 29,6 km² auf insgesamt 72,2 km² vergrößert. Geologisch zählt dieses Gebiet zur Schieferhülle der Hohen Tauern, wobei es sich im wesentlichen um Grünschiefer (Prasinit) und Kalkglimmerschiefer, vermischt mit anderen mehr oder weniger glimmerreichen Schiefen, handelt.

Nach Fertigstellung der beiden Staumauern mit einer Betonkubatur von insgesamt 68.000 m³ wurde im Jahr 1953 der 1. Aufstau durchgeführt. Der Nutzinhalt des Speichers betrug zwischen dem Stauziel auf 2000 m bei einer Spiegelfläche von 210.000 m² und dem Absenkziel auf 1980 m 3,208 Mio m³. Die Beckensohle zeigt eine sehr unregelmäßige Form; während auf der Nordseite am linken Rand die sehr tiefe Möll-

schlucht eingeschnitten ist, breitet sich rechts der etwas flachere Margaritzenboden aus. Der Grundablaß II in der Möllsperre erhielt wegen der erwarteten Verlandung auf der Wasserseite einen Einlauffturm, der 3 Einlauföffnungen auf den Koten 1931,30 m, 1944,60 m und 1956,00 m aufweist. Bereits im Jahr 1955 wurde durch einen Felssturz und Verlandung der unterste Einlauf aktionsunfähig, sodaß dem Freihalten des mittleren und obersten Fensters seither der größte Teil der Bemühungen galt. Die drohende Verlandung führte in den 28 Jahren seit Betriebsaufnahme des Speichers zu einer Reihe von Aktivitäten. Den technischen Erfolg dieser Maßnahmen belegen vielleicht am besten nachstehende Zahlen:

Der Gesamtspeichereinhalt verringerte sich durch 394.000 m³ Anlandungsmaterial um 9,5 % von 4,145 Mio m³ auf 3,751 Mio m³. Diese Verringerung trat aber bereits in den ersten 15 Jahren auf, seither ist das Speichervolumen praktisch konstant. Wie richtig seinerzeit die Konzeption des Stauziels und des Absenkziels war, zeigt die Tatsache, daß von der genannten Verlandung nur 24.000 m³, das sind knapp 0,7 %, innerhalb des Nutzraumes von 3,208 Mio m³ liegen. Auch in diesem Fall verringerte sich der Nutzraum auf 3,185 Mio m³ in den ersten 15 Jahren und hat sich seither praktisch nicht verändert.

Im Frühsommer 1960 wurde nach Erreichen einer Anlandungskubatur von 333.000 m³ mit den technischen Maßnahmen zur Beseitigung von Anlandungsmaterial und vor allem zur Freihaltung des mittleren und obersten Einlauffensters beim Einlauffturm zum Grundablaß II begonnen. Kornverteilungskurven aus der Verlandung ließen hoffen, daß ein Gemisch von Sand, Schlamm und Wasser mit einer Saugpumpe gefördert und über die Sperrenkrone bzw. auf Deponieplätze transportiert werden kann.

Der erste Saugpumpeneinsatz fand in der Zeit vom 8. Juli bis zum 11. Oktober 1960 statt. Insgesamt wurden in dieser Zeit 780.000 m³ Gemisch aus Wasser und Feststoffen mit der nach dem Ejektorprinzip unter Zuhilfenahme von Druckwasser arbeitenden Pumpe gefördert. Aus Messungen der Zusammensetzung des Gemisches konnte dabei auf einen Feststoffanteil von 53.000 m³ geschlossen werden. Die geodätischen Messungen ergaben, daß aus den bereits angelandeten Feststoffen rund 11.000 m³ entfernt wurden. Die Räumungsarbeiten wurden im Jahr 1961 vom 6. Juni bis zum 29. September fortgesetzt und in diesem Zeitraum 1,487 Mio m³ Gemisch aus Wasser und Feststoffen aus dem Speicher entfernt. Die Auswertungen ergaben einen Feststoffanteil von etwa 70.000 m³, wobei aufgrund der geodätischen Messungen davon rund 38.000 m³ auf bereits abgelagertes Material und ca. 32.000 m³ auf Feststoffe, die dem jährlichen Anfall von 1961 entsprechen, entfallen.

Nach einer im Jahr 1962 durchgeführten Großspülung, über die anschließend berichtet wird, kam 1963 wieder die Saugpumpe zum Einsatz. In der Zeit vom 12. Juni bis zum 12. Juli und vom 14. Juli bis zum 21. Oktober wurden insgesamt 1,003 Mio m³ Gemisch aus Wasser und Feststoff gefördert und dabei rund 50.000 m³ Feststoffe aus dem Speicher entfernt. Es gelang aber auch mit diesen Maßnahmen nicht, das mittlere Fenster des Rechenturms, dessen Unterkante auf Kote 1944,60 m liegt, freizuspülen. Dieser mittlere Einlauf war bei Beginn der Großspülungen im Jahr 1962 bereits teilweise verlandet.

Bei der im Juli 1962 während einer Dauer von 50 Stunden bei abgesenktem Speicher durchgeführten Großspülung durchflossen den Grundablaß I Wassermengen bis zu 30 m³/s. Geodätische Vergleichsuntersuchungen zeigten, daß in dieser Zeit 100.000 m³ Material

aus dem Speicher transportiert wurde. Der Spülwasserverbrauch betrug dabei 1,5 Mio m³. Da während der Spülzeit von den Bachfassungen das Wasser nicht beigeleitet werden konnte, ist dieser Verlust mit ca. 0,5 Mio m³ Wasser zu beziffern. Dieser Verlustwert ist deshalb so hoch, weil die Spülung während der Sommermonate durchgeführt werden mußte, um eine genügende natürliche Wasserführung (ca. 10 m³/s) im Flußlauf unterhalb zur Verdünnung vorzufinden. An dieser Stelle soll festgehalten werden, daß die Probleme im Unterlauf sowohl bei der Saugbaggerung als auch bei der Großspülung im Rahmen dieses Aufsatzes nicht behandelt werden können, da sie den Umfang weit übersteigen würden. Obwohl durch die Spülung viel Feststoffmaterial aus dem Speicher transportiert werden konnte, gelang es nicht, das oberste Fenster des Rechenturms freizuspülen. Eine weitere unangenehme Nebenerscheinung war, daß im Zuge des Spülvorganges auch Steine und Geröll vor den Grundablaß transportiert worden sind, die dann im darauffolgenden Jahr den Saugpumpeneinsatz sehr erschwerten. Beim Öffnen der Grundablässe zeigte sich zunächst, daß nur eine sehr steife, breiartige Masse aus Schlammanlandungen und Wasser durch den Grundablaß gepreßt wurde, bevor ein fließfähiges Wasser-Sand-Gemisch austrat.

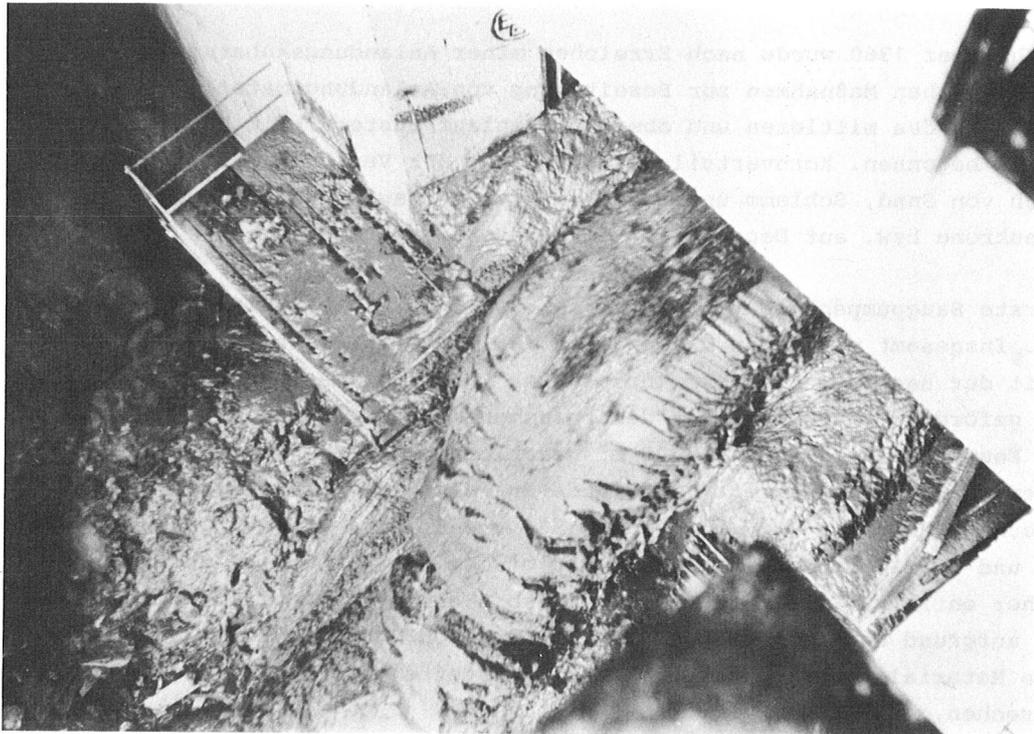


Abb. 2 Beginn der Spülung durch den Grundablaß II des Speichers Margaritze

Aus dem Vergleich des Verhältnisses von Feststoff zu Spülwasser geht hervor, daß die auf einen kurzen Zeitraum beschränkte Großspülung sowohl hinsichtlich der Wasserverluste als auch der Beeinträchtigungen für die Unterlieger einem länger andauernden Saugpumpeneinsatz vorzuziehen ist. Der Nachteil einer Großspülung liegt jedoch darin, daß zu diesem Zwecke der Speicher ganz entleert und deshalb auch eine Betriebseinschränkung in Kauf genommen werden muß.

Im Zeitraum von 1960 bis 1963, also innerhalb von 4 Jahren, konnte durch Saugpumpen und Spülungen 273.000 m³ Material bei einem Wasserverlust von 4,6 Mio m³ bzw. einem

Mischungsverhältnis von 1 : 17 aus dem Speicher entfernt und der bis dahin erreichte Stand der Verlandung von 379.000 m³ um 124.000 m³ auf 255.000 m³ verringert werden. Gleichzeitig wurde auch der in diesen 4 Jahren angefallene Feststoffanteil im Ausmaß von 149.000 m³ beseitigt.

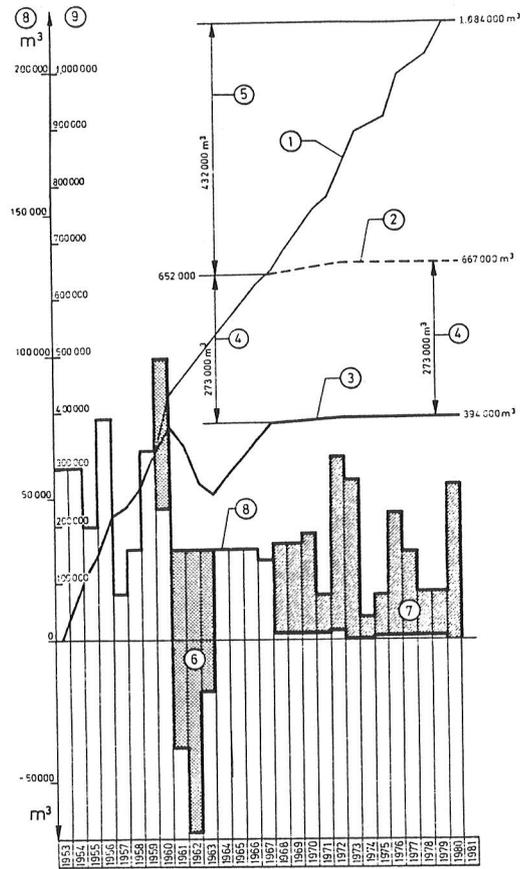


Abb. 3 Zeitlicher Verlauf der Verlandung
im Speicher Margaritze

- ① Gesamtverlandungsmenge
- ② Verlandungsmenge im Speicher Margaritze inklusive des aus dem Speicher entfernten Materials
- ③ Im Speicher Margaritze derzeit abgelagerte Feststoffmenge
- ④ Durch Pumpen und Spülen aus dem Speicher entfernte Feststoffmenge
- ⑤ Anfall von Feststoff in den Jahren 1968 - 1980
- ⑥ Jährlich aus dem Speicher entfernte Feststoffmenge
- ⑦ Jährliche im Entsanderbecken abgelagerte Feststoffmenge
- ⑧ Jährlicher Feststoffanfall
- ⑨ Summe Feststoffanfall

Die Auswertung der Verlandungsmessung zeigt, daß in den 28 Jahren seit Betriebsaufnahme Feststoffe im Gesamtwert von 1,084 Mio m³ angefallen sind, was einem jährlichen Durchschnitt von 39.000 m³ entspricht. Messungen vor dem Einstau ergaben an einem warmen Sommernachmittag eine Schwebstoffbelastung von 1,24 g/l, ein Wert, der als hoch anzusehen ist (1). Deutlich zeigte sich aber auch, daß die Verlandung in den ersten 8 Jahren mit einem weitaus größeren Durchschnittswert, nämlich mit 54.000 m³ jährlich bei einer Gesamtmenge von 432.000 m³, vor sich ging. Anschließend, etwa ab dem 9. bis zum 28. Betriebsjahr, liegt die mittlere jährliche Verlandung bei 32.600 m³ und die Gesamtsumme bei 652.000 m³. Worin die Ursache für die merkliche Abnahme der Verlandung etwa um das 8. oder 9. Jahr herum zu suchen ist, kann nicht genau festgestellt werden. Wahrscheinlich hängt dies aber mit einem Rückgang der Gletscherzunge des Pasterzengletschers zusammen, wodurch sich oberhalb des eigentlichen Staubeckens eine natürliche Ablagerungsstelle ausbildete, auf die später noch näher eingegangen werden wird.

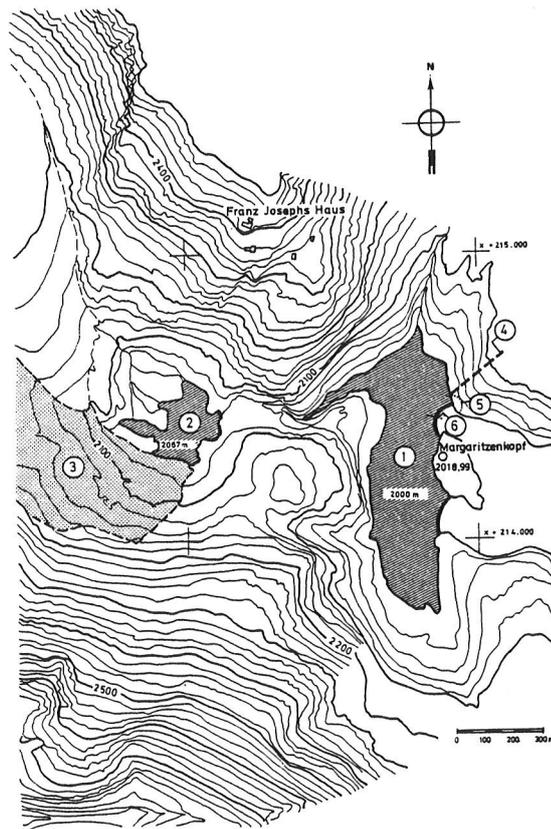


Abb. 4 Lageplan Speicher Margaritze und Entsanderbecken

- ① Speicher Margaritze
- ② Entsanderbecken
- ③ Pasterzengletscher
- ④ Möllüberleitungsstollen
- ⑤ Grundablaß I
- ⑥ Grundablaß II

Durch die Verringerung der Verlandungsmenge im Speicherbecken und durch den Rückgang des jährlichen Anfalles von Feststoffen konnte berechtigt gehofft werden, daß weitere technische Maßnahmen erst in einigen Jahren nach Ende des Saugpumpeneinsatzes im Jahr 1963 notwendig werden würden.

In den letzten 20 Jahren ist durch den Rückgang des Pasterzengletschers bzw. seiner Zunge rund 60 m oberhalb des Speichers eine natürliche Geländemulde mit zwei Abflußgräben entstanden. Während es durch kurzzeitige jährliche Spülungen möglich war, das oberste Rechenfenster des Einlauffturms freizuhalten, erreichte der Gesamtverlandungsgrad im Margaritzenspeicher 1967 wieder einen Zustand, der technische Maßnahmen für die weiteren Jahre erforderte. Durch ganz einfache Aufschüttung von grobblockigen, kleinen Dämmen in den beiden erwähnten Abflußgräben konnte ein künstliches Absitzbecken in der Größenordnung von ca. 470.000 m³ geschaffen werden.

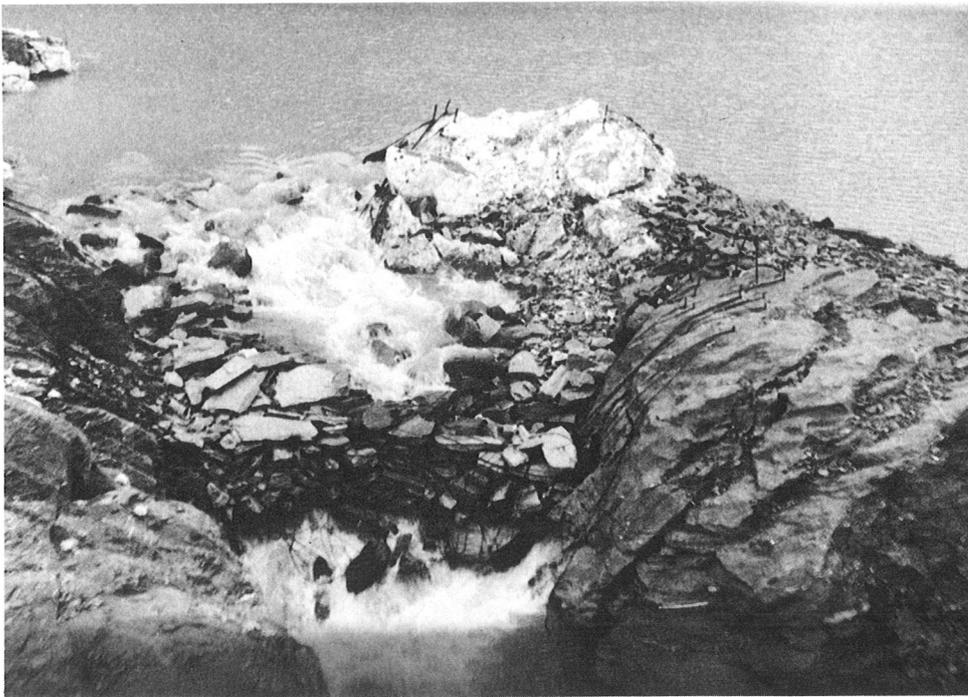


Abb. 5 Überströmter Damm beim Entsanderbecken im Jahr 1969

Verfolgt man die Veränderung des Inhaltes dieses Absitzbeckens über den Zeitraum von 1968 bis 1980, so kann man feststellen, daß trotz der jährlich stattfindenden Verlandung das Becken bis zum Jahr 1977 immer größer wurde. Durch Abschmelzen der Eiszunge des Pasterzengletschers und durch seitliche Moränenausbrüche verdoppelte sich praktisch der ursprüngliche Inhalt auf einen Wert von 987.000 m³. Davon wurden allerdings rund 417.000 m³ durch Verlandung wieder aufgefüllt. Im Jahr 1980 betrug daher der Inhalt immer noch ca. 570.000 m³. Zusammen mit der Anlandung von 15.000 m³ im Speicher Margaritze während des gleichen Zeitraumes beträgt die gesamte Feststoffmenge 432.000 m³. Dies entspricht einem jährlichen Feststoffanfall von 36.000 m³. Dieser Wert paßt gut mit dem nach dem 8. Betriebsjahr im Speicher Margaritze bis zur Inbetriebnahme des genannten Entsanderbeckens festgestellten Durchschnittswert zusammen. Erwähnt soll noch werden, daß in einzelnen Jahren durch die geodätische

Messung Eisabschmelzungen in einer Größenordnung bis 40.000 m³ festgestellt werden konnten.

Die im Sommer überströmten, grobblockigen Abschlußdämme wurden jährlich, und zwar im Herbst, mit einem verhältnismäßig geringen Aufwand wieder so weit instandgesetzt, daß für die folgende Sommerperiode eine ausreichende Sicherheit gegeben war. In den letzten Jahren wurden diese durchlässigen Dämme etwas stabiler ausgebildet.



Abb. 6 Verbesserung des Dammes beim Entsender-
becken im Jahr 1978

Die technische Ausnutzung der sich durch den Rückgang des Gletschers ergebenden natürlichen Möglichkeiten für ein Absatzbecken stellt für den Margaritzenspeicher eine überaus sinnvolle, wirtschaftliche Ergänzung dar. Beobachtungen der letzten Jahre zeigen, daß oberhalb dieses Beckens, bedingt durch den in diesem Bereich noch immer anhaltenden Rückzug des Gletschers, bereits wieder Anzeichen für eine weitere Felsschwelle und unter Umständen für eine weitere Geländemulde sichtbar werden. Unter

Zugrundelegung eines Durchschnittswertes der bisher angefallenen jährlichen Geschiebemengen wird mit dem jetzigen Absitzbecken noch etwa 15 Jahre das Auslangen gefunden werden können.

Der Vollständigkeit halber soll noch festgehalten werden, daß der im Text erwähnte Feststoffanteil von 1,084 Mio m³ in den 28 Jahren seit Betriebsaufnahme nicht die gesamte Schwebstoffmenge beinhaltet. Aus Beobachtungen und Messungen läßt sich nämlich ableiten, daß mit dem zu den Kapruner Anlagen übergeleiteten Wasser noch eine Feststoffmenge in der Größenordnung von 10 % - es handelt sich hier sicherlich um Schwebstoffe im Kleinstkornbereich - aus dem Speicher Margaritze ausgeleitet wird. Berücksichtigt man diesen Wert, so ergibt sich für die 28 Betriebsjahre des Margaritzenspeichers ein durchschnittlicher Feststoffanteil von 43.000 m³ jährlich. Dies entspricht volumsmäßig umgerechnet einem Abtrag von etwa 1 mm pro Jahr im natürlichen Einzugsgebiet des Speichers von 44,4 km². Dabei sind allerdings die verschiedenen Raumgewichte des festen und abgelagerten Materials zu beachten, sodaß der tatsächliche Wert bei 0,6 - 0,7 mm pro Jahr liegen dürfte. Aus den genannten Angaben läßt sich eine durchschnittliche Schwebstoffbelastung des in den Speicher Margaritze fließenden Wassers von 0,8 g/l errechnen.

Im Bereich des Zillertales stehen derzeit zwei große Speicheranlagen, die Gerloskraftwerke mit der Unterstufe Gerlos und der Oberstufe Funsingau sowie die Zemmkraftwerke mit der Unterstufe Mayrhofen und der Oberstufe Roßhag, in Betrieb. Die als Hochdruck-Pumpspeichieranlage errichteten und 1971 fertiggestellten Zemmkraftwerke nützen bei einer mittleren Rohfallhöhe von 1.103,6 m das Wasserdargebot aus den Einzugsgebieten des Zemm-, Tux- und Stilluppbaches in zwei Gefällsstufen und zählen hinsichtlich ihrer Größe und Auslegung zu den bedeutendsten Speicherkraftwerken Österreichs. Das Kraftwerk Roßhag, dem der Jahresspeicher Schlegeis (Stauziel 1782 m, Absenkziel 1680 m) mit einem Nutzinhalt von 127,7 Mio m³ zugeordnet ist, verfügt über 4 Pumpspeichersätze mit 230 MW Leistung im Maschinenbetrieb und 240 MW im Pumpenbetrieb; seine Regeljahreerzeugung beträgt 284 GWh. In der Unterstufe, dem Kraftwerk Mayrhofen mit dem Wochenspeicher Stillupp (Stauziel 1120 m, Absenkziel 1106 m, $J_N = 6,9$ Mio m³), wird mit 6 Maschinensätzen bei einer Ausbauleistung von 345 MW eine Regeljahresarbeit von 591,5 GWh erreicht. Bei der Ausführung dieses Kraftwerkes wurden bereits alle Vorkehrungen getroffen, um das derzeit in Bau befindliche Zillerkraftwerk (Ausbauleistung 350 MW) mit dem auf Seehöhe etwa 1800 m geplanten Jahresspeicher Zillergründl ($J_N = 88,8$ Mio m³) als zweite Oberstufe anschließen zu können.

Die Abflüsse aus dem Einzugsgebiet der Gerloser Ache sowie eines Teiles der obersten Salzach und Nadernach werden von den Gerloskraftwerken in zwei Stufen energiewirtschaftlich genutzt.

Das Kraftwerk der Unterstufe wurde bereits während des 2. Weltkrieges von der Tiroler Wasserkraftwerke-AG errichtet und 1953 in den Betriebsbereich der TKW übernommen. Zu den Hauptbauwerken zählen das nahe Zell am Ziller gelegene Krafthaus, die Sperre sowie der Wochenspeicher Gmünd. Die Abarbeitung des Triebwassers erfolgt über einen rund 6 km langen Druckstollen und den anschließenden 1,4 km langen Druckschacht zum Krafthaus Gerlos, in dem 4 Maschinensätze mit einer Ausbauleistung von zusammen 65 MW untergebracht sind. Die mittlere Rohfallhöhe der Unterstufe Gerlos beträgt 611 m, die Erzeugung im Regeljahr 294,3 GWh.

Eine entscheidende Verbesserung der energiewirtschaftlichen Bedeutung des Gerloskraftwerkes trat erst durch das als Oberstufe in den Jahren 1963 bis 1967 errichtete Kraftwerk Funsingau ein, dessen Kernstück der durch einen 83 m hohen, geschütteten Erddamm gebildete Jahresspeicher Durlaßboden (Stauziel 1405 m, Absenkeziel 1360 m) mit einem Nutzinhalt von 52 Mio m³ darstellt. Im Krafthaus Funsingau wird das Triebwasser unter Ausnutzung einer mittleren Rohfallhöhe von 117,7 m von einem Maschinensatz abgearbeitet, dessen Ausbauleistung 25 MW beträgt. Das Oberstufenkraftwerk verfügt über ein Regelarbeitsvermögen von 25,1 GWh. Die Verwirklichung dieser bereits früheren Planungen zugrunde liegenden Projektsidee, auf dem Durlaßboden einen Jahresspeicher zu errichten, scheiterte lange Zeit an den angetroffenen Untergrundverhältnissen und war erst durch neuere Erkenntnisse auf dem Gebiet der Untergrundabdichtung möglich.

Das Quellgebiet des Gerlosbaches liegt in der Nordabdachung der Reichenspitzgruppe, die im gleichnamigen Gipfel eine Höhe von 3303 m erreicht. Der oberste östliche Abschnitt des Gerlostales liegt im harten Granitgneis der Wildgerlosspitze und geht am Tauernwestende in die zum Mesozoikum zählenden Tarntaler Schichten über. Der westliche Bereich liegt in der Grauwackenzone der nördlichen Schieferhülle, die sich hauptsächlich aus Gesteinen der Quarzit-Phyllit-Karbonat-Serie, verbunden mit Grünschiefern, Tonschiefern und Kalken, aufbaut.

Der für die Unterstufe des Gerloskraftwerkes erforderliche Wochenspeicher Gmünd wurde unter Ausnutzung eines rd. 4,5 km unterhalb des Ortes Gerlos gelegenen kleinen Beckens durch Errichtung der ersten Gewölbemauer Österreichs in den Jahren 1943 - 1945 geschaffen.

Das Einzugsgebiet des Gerlosbaches bis zur Sperrenstelle beträgt 143 km² und hat eine mittlere Höhe von 1.850 m. Die Niederschlagshöhe im Normaljahr liegt bei 1.570 mm, die Abflußhöhe im Regeljahr bei 1.260 mm (181,3 Mio m³ Jahreswasserfracht). Durch den direkt in den Speicher beigeleiteten Schwarzachbach erhöhen sich das Einzugsgebiet und die Jahreswasserfracht noch um rd. 10 % (E = 156,3 km²). Die im Gebiet der Reichenspitz gelegene Vergletscherung umfaßt ca. 6,5 km², also rd. 4,1 % des Gesamteinzugsgebietes.

Siehe Abbildung 7 nächste Seite!

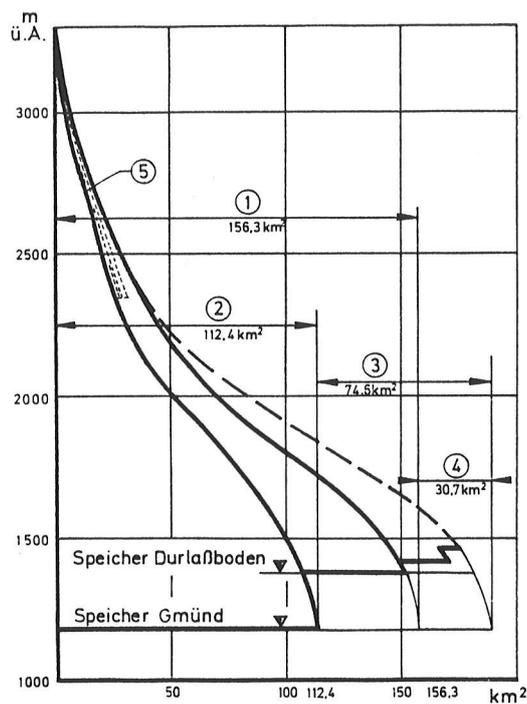


Abb. 7 Höhenlage des Einzugsgebietes der Gerloswerke

- ① Einzugsgebiet Speicher Gmünd vor Errichtung des Speichers Durlaßboden
- ② Einzugsgebiet Speicher Gmünd unterhalb des Speichers Durlaßboden
- ③ Einzugsgebiet Speicher Durlaßboden einschließlich Salzach- und Nadernachbeileitung
- ④ Einzugsgebiet der Bachbeileitungen
- ⑤ Vergletschertes Einzugsgebiet (6,5 km²)

Mit dem Bau der Oberstufe des Gerloskraftwerkes und der Inbetriebnahme des Jahresspeichers Durlaßboden im Jahr 1967 wurden die Abflußwerte entsprechend verändert. Das Einzugsgebiet des Speichers Durlaßboden beträgt 43,9 km² und wird durch Bachbeileitungen um weitere 30,7 km² auf insgesamt 74,6 km² vergrößert. Der aus dem Resteinzugsgebiet von 112,4 km² stammende, unbeeinflusste Abfluß beim Speicher Gmünd liegt im Regeljahr seither bei rd. 117,4 Mio m³ bzw. bei 135,3 Mio m³ einschließlich der Bachbeileitung.

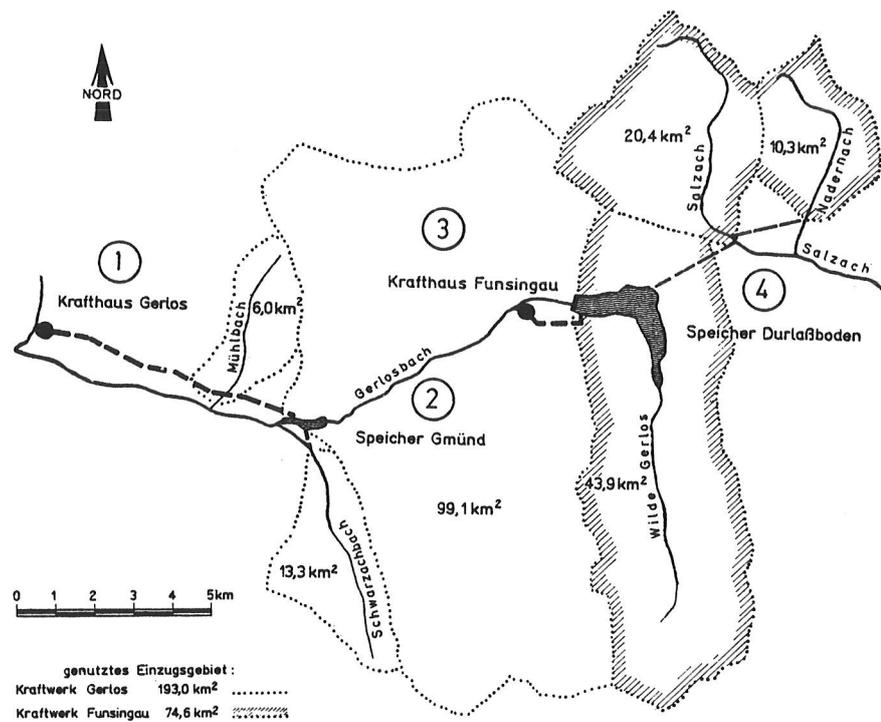


Abb. 8 Lageplan Gerloskraftwerke mit Speicher Gmünd und Speicher Durlaßboden

- ① Krafthaus Gerlos
- ② Speicher Gmünd
- ③ Krafthaus Funsingau
- ④ Speicher Durlaßboden

Das Abschlußbauwerk des Wochenspeichers bildet eine 37 m hohe Gewölbemauer, die im Jahr 1963 nach einem Felssturz im Bereich des linken Widerlagers durch einen luftseitig vorgelagerten Gewichtsmauerblock verstärkt wurde. Die als fester Überfall ausgebildete Krone liegt auf Höhenkote 1190 m (Stauziel) und hat eine Länge von 69 m. Das Absenkziel liegt auf Kote 1176 m, die Einlaufschwelle des rd. 43 m flußaufwärts der Sperre am rechten Hang situierten Entnahmebauwerkes liegt auf Kote 1172,5 m. Der Grundablaß (Grundablaß I) umgeht als gekrümmter Stollen den rechten Flügel der Talsperre. Die Einlaufsohle liegt rd. 14 m unter Absenkziel, etwa auf Kote 1162 m. Mit der Errichtung des oben erwähnten Gewichtsmauerblockes wurde ein zweiter Grundablaß (Grundablaß II) in der Mitte der Sperre (Einlaufkote 1163 m) angeordnet.

Der rund 940 m lange, bis zu 200 m breite und maximal 30 m tiefe Speicher Gmünd bildet einen Stausee mit einer Oberfläche von 12,4 ha und einem Gesamtvolumen von 930.000 m³. Der ursprüngliche Nutzinhalt dieses Speichers lag bei rd. 870.000 m³. Wegen der zeitweisen sehr starken Geschiebe- und Schwebstoffführung des Gerlosbaches mußte, um eine Verlandung des Speicherbeckens zu vermeiden, diesem Problem besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Nach umfangreichen Modellversuchen im Wasserbau-laboratorium der Technischen Universität in Graz wurde eine geeignete Lösung durch die Anordnung einer Entkiesungsanlage gefunden. Diese an der Stauwurzel angeordnete Anlage besteht aus einem vertieften und sich trichterförmig verengenden Einlaufgerinne mit vier schräggestellten Leitwerken (Querrippen), welches das Geschiebe dem rund 1,1 km langen Entkiesungstollen zuführt. Dieser verläuft auf etwa 650 m als Betonrohr von 2,1 m Durchmesser mit gepflasterter Sohle bei 17 ‰ Gefälle und weiter als Stollen mit 35 ‰ Gefälle im Fels der linksufrigen Stauraumbegrenzung.

Beim Betrieb zeigte es sich, daß der Stollen einem starken Verschleiß unterlag. Bereits im Jahr 1956 mußte die betonierte Stollenröhre vollkommen saniert werden. Die Röhre wurde dabei mit Panzerrohren von 8 bis 12 mm Wandstärke ausgekleidet und die Sohle zusätzlich mit 12 mm starken, aufgeschweißten Verschleißblechen verstärkt. Bereits zwei Jahre nach dieser Sanierung war die Panzerung stark abgenützt und einige Bleche bereits durchgeschliffen. In der Folge wurde daher nach anderen Möglichkeiten der Sanierung gesucht, wobei sich nach zahlreichen Versuchen eine Auskleidung mit 50 mm starken Schmelzbasaltplatten als am zweckmäßigsten ergab. Nach dem Ausbau des Speichers Durlaßboden verlor dieses Problem an Bedeutung, da die jährlichen Betriebsstunden des Entkiesungstollens von 800 bis 1000 auf 0 bis 150 zurückgingen. Betrug das vor dem Jahr 1967 durch den Entkiesungstollen abgeführte Wasser-Schotter-Gemisch rd. 13 Mio m³/Jahr, so liegen die Werte derzeit zwischen 100.000 und 500.000 m³/Jahr.

Wenn auch mit Hilfe dieser Entkiesungsanlage das Problem der Geschiebeseitigung gelöst werden konnte, so galt es dennoch, der durch Schwebstoffablagerungen bedingten Verlandung des Speicherbeckens zu begegnen. Es wurde daher die Verlandung des Speichers seit der ersten Inbetriebnahme im Jahre 1948 mittels geodätischer Messungen laufend verfolgt. Die Beseitigung der Verlandung erfolgte ausschließlich durch Speicherspülungen. Ein im Jahr 1957 durchgeführter Versuch, die Anlandung durch Schubgeräte zu beseitigen, brachte nicht den gewünschten Erfolg.

Verfolgt man die Verlandung und die Spülungen des Speichers Gmünd vom Jahr 1948 bis heute, so können, bedingt durch die Errichtung des oberhalb gelegenen Jahresspeichers Durlaßboden im Jahr 1966, grundsätzlich zwei charakteristische Perioden beobachtet werden:

Im ersten Zeitabschnitt von 1948 bis 1966 gab es zunächst zwischen 1948 und 1960 sehr unregelmäßige Spülungen, die - je nach Verlandungsgrad - in kürzeren oder längeren Intervallen vorgenommen wurden.

Seit dem Jahr 1960 werden diese Spülungen, entsprechend der behördlichen Vorschrift, einmal jährlich vorgenommen. Die Speicherspülungen gestalteten sich insofern schwierig, weil man für einen ausreichenden Spülerfolg eine entsprechende Wasserführung benötigte und auf den natürlichen Zufluß des Gerlosbaches angewiesen war. Die Spülungen erstreckten sich daher meistens über eine Woche. Zu diesem Zwecke wurde der Grundablaß bei Vollstau geöffnet und der Speicher entleert. Als Nachteil stellte sich

die relativ große Entfernung des Grundablaßeinlaufes von der Sperre heraus, da der dazwischenliegende Totraum nicht ausreichend gespült werden konnte. Eine Verbesserung dieser Situation brachte der mit der Errichtung der Gewichtsmauer im Jahr 1964 in Sperrenmitte eingebaute Grundablaß II. Diesem Grundablaß wurde außerdem ein Einlaufkorb vorgesetzt und damit die Gefahr der Verkläusung ausgeschaltet.

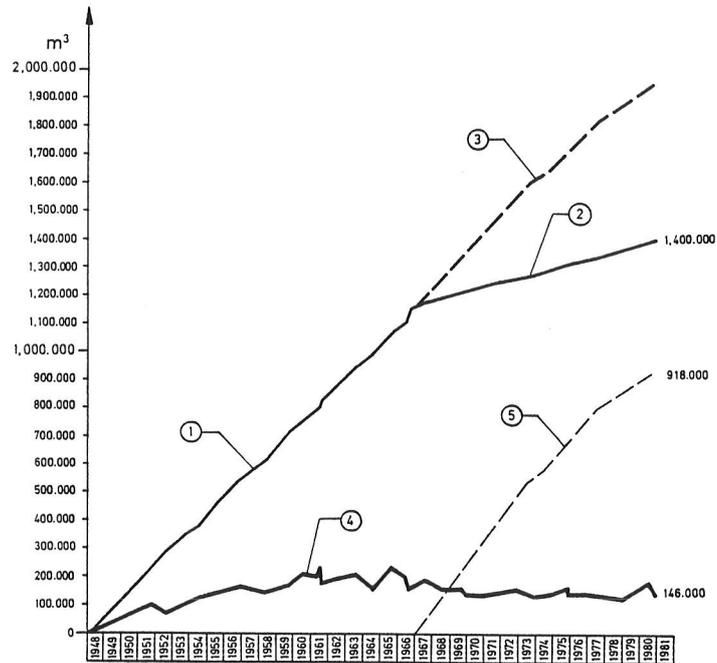


Abb. 9 Zeitlicher Verlauf der Verlandung im Speicher Gmünd

- ① Gesamtverlandungsmenge im Speicher Gmünd vor Inbetriebnahme des Speichers Durlaßboden.
- ② Gesamtverlandungsmenge im Speicher Gmünd nach Inbetriebnahme des Speichers Durlaßboden
- ③ Theoretischer Gesamtverlandungsverlauf im Speicher Gmünd nach Inbetriebnahme des Speichers Durlaßboden
- ④ Verbleibende Verlandung im Speicher Gmünd
- ⑤ Gesamtverlandung im Speicher Durlaßboden

Wie die Auswertung der Messungen zeigt, betrug die jährliche Anlandung im Speicher rund 60.000 m^3 , was - bezogen auf das Einzugsgebiet - einem jährlichen Abtrag von $0,4 \text{ mm}$, unter Berücksichtigung der verschiedenen Raumgewichte für festes und abgelagertes Material, einem tatsächlichen Abtrag von $0,2 - 0,3 \text{ mm}$ pro Jahr entsprechen würde. Bezogen auf die Jahreswasserfracht ergäbe sich ein Schwebstoffanteil von rund $0,031$ Volumsprozenten bzw. $0,05$ Gewichtsprozenten ($0,5 \text{ g/l}$). Allerdings wurde in dieser Periode der Entkiesungsstollen während der Sommermonate ständig offengehalten, sodaß ein Teil der Feststoff-Fracht gar nicht in den Speicher gelangte. Die Verlandung des Speichers nahm seit dem Jahr 1948 etwa gleichmäßig zu (siehe Abbildung 9) und erreichte zu Beginn der 60er-Jahre ein maximales Ausmaß von über 200.000 m^3 .

Der zweite charakteristische Zeitabschnitt von 1967 bis heute beginnt mit der Inbetriebnahme des Jahresspeichers Durlaßboden (Nutzinhalt 52,5 Mio m³) im Jahre 1967. Seit diesem Zeitpunkt hat sich das Schwebstoff- und Geschiebeprobem des Speichers Gmünd schlagartig verändert. Die Entkiesungsanlage verlor ihre ursprüngliche Bedeutung und der Entkiesungsstollen ist seither nur mehr wenige Stunden jährlich in Funktion. Die aus dem verbleibenden Resteinzugsgebiet jährlich anfallende Schwebstoff-Fracht beträgt nur mehr ein Viertel der vor dem Bau des Oberliegerspeichers gemessenen Mengen.

Eine besondere Verbesserung ergab sich für die jährlich durchzuführenden Speicher-spülungen, da diese Spülungen nunmehr unabhängig von der natürlichen Wasserführung des Gerlosbaches mit dem im Krafthaus Funsingau abgearbeiteten Betriebswasser des Speichers Durlaßboden (25 m³/s) durchgeführt werden können. Dadurch ist es möglich, den eigentlichen Spülvorgang auf 1 Tag einzuschränken. Zu diesem Zwecke wird in der Woche vor dem festgesetzten Spültag der Speicher auf den niedrigsten Betriebsspiegel für 4 Maschinen abgesenkt (Kote 1181 m). Am Vorabend wird zunächst der Grundablaß II geöffnet und der Speicher bis zum Absenkziel (Kote 1176 m) abgefahren. Anschließend wird auch der Grundablaß I geöffnet, der Speicher mit Hilfe beider Grundablässe entleert und während der Nacht mit dem natürlichen Zufluß gespült. Am Tag darauf beginnt die eigentliche Spülung mit dem 3- bis 5-stündigen Einsatz der Betriebswassermenge (25 m³/s) des Kraftwerkes Funsingau (Speicher Durlaßboden). Die auf diese Weise ausgespülte Anlandungsmenge liegt zwischen 15.000 m³ und 30.000 m³, wobei die erforderliche Spülwassermenge rd. 20mal so groß ist.

Aus Abbildung 9 kann entnommen werden, daß die jährliche Schwebstoff-Fracht im Speicher Gmünd seit dem Jahre 1967 bei 14.000 bis 16.000 m³/s liegt. Bezogen auf das Resteinzugsgebiet ergibt dies einen jährlichen Abtrag von nur 0,15 mm. Vergleicht man diese Menge wieder mit der Jahreswasserfracht dieses Einzugsgebietes, so beträgt der Schwebstoffanteil rd. 0,012 Volumsprozente oder 0,02 Gewichtsprozente (0,2 g/l). Die Verlandung im Speicher Gmünd schwankt seit Ende der 60er-Jahre um rund 150.000 m³, liegt also bei ca. 16 % des gesamten Speicherinhaltes.

Seit dem Jahre 1967 werden auch die Verlandungen des Speichers Durlaßboden regelmäßig geodätisch überwacht. Die Auswertung der Messungen zeigt, daß die jährliche Verlandung in diesem Stausee bei rund 68.000 m³ liegt. Unter der Annahme eines gleichen Feststoffabtrages im gesamten Einzugsgebiet entfallen rund 60 % dieser Menge, d.h. ca. 40.000 m³, auf das Einzugsgebiet des Gerlosbaches (43,9 km²). Es wurden daher 60 % der jeweils im Durlaßboden gemessenen Anlandung zu jener im Speicher Gmünd addiert und der Verlauf der theoretischen Gesamtmengen in Abbildung 9 dargestellt. Man sieht, daß dieser Verlauf gut zu jenem von 1948 bis 1966 paßt. Bringt man die im Speicher Durlaßboden gemessenen Feststoffmengen wieder mit dem Einzugsgebiet bzw. der Jahreswasserfracht in Beziehung, so liegen die Werte bei 0,9 mm Abtrag/Jahr bzw. bei 0,067 Volums- bzw. 0,11 Gewichtsprozenten (1,1 g/l). Berücksichtigt man jedoch wieder die unterschiedlichen Raumgewichte des festen und abgelagerten Materials, so liegt der Wert der tatsächlichen Abtragung bei etwa 0,6 mm/Jahr. Interessanterweise liegen diese Werte wesentlich höher als jene, die im Speicher Gmünd gemessen wurden, was zu dem Schluß führt, daß im obersten vergletscherten Bereich des Einzugsgebietes des Gerlosbaches ein wesentlich größerer Anteil an Feststoffen abgetragen wird als im Bereich unterhalb des Durlaßbodenspeichers. Dadurch sind auch die unterschiedlichen Werte im Speicher Gmünd vor (0,4 mm Abtrag/Jahr)

und nach (0,15 mm Abtrag/Jahr) Errichtung des Oberliegerspeichers zu erklären. Selbst unter Berücksichtigung der verschiedenen Unsicherheitsfaktoren (Entkiesungsanlage, Bachbeileitungen) ist der oben erwähnte Zusammenhang eindeutig aus den ausgewerteten Meßwerten zu erkennen.

Zusammenfassung:

In der vorliegenden Ausarbeitung werden die Messungen in einem Zeitraum von rund 30 Jahren für die beiden Kleinspeicher der TKW-AG, Gmünd und Margaritze, ausgewertet. Die beiden Speicher liegen in Gebieten mit verschiedener Geologie und in unterschiedlichen Höhenlagen, aber für beide ist das Verhältnis von Speichereinhalt zur Jahreswasserfracht sehr klein (Gmünd 0,004 und Margaritze 0,032). Dies macht verständlich, daß in beiden Speichern Probleme mit der Verlandung aufgetreten sind.

Im Speicher Gmünd zeigt sich, daß eine deutliche Verbesserung des Spülerfolges seit der Errichtung des oberhalb liegenden Speichers Durlaßboden mit dem Kraftwerk Funsingau eingetreten ist. Durch dieses Kraftwerk ist es möglich, unabhängig von der natürlichen Wasserführung die erforderliche Wassermenge dem Spülzweck im Speicher Gmünd anzupassen. Die Idee, das Geschiebe vor Eintritt in den Speicher abzusondern, hat trotz der technisch richtigen Konzeption über einen längeren Zeitraum betrachtet nicht den gewünschten Erfolg gebracht. Die Instandhaltungskosten waren zufolge des überaus großen Verschleißes bei den Anlagen im Verhältnis zum Erfolg zu groß.

Wie vorteilhaft sich die Anpassung von Ingenieurbauten an die sich ändernden natürlichen Verhältnisse auswirken kann, zeigt das Beispiel des Speichers Margaritze, wo sich seit dem Ausbau des sich oberhalb durch den Gletscherrückzug anbietenden Ent-sanderbeckens die Verhältnisse für die Verlandung wesentlich gebessert haben.

Bei Vergleich der Auswertung für die Speicher Gmünd und Margaritze ist zu erkennen, daß der Anfall von Feststoffen aus dem Einzugsgebiet nicht so sehr von der Geologie oder Höhenlage, sondern mehr von der Vergletscherung abhängt.

Der errechnete theoretische Wert für den jährlichen Abtrag liegt sowohl beim Speicher Margaritze als auch beim Teileinzugsgebiet Durlaßboden für den Speicher Gmünd, wie bereits festgestellt wurde, bei rund 1 mm (2).

Bei beiden Speichern war kein Zusammenhang zwischen der jährlichen Anlandung und der Jahreswasserfracht feststellbar.

Anschrift der Verfasser:

Direktor Ing. Kurt Rienößl und Dipl.-Ing. Peter Schnelle
Tauernkraftwerke Aktiengesellschaft
Rainerstraße 29, A-5020 Salzburg, Österreich

Literaturhinweis:

- (1) G. Horninger "Zur Baugeologie des Margaritzenspeichers und des Möllstollens", die Oberstufe Glockner-Kaprun, September 1955
- (2) R. Partl "Quantitative Analyses of Reservoir Sedimentation", Q 47, R 17, Mexico 1976

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

DIE STABILITÄT DER FELSUMRAHMUNG DES SPEICHERS BOLGENACH

Dipl.-Ing. G. INNERHOFER
Dr. H. LOACKER

1. ALLGEMEINES

Der Speicher Bolgenach (Abb. 1) ist Anlageteil des von der Vorarlberger Kraftwerke Aktiengesellschaft erstellten Kraftwerkes Langenegg. Der Speicher wird durch einen 100 m hohen Erddamm aufgestaut.

Der Bregenzerwald ist dicht besiedelt. Alle Kulturflächen werden intensiv landwirtschaftlich genutzt, so daß für Speicherräume nur unwegsame Schluchtstrecken zur Verfügung stehen.

Der Speicher Bolgenach liegt in der Subalpinen Molassezone im Nordschenkel der südlichsten Teilmulde. Im Speicherbereich stehen die Gesteine der unteren Süßwassermolasse an. Diese fluviatil-terrestrischen Ablagerungen entstanden im Vorlandtrog der sich hebenden Alpen. Die unruhige Sedimentation während dieser Zeit führte zu einem Gesteinsverband, der aus einer Wechsellagerung von Konglomeraten, Sandsteinen und Mergeln mit allen Übergängen zwischen den Gesteinen besteht.

Die Bolgenach ist eine junge Erosionsschlucht, die sich während und nach dem Abschmelzen des Gletschers in das breite, glaziale Trogtal eingeschnitten hat. Im Bereich des Speichers fehlen daher Lockermassen der Eiszeit (Moräne, Schotter, Seetone). Hangschutt konnte sich an den steilen Schluchtflanken nur in geringem Umfange anreichern.

Die Beziehung zwischen der Schluchtrichtung und der Streich- und Einfallrichtung der Gesteine ist in diesem Bereich der Molassezone für die Rutschanfälligkeit der Talflanken von großer Bedeutung. Überall dort, wo die Flußrichtung parallel zur Streichrichtung der Gesteine verläuft und die Erosion die Gesteinsschichten unterschneiden kann, entwickelten sich, wie im benachbarten Weißbachtal, großräumige Rutschungen.

Im Bereich des Speichers fallen die Gesteinsschichten einheitlich mit 50° nach Oberstrom ein. Die Schlucht quert im nördlichen Teil die Schichten fast normal, im südlichen Teil diagonal bis stumpfwinkelig. Dort mäandriert die Ache. Sie quert die festen Konglomerat- und Sandsteinbänke im rechten Winkel und fließt in den Mergeln, bereichsweise abgelenkt durch die Hartgesteinsbänke, parallel bis spitzwinkelig zur Streichrichtung. In diesen kurzen, schichtparallel verlaufenden

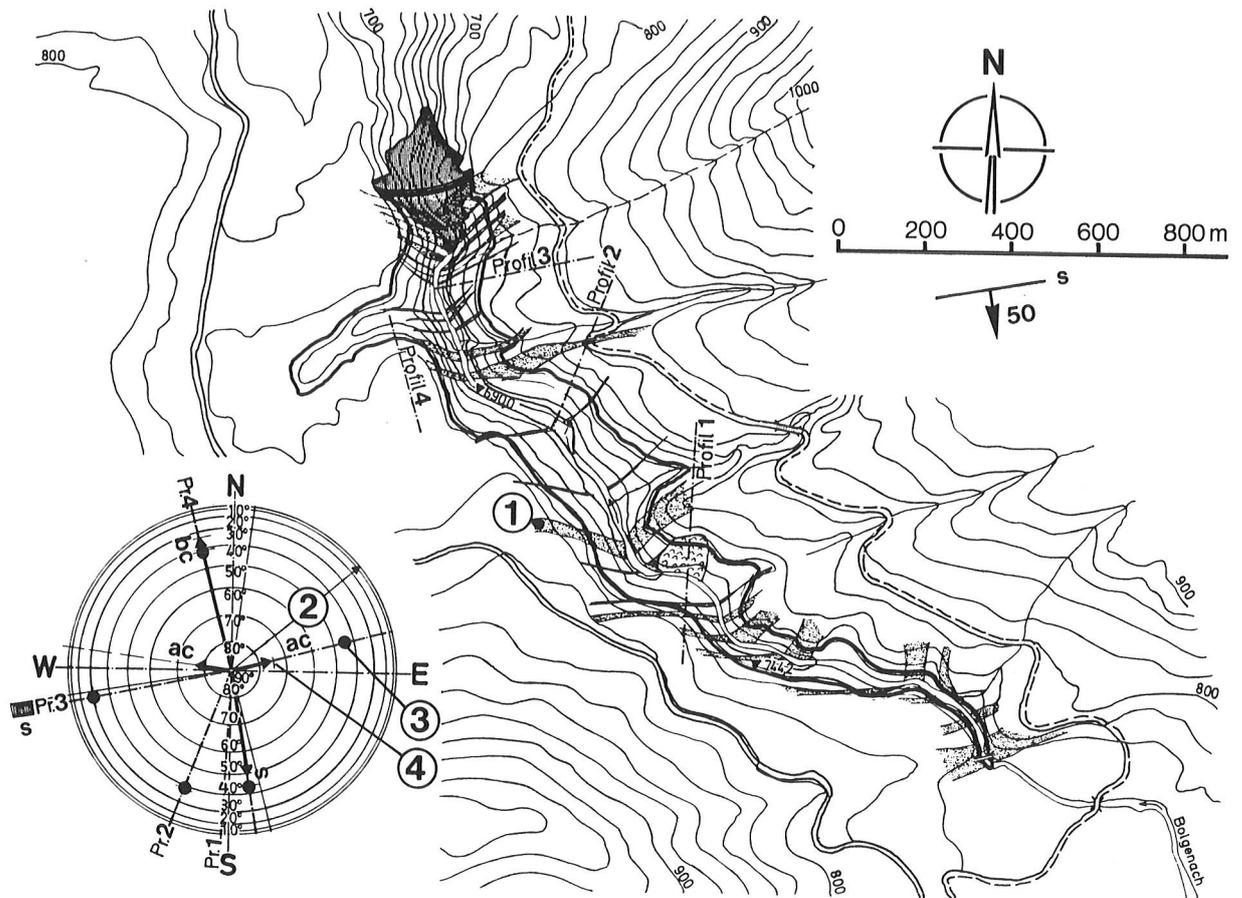


Abb. 1

Speicher Bolgenach - Lageplan

- | | |
|-------------------------------|--|
| (1) mächtige Sandsteinrippe | (3) Durchstoßpunkt der Hangneigung |
| (2) Länge des Einheitsvektors | (4) Durchstoßpunkt der Fallrichtung von ac, bc und s |

Schluchtabschnitten kam es am Ufer vereinzelt zu Schichtflächenrutschungen. Die Kubatur der größten davon beträgt ca. 50 000 m³. Die Rutschmasse ragt noch ca. 15 m über das Stauziel hinaus. Die Gleitfläche wird von einer 50° nach Süden einfallenden, schluchtparallelen Sandsteinbank gebildet.

Diese vorhandenen Rutschungen waren ein deutlicher Hinweis dafür, daß die Stabilität der Speicherumrahmung nach dem Einstau und raschem Abstau nicht unbedingt als gegeben erachtet werden kann und zu untersuchen ist.

2. GEOLOGISCHE UND GEOTECHNISCHE ERKUNDUNG

Im Zuge einer Detailkartierung des Stauraumes wurde das Schicht- und Kluftgefüge aufgenommen. Die Schichten liegen ziemlich einheitlich, ebenso die bei der Auf-faltung entstehenden Hauptkluftscharen ac und bc. Die Übergänge zwischen den einzelnen Gesteinen sind geschlossen und kompakt. In oberflächennahen hangparallelen Schichten könnte fallweise eine Entfestigung von weichen Mergeln vorliegen. Diese sind jedenfalls für die beobachteten Rutschungen verantwortlich. Die Klüfte haben sich nur in den härteren Gesteinen ausbilden können und sind dort im allgemeinen gut mit Kalzit verheilt. Dennoch bilden die steil stehenden, im Stauraum annähernd hangparallel verlaufenden ac Klüfte an den Hauptgesteinsrippen die Abbruchflächen gegen die Schlucht.

Aus der Lage der potentiellen Bruchflächen in s, ac und bc ergibt sich die Ge-stalt und die Orientierung verschiedener möglicher Bruchfiguren. In der Natur

wurde erkundet, welche charakteristischen Geländeprofile den einzelnen Bruchfiguren zuzuordnen sind. In Abb. 2 sind in der achsonometrischen Gefügedarstellung die Gleitrichtungen der wichtigsten Bruchfiguren, in Abb. 1 die zugeordneten Geländeprofile angegeben. Es ist jede potentielle Gleitrichtung durch ein Geländeprofil belegt. In die Lagenkugel der Abb. 1 sind die Falllinien von s, ac und bc als Vektoren mit ihren Durchstoßpunkten eingetragen. Richtung und Neigung können somit unmittelbar abgelesen werden. Diese Vektoren sind den orientierten Hangneigungen der ausgewählten Profile Pr. 1 bis Pr. 4 gegenübergestellt. Dies erlaubt eine anschauliche Aussage, ob Klufflächen im jeweiligen Profil an der Hangoberfläche austreichen können. Dies trifft nur im Profil 4 zu, in dem bc flacher als die Böschung liegt. Gereiht nach den zu erwartenden Gleitwiderständen ergeben sich folgende potentielle Bruchformen:

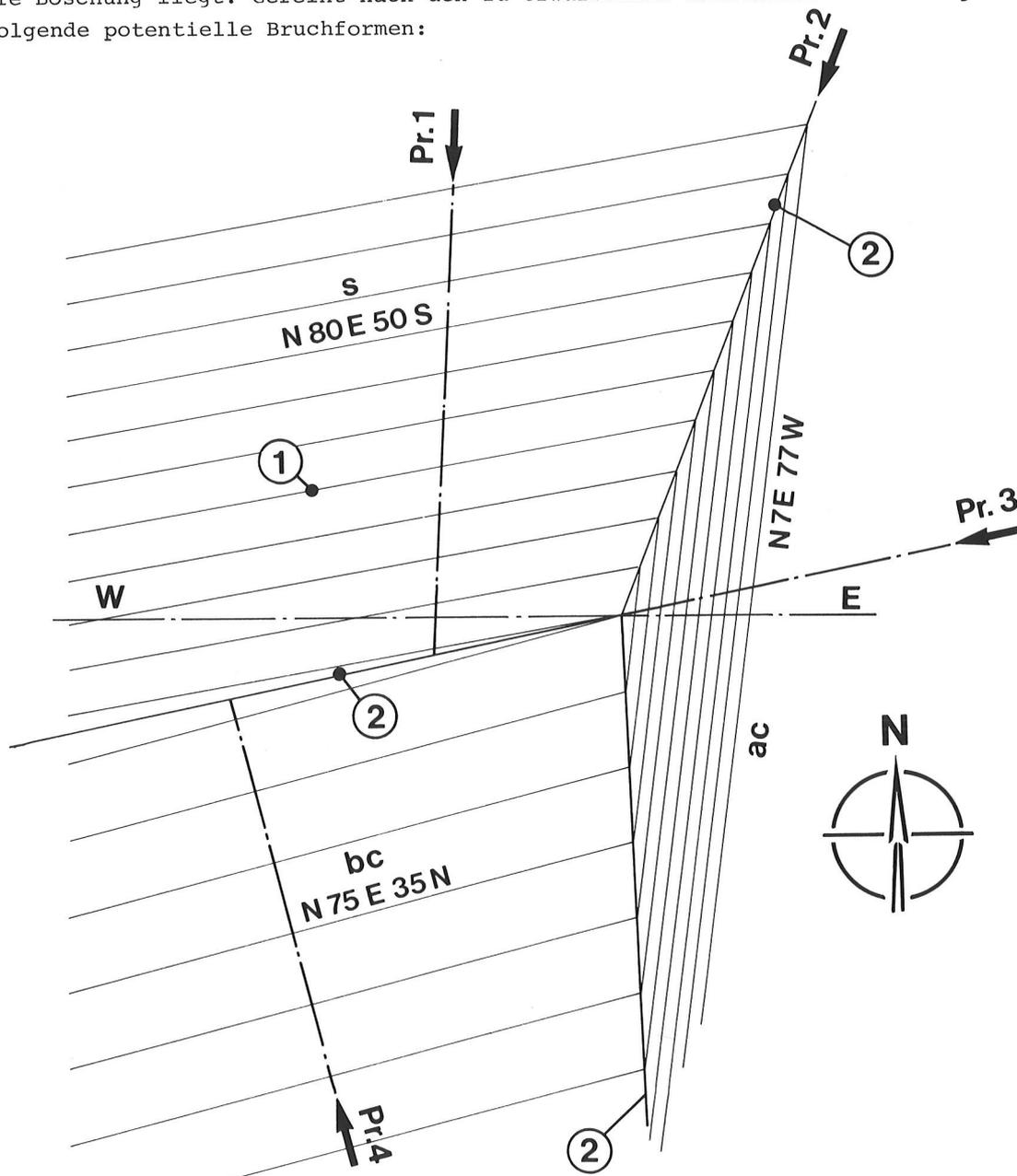


Abb. 2

Raubild von s, ac und bc
Potentielle Gleitrichtungen

(1) Schichtenlinien der Ebenen
s, ac und bc

(2) Verschnittlinien der Ebenen
s, ac und bc

Pr.1 bis Pr.4: Untersuchte Geländeprofile

Gleiten in s	Profil 1
Gleiten in der Nische zwischen s und ac mit Fuß in bc	Profil 2
Abbruch in ac mit Fuß in der Nische zwischen s und bc	Profil 3
Gleiten in bc	Profil 4

Weitere, hier nicht wiedergegebene Profile berücksichtigen auch das Pendeln der Kluftscharen und Bereiche mit erhöhtem Mergelanteil.

3. ERMITTLUNG DER GEOTECHNISCHEN GESTEINSEIGENSCHAFTEN

3.1 Scherfestigkeit

Konglomerate, Sandsteine und Mergel kommen in allen Übergängen vor, wobei sowohl die Korngröße wie der Kalk- und Wassergehalt variieren. Da alle Schichten unter denselben Bedingungen genetisch und tektonisch verfestigt worden sind, war anzunehmen, daß ihre Eigenschaften weitgehend von ihrem Kornaufbau und vom Maß der kalzitischen Verkittung abhängen. Beides drückt sich im natürlichen Wassergehalt der Gesteine aus. An 180 Proben wurde der Wassergehalt, der Karbonatgehalt und die Zylinderdruckfestigkeit im einaxialen Druckversuch ermittelt. Es zeigte sich der in Abb. 3 dargestellte Zusammenhang zwischen Zylinderdruckfestigkeit und natürlichem Wassergehalt. Die Streuung ist verhältnismäßig gering. Die hier nicht

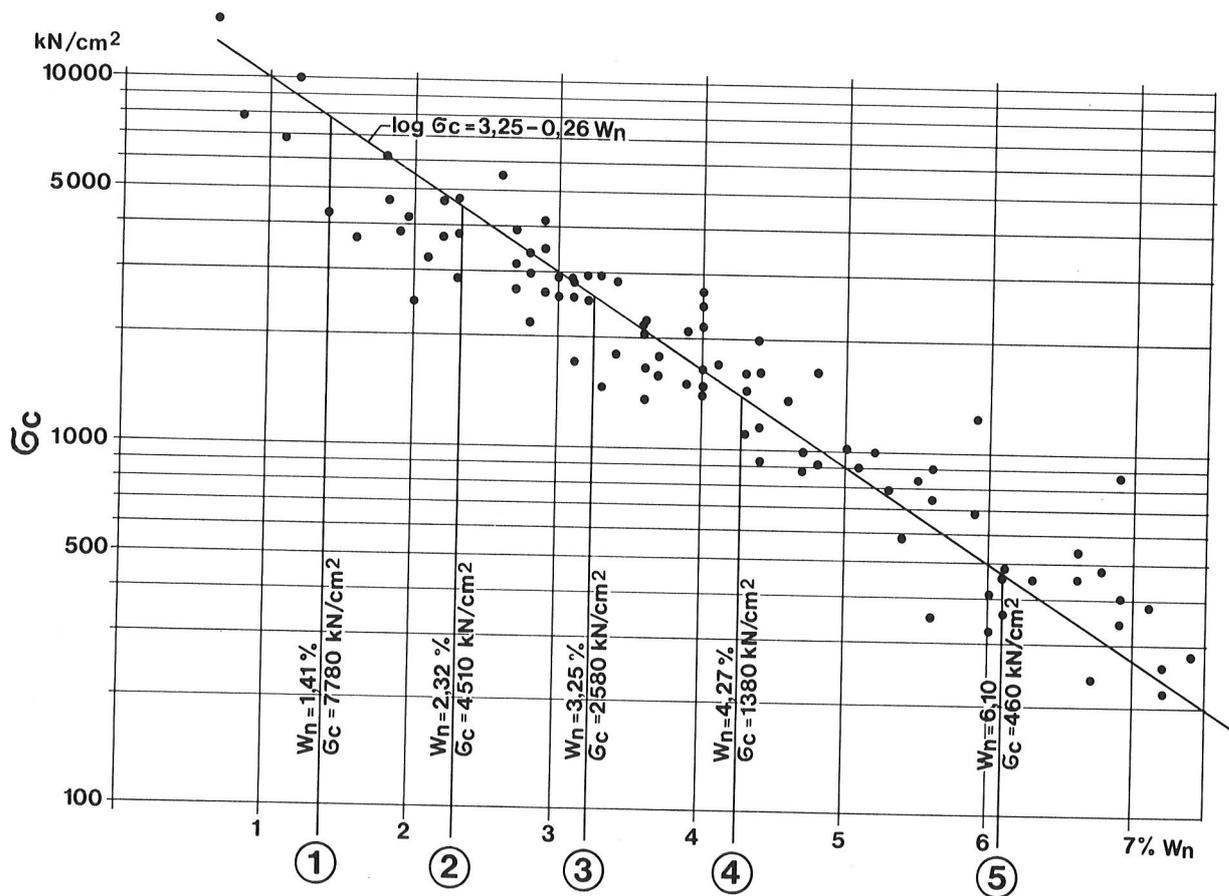


Abb. 3

Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit
der Gesteine von Wn

Zylinderdruckfestigkeit
(1) Sandstein
(2) Sandstein mergelig

(3) Mergel sandig
(4) Mergel
(5) Mergel weniger fest

wiedergegebene Korrelation zwischen Karbonatgehalt und natürlichem Wassergehalt ist ebenfalls gut. In dieses System passen alle angetroffenen Gesteine, von wenig festem Mergel bis zum Sandstein mit hoher Druckfestigkeit.

Nach den vorgenannten, verhältnismäßig einfachen, das gesamte Gesteinspaket erfassenden Untersuchungen konnten sich ergänzende, aufwendigere auf weniger Proben beschränken. Die Scherfestigkeit wurde an 30 Proben im Triaxialversuch und an 15 Proben im Direktscherversuch ermittelt. Naturgemäß ist hierbei die Korrelation weniger gut als bei den Zylinderdruckfestigkeiten, es passen aber die Ergebnisse

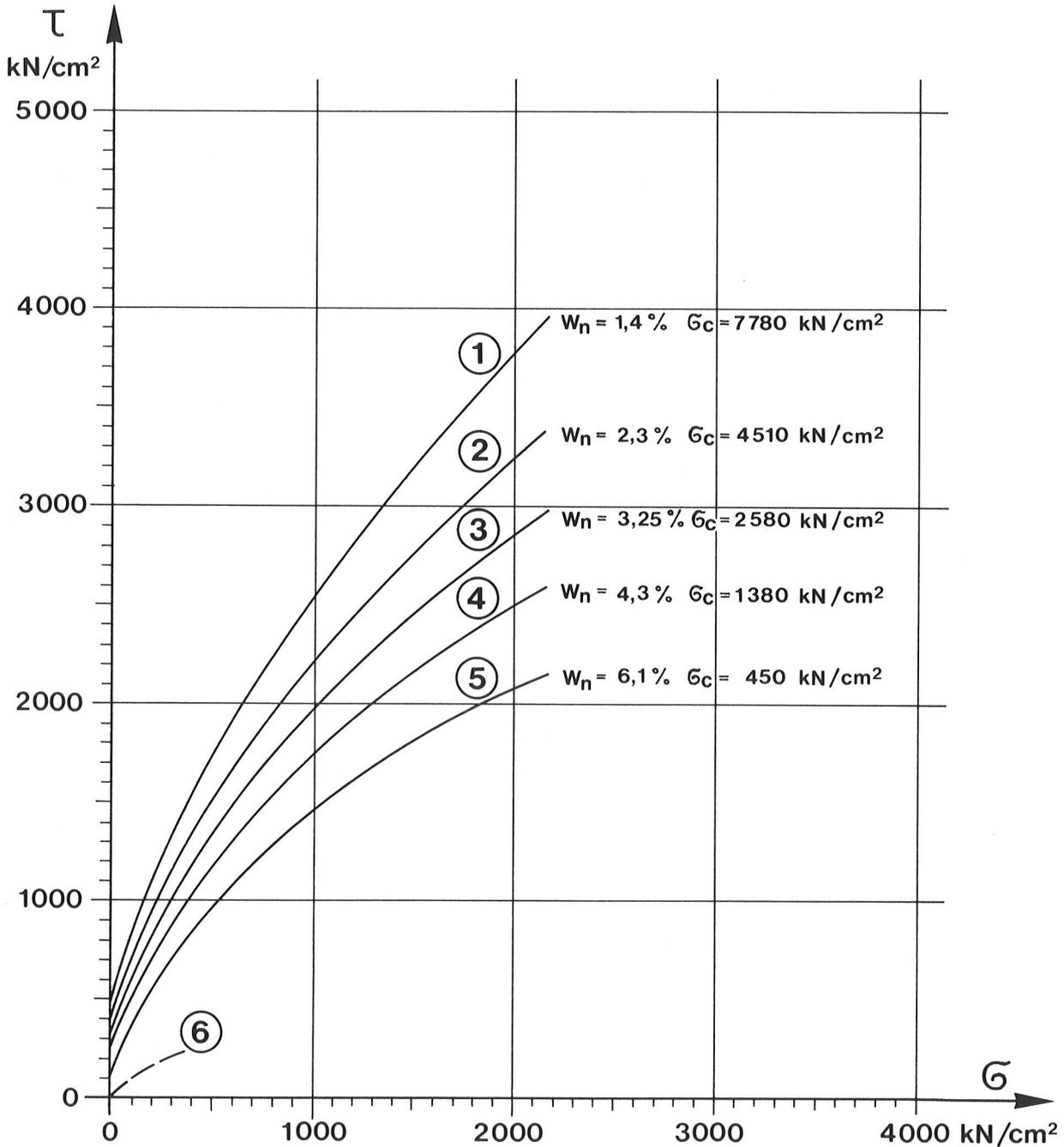


Abb. 4

Mittlere Mohr'sche Hüllkurven
für die Gesteinsarten

- (1) Sandstein
- (2) Sandstein mergelig
- (3) Mergel sandig

- (4) Mergel
- (5) Mergel weniger fest
- (6) Mergel weich

der einaxialen und der triaxialen Druckversuche mit den Direktscherversuchen gut zusammen. In Abb. 4 sind die mittleren Mohr'schen Hüllkurven in Abhängigkeit vom Wassergehalt aufgetragen.

Die Orientierung der Proben zu s bzw. zu ac und bc hatte keinen Einfluß auf die Festigkeit. Die Bruchflächen folgen im Versuch, zum Unterschied zur Beobachtung in der Natur, meist nicht den Klüften, woraus zu schließen ist, daß diese auf die Festigkeitseigenschaften nur untergeordneten Einfluß haben. Die nach dem Bruch noch vorhandene Bruchflächenfestigkeit konnte im Triaxialversuch wie im Direktscherversuch mit 30 bis 40 % der ursprünglichen Gesteinsfestigkeit ermittelt werden.

3.2 Beständigkeit der Gesteine

An insgesamt 79 Proben wurde die Beständigkeit bei Wasserlagerung, bei wechselnder Wasser- und Feuchtlagerung und bei wechselnder Wasser- und Luftlagerung bestimmt. Am stärksten werden die Gesteine durch die Austrocknung belastet. Nur Sandstein mit einem Wassergehalt unter 1,5 % bleibt hierbei völlig rissefrei, während Proben mit einem Wassergehalt über 8 % zerfallen. Aber schon eine geringe allseitige Vorbelastung von 10 kN/cm² schützt die Mergel weitgehend. Eine Wechselagerung naß - feucht führt dagegen lediglich bei einem Wassergehalt von über 7 % zu leichten Quellen und Abplatzungen.

Die aus der Tiefe des Berginneren und aus den oberflächennahen Bereichen entnommenen Proben weisen die gleiche Festigkeit auf. Die Entlastung an der Oberfläche oder die vom Einschnitt der Schlucht ausgelöste Spannungsumlagerung hat somit zu keiner spürbaren Festigkeitsminderung der Gesteine geführt. Die in den Bohrungen vorgefundenen dünnen Lagen von weichem Mergel stammen durchwegs aus Schichten, die durch Hangtektonik gestört und in den damit geschaffenen Wasserwegen entkalkt und zum Teil völlig entfestigt sind. Eine weitere Zone gestörten Mergels wurde später in der Kernaufstandsfläche des Damms vorgefunden, wo in einem tiefen Graben vom horizontalen Gebirgsdruck ausgelöste Kerbspannungen zu Brüchen führten.

Weiters wurden an einigen Proben die Plastizitätsgrenzen, die Dispergierbarkeit und das Schwellmaß bestimmt. Die Ergebnisse haben auf die hier wiedergegebenen Untersuchungen keinen Einfluß, geben aber ergänzenden Einblick in den Zusammenhang zwischen Aufbau und Verhalten der Gesteine.

4. UNTERSUCHUNG DER STANDFESTIGKEIT DER TALFLANKEN

4.1 Gleitsicherheit

In den ausgewählten Profilen wurden für verschiedene potentielle Gleitkörper mit flach- und tiefliegenden Gleitfugen Standsicherheitsbetrachtungen angestellt. Die Ermittlung wurde für Keile, aber auch für durch 3 Gleitebenen begrenzte Körper angestellt. Hierbei wurden in den Schichtflächen überhaupt keine Scherwiderstände angesetzt. Dies soll das allfällige Vorliegen einer, wenn auch nur dünnen Mergelschicht mit hohem Wassergehalt berücksichtigen, die nach Einstau und Spannungsumlagerung ihre ursprünglich schon verminderte Festigkeit weiter einbüßt.

In allen anderen potentiellen Scherflächen dagegen kann die Festigkeit des Gebirges als Mittelwert der Scherfestigkeit der wechsellagernden Schichten angesehen werden. Um diese zu ermitteln, wurde im Bereich der betrachteten Geländeprofile die Schichtfolge aufgenommen. Soweit erforderlich, wurden die Oberflächenaufschlüsse durch Bohrungen ergänzt. In der statischen Betrachtung wurde die mittlere Scherfestigkeit in Kluftrichtung auf 60 % reduziert.

Die Untersuchungen wurden für den Zustand nach rascher Absenkung geführt, wobei in den Schichtflächen der Wasserdruck bis zur Schluchtschulter angenommen worden ist. Dies könnte nur in durch Hangtektonik gestörten Mergelschichten der Fall sein.

Als Sicherheit wird das Verhältnis des Scherwiderstandes gemäß den Mohr'schen Hüllkurven zur Scherbeanspruchung definiert. Es ergaben sich Gleitsicherheiten, die durchwegs über 4 liegen. Der große Abstand zum Gleiten rechtfertigt es, mit der Bruchfestigkeit und nicht mit der verminderten Bruchflächenfestigkeit zu rechnen.

4.2 Verwitterungsbeständigkeit der Hänge

Die geotechnischen Untersuchungen gemäß Punkt 3.2 haben ergeben, daß alle vorkommenden Gesteine bei leichter Vorspannung oder wenn sie vor völliger Austrocknung geschützt sind, praktisch unveränderlich fest sind. In der Natur sind die Mergel durch ihr Verwitterungsprodukt und den darüber lagernden Hangschutt sowohl vor völliger Entspannung als auch vor Austrocknung geschützt. Stärkere Mergelschichten weisen durch Verwitterung und Erosion bereits eine entsprechend flache Neigung auf. Schmalere Schichten, die in steileren Wänden ausstreichen, sind in die Hartgesteine eingespannt. Es war zu erwarten, daß selbst dann, wenn durch den Einstau in Schutthalten kleinere Rutschungen eintreten, der Mergel nicht völlig bloß gelegt wird, da die Verzahnung des Schuttes mit dem Hartgestein diesen vor Abrutschungen schützt. Da die Anlage der Schlucht einen Zeitraum von etwa 10 000 Jahren beansprucht hat, würde auch die Beschleunigung der Verwitterungsgeschwindigkeit auf ein Mehrfaches ihres derzeitigen Wertes kein Ausmaß erreichen, das in dem vom Kraftwerksbau zu betrachtenden Betriebszeitraum ins Gewicht fällt.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Die Bolgenachschlucht liegt in den wechsellagernden Mergel- und Sandsteinrippen der unteren Süßwassermolasse. Die Lage der Schlucht zu den Schichtebenen ist günstig, so daß in allen topographisch möglichen Bruchfiguren auch Hartgesteinsbänke abgeschert werden müßten. Einige vorhandene Rutschungen waren jedoch Anlaß, die Standsicherheit der Talflanken sowohl statisch als auch hinsichtlich der Beständigkeit der Gesteine und ihrer allfälligen Veränderungen nach dem Einstau zu untersuchen. Es wurden hiefür einerseits aus dem Schicht- und Kluftgefüge und der Oberflächenausbildung die kritischen potentiellen Gleitkörper erkundet, andererseits eingehende geotechnische Untersuchungen aller vorliegenden Gesteinsarten mit allen ihren Übergängen angestellt. Die Standsicherheitsbetrachtungen ergaben hinreichend große Sicherheiten. Ebenso führte die Untersuchung der Beständigkeit der Gesteine zum Schluß, daß bei den zu erwartenden Bedingungen weder durch die erhöhte Benetzung noch durch das Stauspiel und die dabei hervorgerufene Wechsellagerung oder Spannungsänderung eine Beschleunigung der Verwitterung in unzulässigem Maß eintreten wird.

In der Zeit von Jänner bis August 1980 wurde der Probestau durchgeführt und hierbei zur Belastung der Beckenumrahmung der Speicher zweimal extrem schnell mit Abstaugeschwindigkeiten von 13 m/Tag abgesenkt. Weder bei dieser Probelastung noch bei dem seither durchgeführten betriebsmäßigen Stauspiel sind nennenswerte Rutschungen oder Brüche eingetreten. Günstig dürfte sich auswirken, daß der abgelagerte Schweb eine zusätzliche Schutzschicht gegen Austrocknen bildet.

- (1) INNERHOFER, G./LOACKER, H.
Der Dichtungsanschluß des Staudammes Bolgenach auf verwitterten Mergel
Beitrag zu Frage Nr. 53
- (2) INNERHOFER, G.
Der 100 m hohe Kiesdamm Bolgenach mit Moränenkern
Wasserwirtschaft, 70. Jahrgang (1980), Heft 3
- (3) SCHÖBER, W.
Besonderheiten beim Entwurf, bei der Ausführung und im Verhalten
österreichischer Staudämme
Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 29 (1977), Heft 9/10

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

FESTSTOFFHAUSHALT IN DEN STAUÄUMEN DER ÖSTERREICHISCHEN DONAUKRAFTWERKE

Dipl.Ing. J. G. Kobilka

Dipl.Ing. H. H. Hauck

1. EINFÜHRUNG

Das Regime der österreichischen Donau, eines Stromes mit alpinem Einzugsgebiet, ist durch eine bedeutende Feststoffführung gekennzeichnet. So betrug die Geschiebeführung der unverbauten Donau bei Wien nach Messungen und Berechnungen von Ehrenberger 1930 ca. 1 Mio m³/Jahr, in Naßjahren bis zu 1,5 Mio m³/Jahr. Derzeit rechnet man mit ca. 300 000 - 500 000 m³ jährlich. Die Schwebstofffracht beträgt nach Messungen des Bundesstrombauamtes je nach Wasserfracht derzeit ca. 1 - 7 Mio t/Jahr.

Die Errichtung von Flußkraftwerken mit ihren Stauhaltungen bedeutet einen erheblichen Eingriff in das natürliche Gleichgewicht des Feststoffhaushaltes dieses Flusses und muß daher Anlaß für Überlegungen sein, welche Auswirkungen durch die Stauerrichtung entstehen und wie sie beherrschbar sein werden. Im Laufe der Zeit wurden zahlreiche Verfahren und Formeln (SCHOKLITSCH, 1962) zur Berechnung der Feststoffführung entwickelt, die insbesondere in jüngerer Zeit durch den Einsatz von elektronischen Datenverarbeitungs-Anlagen brauchbare Abschätzungen im Rahmen des Feststoffhaushaltes eines Flußregimes ermöglichen (GRAF, 1973). Derartige Berechnungen können jedoch keinesfalls Naturmessungen ersetzen, die jedenfalls zur Kontrolle allfälliger theoretischer Überlegungen durchgeführt werden müssen. Im folgenden soll über derartige Kontrollmessungen in den Stauräumen der drei am längsten in Betrieb stehenden, österreichischen Staustufen an der Donau berichtet werden.

Die Kontrolle erfolgt grundsätzlich durch Aufnahme der Flußsohle in Querprofilen mittels Echolot. Der Abstand der Querprofile beträgt im allgemeinen 100 m. Um die Auswertung mittels elektronischer Datenverarbeitung durchführen zu können, werden die Sohlhöhen in 16 fixen Punkten jedes Profils mittels Digitizer bestimmt. Durch die Verwendung dieses festen Punkterasters können nun die Kubaturveränderungen zwischen zwei Aufnahmetermen einfach und mit ausreichender Genauigkeit berechnet werden.

2. Sedimentation in einer einzelnen Stauhaltung

Abbildung 1 zeigt den Stufenplan der österreichischen Donau. Als erstes österreichisches Kraftwerk wurde Ybbs-Persenbeug errichtet und 1957 in Betrieb genommen. Die mittlere Stauhöhe dieses Kraftwerkes beträgt 11 m, das Stauraumvolumen 44 Mio m³ bei einem Gesamtvolumen von 76 Mio m³. Die mittleren Fließgeschwindigkeiten betragen 0,6 - 1,5 m/sec gegenüber 1,6 - 2,0 m/sec vor der Stauerrichtung.

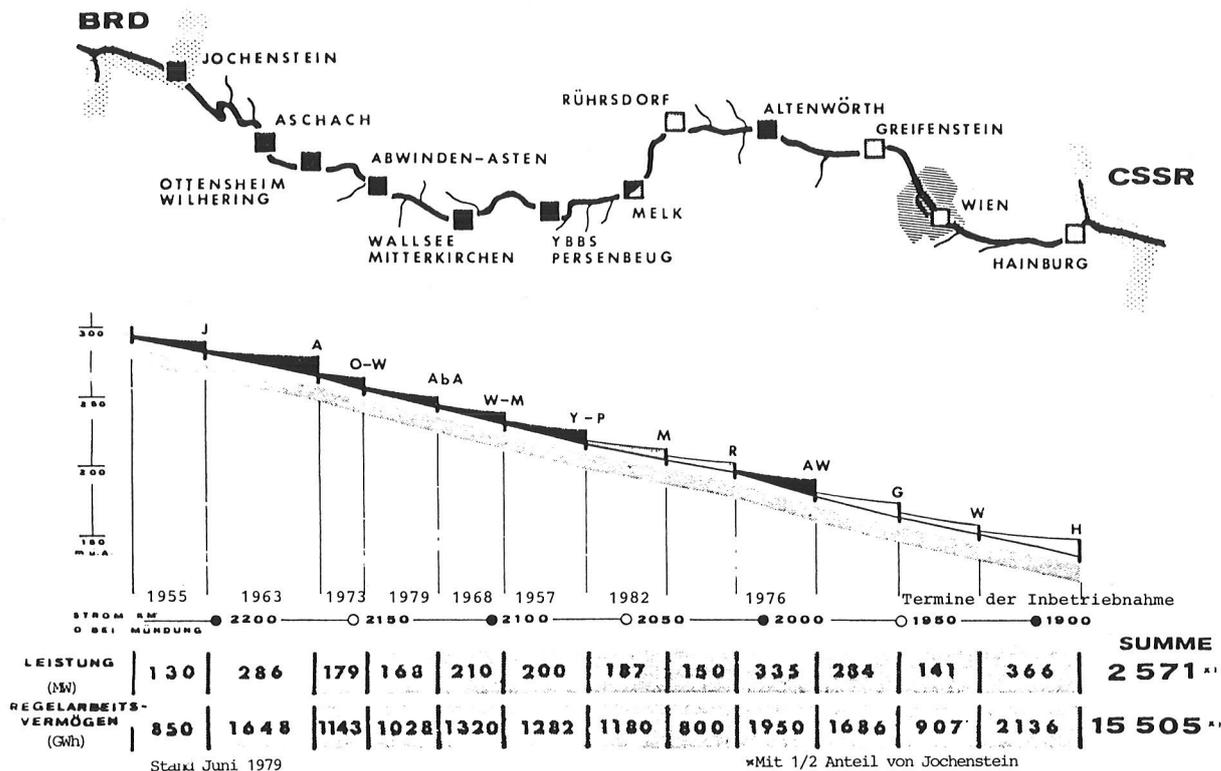


Abb. 1: Stufenplan der österreichischen Donaukraftwerke AG

Wie im weiteren noch gezeigt wird, wird durch die Errichtung einer einzelnen bzw. der ersten Stufe einer Kette die Feststoffführung eines Flusses in dreifacher Hinsicht beeinflusst. Einerseits kommt es im Bereich der Stauwurzel zu Geschiebeablagerungen, die langsam in Richtung Wehrstelle vorbauen. Durch diese Ablagerungen können Seicht- und Engstellen und somit Behinderungen für die Schifffahrt und den Abfluß bestehen. Infolge der Verkleinerungen der Durchflußprofile entsteht eine Anhebung des Wasserspiegels und somit auch eine Vergrößerung des Hochwasserrisikos. Solche Kiesanlandungen müssen daher laufend durch Baggerung beseitigt werden. Zum Zweiten kommt es im unteren Teil des Stauraumes von der Wehrstelle aufwärts zur Ablagerung von beträchtlichen Mengen an Schwebstoffen, die volumsmäßig ein Mehrfaches der Kiesablagerungen im oberen Stauraumteil betragen.

In Abbildung 2 sind die Kubatursummenlinien der einzelnen Zeitabschnitte dargestellt, wobei die Kubaturen ausgehend von der Wehrstelle summiert werden. In den ersten vier Beobachtungsjahren werden Ablagerungen von insgesamt 3,7 Mio m³ registriert, davon ca. 800 000 m³ Kies im oberen Stauraumabschnitt und 2,9 Mio m³ Schwebstoffe im unteren Abschnitt. Die Grenze zwischen Schwebstoff- und Kiesablagerungen verläuft in der Natur gleitend, sie wurde in den vorliegenden Auswertungen mit km 2077 angenommen. Der Verlauf der Summenlinien zeigt, daß die Ablagerungen bereits in den ersten Jahren nach der Stauerrichtung von Zeitabschnitten unterbrochen wurden, in denen es zu Abtragungen bzw. Umlagerungen von bereits sedimentiertem Material kam. In den Summenlinien enthalten sind auch Kiesbaggerungen im Stauwurzelbereich in den Jahren 1960 und 1961 mit insgesamt 470 000 m³.

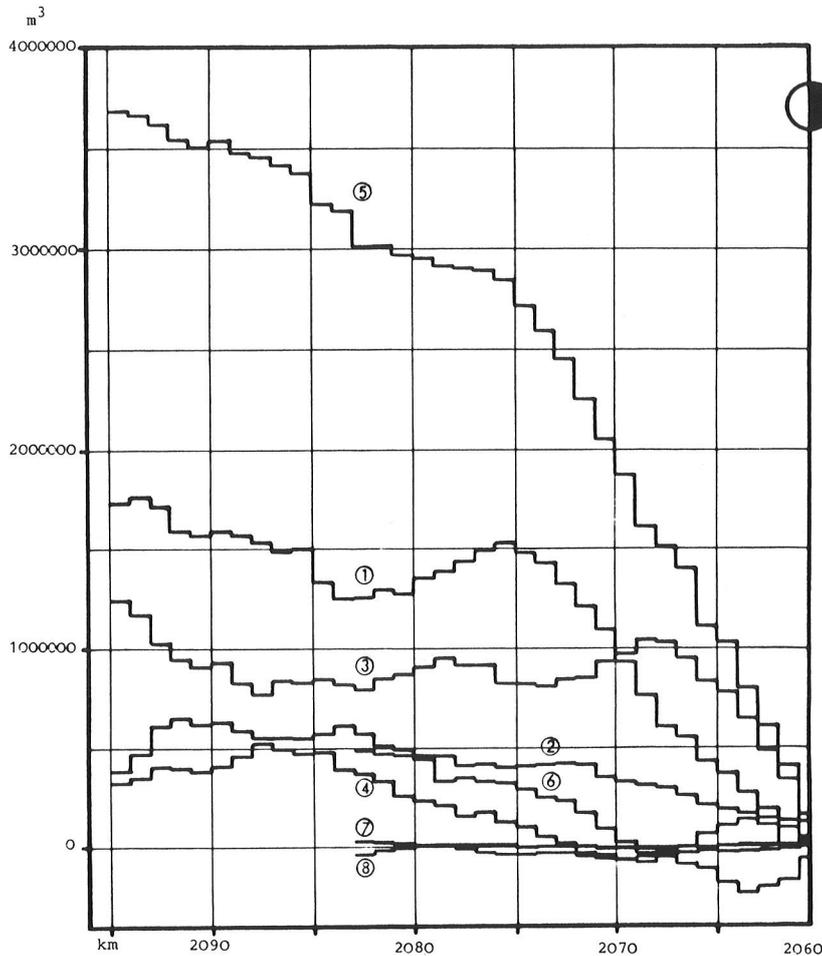


Abb. 2: Donaukraftwerk Ybbs-Persenbeug

Summenlinien der Kubaturen

Abszisse: Stromkilometer, fallend in Fließrichtung

Ordinate: Summen der Kubaturen in m³

Beobachtungszeitraum:

- | | | | |
|-----|---------|---|---------|
| (1) | 10/1958 | - | 12/1959 |
| (2) | 12/1959 | - | 8/1960 |
| (3) | 8/1960 | - | 9/1961 |
| (4) | 9/1961 | - | 10/1962 |
| (5) | 10/1958 | - | 10/1962 |
| (6) | 11/1965 | - | 11/1971 |
| (7) | 11/1971 | - | 9/1975 |
| (8) | 9/1975 | - | 9/1979 |

Im Beobachtungsabschnitt 1965 - 1971 gelangten insgesamt nur mehr knapp 500 000 m³ zur Ablagerung, davon der überwiegende Teil in Form von Schwebstoffen in den untersten 12 km des Stauraumes. Von 1971 - 1975 und 1975 - 1979 wurden im wesentlichen nur mehr Umlagerungen registriert, wobei im untersten Stauraumbereich bereits ein leichter Abtrag erfolgte. Die Geschiebebewegung wurde mit der Fertigstellung der Oberliegerstufe Wallsee-Mitterkirchen im Jahr 1968 weitgehend unterbunden.

Der dritte Schwerpunkt der Auswirkungen des Baues einer einzelnen Stufe liegt in der Unterwasserstrecke. Durch den Bau der Stufe Ybbs-Persenbeug und die Unterbindung des Geschiebetransportes wurden im Unterwasser dieser Stufe Erosions- und Transportkräfte freigesetzt. Diese Kräfte sollten bewußt zu einer natürlichen Eintiefung in der Unterwasserstrecke und damit zur Vergrößerung der nutzbaren Fallhöhe führen, wobei eine Wasserspiegelabsenkung von 1,5 m bei Niederwasser vorgesehen war. Trotz Sprengung einer Felsbarriere zur Unterstützung der Eintiefungstendenz konnte das erwartete Maß der Eintiefung nicht erreicht werden. Die natürliche Absenkung des Niederwasserspiegels in den Jahren 1957 - 1975 betrug 1,1 m. 1977 wurde daher ein Projekt zur weiteren Eintiefung und zur Verringerung der Einstauverluste durch die Unterliegerstufe Melk (Baubeginn 1979) mit einer Baggerkubatur von 1,2 Mio m³ erstellt. Bei der Ausführung zeigte sich, daß die natürliche Eintiefung nach der Freilegung festgepackter, teilweise konglomeratisierter Schotterschichten, die der Erosion widerstanden, zum Stillstand gekommen war.

3. Sedimentation in der Kopfstufe einer Kraftwerkskette

Sehr interessant ist die Betrachtung des Feststoffhaushaltes im Stauraum der Stufe Aschach, die im Jahr 1963 in Betrieb genommen wurde. Die mittlere Stauhöhe dieser Stufe beträgt 15,5 m, das Stauraumvolumen 80 Mio m³ bei einem Gesamtvolumen von 114 Mio m³. Die mittlere Fließgeschwindigkeit war vor Stauerrichtung 1,6 - 2,4 m/sec und schwankt nach Stauerrichtung je nach Größe der Durchflußfläche zwischen 0,5 und 1,2 m/sec, abnehmend mit zunehmender Stauhöhe in Richtung Wehrstelle.

Abbildung 3 zeigt die Kubatursummen aus Beobachtungsabschnitten von annähernd einem Jahr im Zeitraum 1965 - 1976. Vorweggenommen sei, daß es sich dabei überwiegend um Schwebstoffbewegungen handelt, da zum Zeitpunkt der Inbetriebnahme die Oberliegerstrecke durch Staustufen ausgebaut und der Geschiebenachschub weitestgehend unterbunden war.

Die Summenlinien zeigen die starken Anlandungen in den ersten beiden Jahren mit 5,7 Mio m³, wobei 2/3 der Ablagerungen in den unteren 10 km des Stauraumes erfolgten. Diese Tendenz der Auflandung des untersten Abschnittes verstärkte sich in den folgenden Jahren, wobei bald auch Zeitabschnitte mit streckenweisem Abtrag auftraten (1967/68, 1972/74). Im unteren Stauraumbereich ist die Verlandung weiterhin im Gange, wenn auch mit rückläufiger Tendenz.

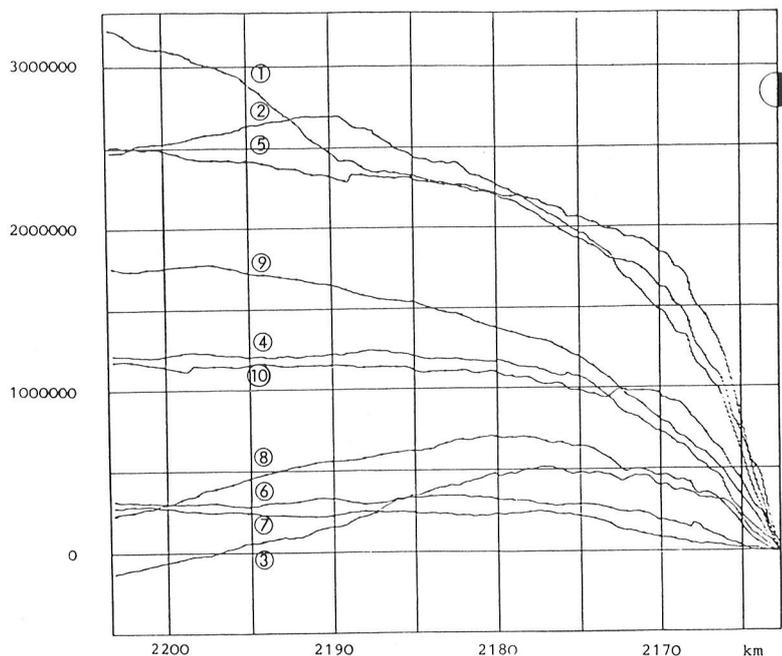


Abb. 3: Donaukraftwerk Aschach

Summenlinien der Kubaturen

Abszisse: Stromkilometer, fallend in Fließrichtung

Ordinate: Summen der Kubaturen in m³

Beobachtungszeitraum:

(1)	9/1965	-	9/1966
(2)	9/1966	-	9/1967
(3)	9/1967	-	11/1968
(4)	11/1968	-	10/1969
(5)	10/1969	-	11/1970
(6)	11/1970	-	10/1971
(7)	10/1971	-	10/1972
(8)	10/1972	-	1/1974
(9)	1/1974	-	9/1974
(10)	9/1974	-	4/1976

Die Zeitabschnitte mit den größten Ablagerungskubaturen waren auch die wasserreichsten. Dieser Zusammenhang ist nach wie vor im untersten, nicht aber im mittleren und oberen Stauraumbereich gegeben, wo sich die Sohlveränderungen offensichtlich bereits um einen Gleichgewichtszustand bewegen. Insgesamt gelangten im Beobachtungszeitraum rund 10 Mio m³ zur Ablagerung. Die Anlandungshöhen betragen im unteren Stauraumbereich im Mittel 5 - 8 m, örtlich bis zu 10 m. Für die Schifffahrt im allgemeinen ist infolge der vorhandenen großen Wassertiefen keine Behinderung gegeben; Schlammabgrabbungen sind örtlich begrenzt erforderlich. Trotzdem zeigten sich dabei erhebliche Probleme, die sich aus Schlammtransport, Schlammdeponie und Schlammverwertung ergeben.

Es wurde auch untersucht, welchen Einfluß die Verlandungen auf die Hochwasserspiegellagen ausüben. Unter Verwendung von Fließbeiwerten, die aus Wasserspiegelaufnahmen rückgerechnet wurden, erfolgte eine Überprüfung der maßgebenden Hochwasserhöhen. Die Berechnung ergab, daß aufgrund der erheblichen Anlandungen Wasserspiegelhebungen auftreten, jedoch nur im Bereich der Rückstaudämme, deren Kronenhöhe weit über der Hochwassermarke liegt. Dieser Tatsache wird durch eine Anpassung der Wehrbetriebsordnung Rechnung getragen.

4. Sedimentation in einer teilweise ausgebauten Kraftwerkskette

Anhand der Staustufe Wallsee-Mitterkirchen, der Oberliegerstufe des zuerst genannten Donaukraftwerkes Ybbs-Persenbeug, soll nun über Stauwurzelbaggerungen berichtet werden, wenn stromauf des Staures mit entsprechendem Kiesnachschub gerechnet werden muß.

Die Stufe Wallsee-Mitterkirchen mit einer mittleren Stauhöhe von 11 m hat ein Stauresvolumen von 29 Mio m³ bei einem Gesamtvolumen von 54 Mio m³. Die mittleren Fließgeschwindigkeiten bewegen sich zwischen 1,3 und 2,0 m/sec im ungestauten Zustand. Die Inbetriebnahme erfolgte 1968. Vorweggenommen sei, daß die Ablagerung von Schwebstoffen im unteren Teil des Staures im Umfang von 0,5 Mio m³ im Zeitabschnitt 1968 - 1976 erfolgte und praktisch bereits einen Gleichgewichtszustand erreicht hat (Abbildung 4). Schlammabagerungen waren nur punktuell erforderlich.

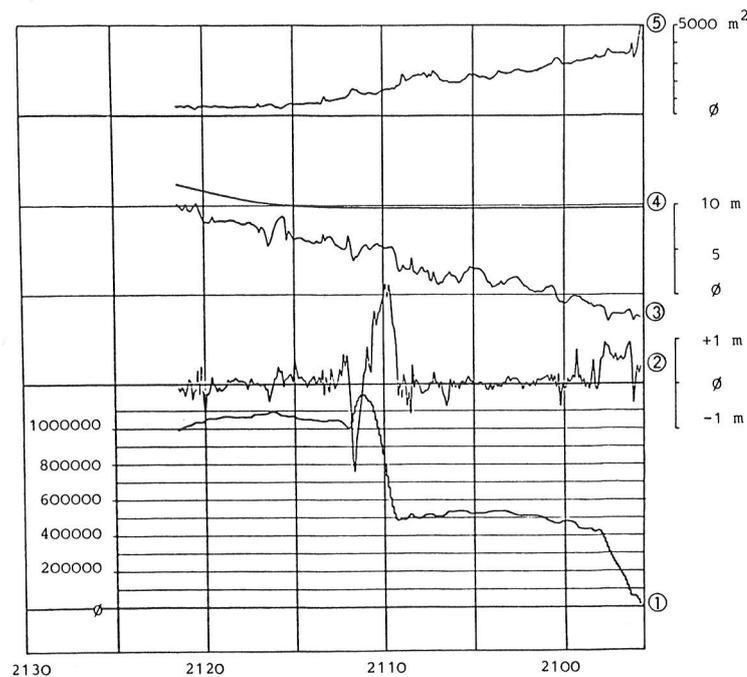


Abb. 4: Donaukraftwerk Wallsee-Mitterkirchen

- (1) Summenlinien der Kubaturen 4/1968-11/1976 in m³
- (2) Größe der mittleren Sohlveränderungen in m
- (3) Mittlere Sohle 11/1976
- (4) Niederwasserspiegel
- (5) Querschnittsfläche in m²

Von 1968 - 1973 war oberhalb der Stauwurzel eine freie Fließstrecke von ca. 44 km, von 1973 - 1979 eine solche von 28 km gegeben. In dieser Strecke konnte entsprechend den freien Schleppkräften des Flusses Geschiebe in Bewegung gesetzt und weitertransportiert werden. Darüber hinaus wurde auch nicht unerheblich Material aus den Nebenflüssen abtransportiert, insbesondere aus den Hauptzubringern Traun und Enns bei Strom-km 2125 und 2112.

Die Kubatursummenlinien der einzelnen Beobachtungsabschnitte (Abbildung 5) zeigen die starken Sohlveränderungen im Bereich der Stauwurzel (km 2109 - 2113). Insbesondere in den Jahren mit größeren Hochwässern erfolgten beträchtliche Geschiebeablagerungen (1970 ca. 300 000 m³, 1975 ca. 400 000 m³). Diesen Ablagerungen folgten Baggerungen etwa im gleichen Ausmaß. Die Baggerungen waren erforderlich, um einerseits die Hochwasserspiegellagen nicht zu erhöhen und andererseits die Durchfahrts Höhe von 8 m unter der Straßen- und Eisenbahnbrücke bei km 2111 bis zum höchsten Schiffahrtswasserstand zu erhalten.

Abbildung 4 zeigt die Feststoffbilanz zwischen den Jahren 1968 und 1976. Deutlich ist die Konzentration der Schwebstoffablagerungen auf etwa 2 - 3 km unmittelbar oberhalb der Wehrstelle und die Ablagerung des Geschiebes auf den Bereich km 2109 bis 2111 zu erkennen.

Mit der Inbetriebnahme der Oberliegerstufe Abwinden-Asten bei km 2119 im Jahre 1979 und der Herstellung einer künstlichen Unterwassereintiefung durch Baggerungen im Ausmaß von 2 Mio m³ zwischen 2112 und 2119 wird auch der Geschiebehaushalt dieses Flußabschnittes einen Gleichgewichtszustand erreichen.

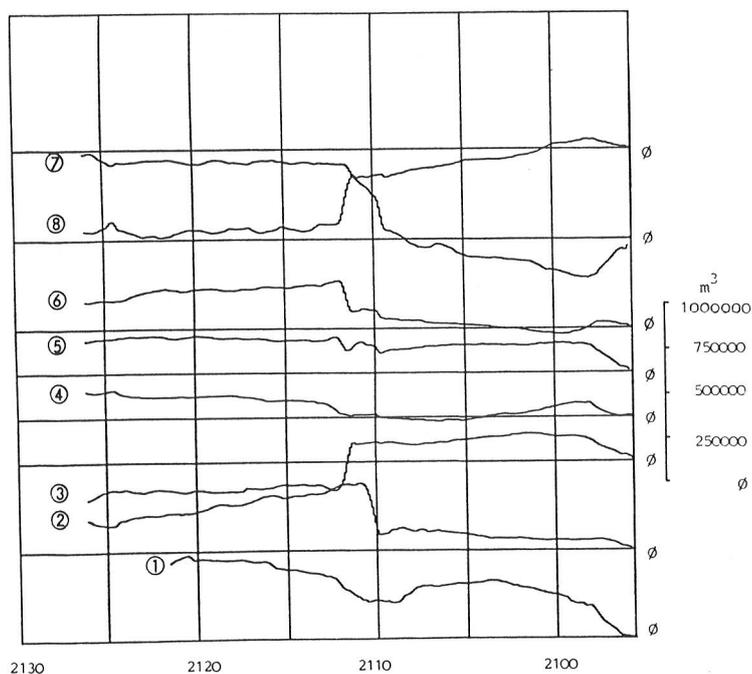


Abb. 5: Donaukraftwerk Wallsee-Mitterkirchen

Summenlinien der Kubaturen

Abszisse: Stromkilometer, fallend in Fließrichtung

Ordinate: Summen der Kubaturen in m³

Beobachtungszeitraum:

- | | | | |
|-----|---------|---|---------|
| (1) | 4/1968 | - | 11/1969 |
| (2) | 11/1969 | - | 11/1970 |
| (3) | 11/1970 | - | 11/1971 |
| (4) | 11/1971 | - | 1/1973 |
| (5) | 1/1973 | - | 2/1974 |
| (6) | 2/1974 | - | 11/1974 |
| (7) | 11/1974 | - | 8/1975 |
| (8) | 8/1975 | - | 11/1976 |

5. Wirtschaftlichkeit und Geräteeinsatz

Aus wirtschaftlicher Sicht kann gesagt werden, daß der Aufwand für die genannten Kiesbaggerungen im Stauwurzelbereich beherrschbar war. Seit Bestand einer geschlossenen Kraftwerkskette liegt der Aufwand für Kiesbaggerungen unter dem Erhaltungsaufwand vor dem Ausbau der Donau. Künstliche Eintiefungen des Unterwassers durch Baggerungen stellen nach wie vor den weitaus billigsten Weg zur Vergrößerung der Fallhöhe für die Energieerzeugung dar. Darüber hinaus findet der gebaggerte Kies meist Verwendung als Material für diverse Bauvorhaben.

Schwebstoffbaggerungen waren bisher in begrenztem Ausmaß erforderlich; ihr Umfang wird jedoch in der Zukunft insbesondere in den großen Stauräumen zunehmen. Zweifellos werden diese Probleme aus wirtschaftlicher und technischer Sicht wesentlich schwerer zu lösen sein.

Für die früher angeführte Räumung von Steinkugeln und Felsabsprengungen wurde durch die Österreichische Bundeswasserbauverwaltung ein eigenes Räumgerät entwickelt, welches in Verbindung mit einem Sondierwerk und mit Hilfe eines Spezialgreifers diese Hindernisse heben kann. Diese Felstrümmer werden auf entsprechende Steinschiffe oder Schuten verladen und entweder an Land gebracht oder an für die Schifffahrt ungefährlichen Stellen in Stromkolken versenkt.

Dieser Gerätetyp besteht aus einem Doppelschiff, der außenbords entsprechende Sondierrahmen angebracht hat. Damit können Felsblöcke bis zu 10 t Einzelgewicht gehoben werden. Sind größere Kugeln oder teilweise Felsriffe vorhanden, so sind mit Hilfe von Tauchereinsätzen Zerkleinerungs- oder Abtragssprengungen vorzunehmen. Um den Tauchereinsatz in der Strömung zu ermöglichen, tragen diese Schiffe einen absenkbaren Taucherschild.

Schwer lösbare Böden werden vorwiegend mit Greifbaggern beseitigt. Diese werden in neuerer Zeit auf schwimmende Plattformen gestellt, die mit Hilfe von 2 oder 3 schweren hydraulisch betätigten Stelzen auf dem Untergrund abgestellt werden können. Dadurch wird beim Arbeitseinsatz des Baggers durch eine Auftriebsverminderung des Schiffskörpers eine große Stabilität erreicht.

Für die Baggerung von Kies und Schotter hat an der Donau sehr bald die Entwicklung von Eimerkettenbaggern eingesetzt. Der Transport des Baggergutes erfolgt hiebei mit Schuten, die Entleerung mit eigenen Elevatoren, die das Material mit Hilfe eines absenkbaren Becherwerkes und anschließend über Förderbänder an Land bringen. Das Baggergut kann bis zu einer Höhe von 15 m über der Wasserlinie und bis zu 36 m weit von der Bordwand abgesetzt werden.

Die Leistung einer derartigen Garnitur aus Bagger- und Eleviergerät beträgt je nach Material bis über 400 000 m³/Jahr. Diese Geräte werden für Bau- und Erhaltungsarbeiten eingesetzt, sodaß ganzjährig eine wirtschaftliche Auslastung gegeben ist.

6. Zusammenfassung

Anhand der Errichtung der Donaukraftwerke Ybbs-Persenbeug, Aschach und Wallsee-Mitterkirchen wird der Feststoffhaushalt in diesen Stauhaltungen beschrieben. Aus Vermessungen der Stromsohle werden die Kubaturen des abgelagerten bzw. abgetragenen Materials ermittelt und in Form von Summenlinien dargestellt. Baggerungen im Interesse von Schifffahrt, Energiewirtschaft und Hochwasserabwehr werden erläutert. Eine kurze Beschreibung der eingesetzten Geräte soll den Bericht abrunden.

Literaturangaben

Graf, W.H., Delta formation in reservoirs; Vortrag 1973 in Wien

Schoklitsch, A., Handbuch des Wasserbaues, 3. Auflage, 1962, Springer, Wien

UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN FESTSTOFFTRANSPORT IN GEBIRGSBÄCHEN DER OSTALPEN

Dipl.-Ing.N.SOMMER

Dipl.-Ing.Dr.techn.Dr.eh. H.LAUFFER

Tiroler Wasserkraftwerke AG Innsbruck

1) Zweck der Untersuchungen

Für den österreichischen Talsperrenbau sind die Gebirgsbäche und deren Feststofftransport deshalb von großer Bedeutung, weil an den größeren Flüssen infolge der dichten Besiedelung der Talbereiche nur Stauwehre mit etwa 15 bis 25 m Aufstau ausgeführt werden können, die an den meisten Flüssen bereits geschlossene Ketten von Laufkraftwerken bilden. Die Talsperren im engeren Sinne der deutschen Bezeichnung liegen mit wenigen Ausnahmen an gefällsreichen Seitenbächen, um deren Ausnutzung durch Speicherkraftwerke großer Fallhöhe zu ermöglichen / Lauffer 1977.

Höhe d. Stauzieles m Mh	natürliches Einzugsgebiet E (km ²)						Summe
	bis 3	3-10	10-30	30-100	100-300	über 300	
2100-2500	8	5	-	-	-	-	13
1600-2100	-	3	8	7	1	-	19
1000-1600	-	-	1	2	2	-	5
über 1000	8	8	9	9	3	-	37
500-1000	-	-	1	9	8	-	18
unter 500	-	-	-	-	1	4	5
unter 1000	-	-	1	9	9	4	23
Zusammen	8	8	10	18	12	4	60

TABB. 1: EINZUGSGEBIET UND STAUZIELHÖHE DER ÖSTERR.TALSPERRENSPEICHER
(OHNE FLUSS-STAUWERKE)

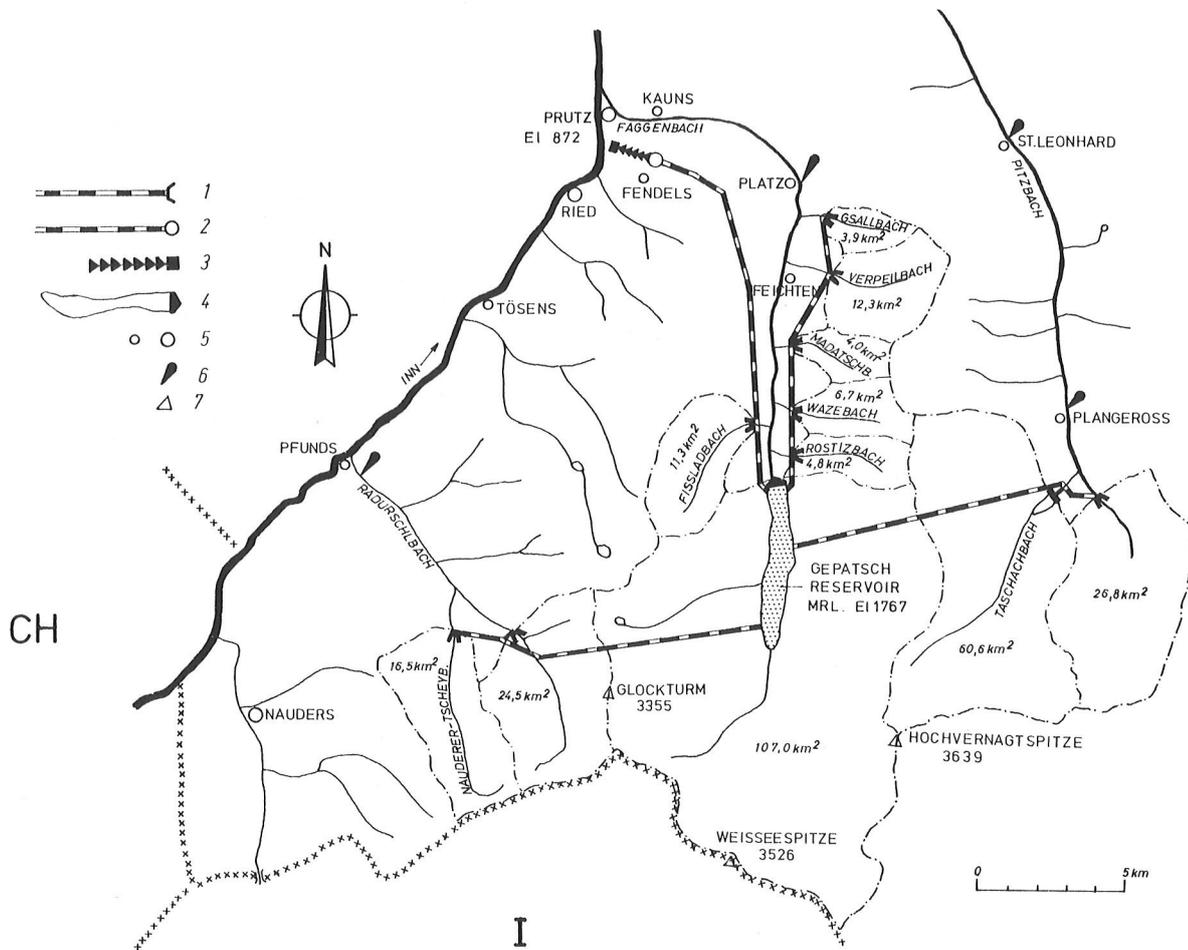
Wie aus Tabelle 1 hervorgeht, gilt dies besonders für die oberhalb 1000 m Mh errichteten Speicher, deren Einzugsgebiet im Mittel nur 28 km² und maximal 144 km² beträgt. Wegen der kleinen natürlichen Zuflüsse müssen oft benachbarte Bäche herangezogen werden, wobei auf die Talsperren zwischen 1000 m und 2100 m Mh im Mittel vier zugeleitete Bäche mit durchschnittlich 16 km² Einzugsgebiet entfallen, während die Speicher oberhalb 2100 m Mh zum größten Teil durch Pumpen aus tieferen Horizonten gefüllt werden. Unterhalb der Talsperren und Wasserfassungen erreicht das Einzugsgebiet der beeinflussten Bäche selten mehr als 300 km².

Während für die Verlandung der Speicher die gesamte Sedimentfracht, bestehend aus Geschiebe und Schwebstoff, maßgebend ist, sind für die Auswirkungen des Wasserentzuges auf die Entnahmestrecken unterhalb der Talsperren und Bachfassungen allein die gröberen Sedimente, also das Geschiebe von Bedeutung. Über das von den Gebirgsbächen transportierte Geschiebe liegen nur selten zuverlässige Angaben und nahezu keine langfristigen Erhebungen vor, weil die bei Flüssen üblichen Geschiebemessungen mit Fangkörben an Gebirgsbächen nicht anwendbar sind, während die Ablagerungen in Naturseen und Speicherbecken zu einem großen Teil aus Schwebstoff bestehen und bei den meisten alpinen Speichern infolge der großen Spiegelschwankungen großflächig verteilt anfallen, so daß bestenfalls die über längere Zeiträume angefallene Gesamtfracht ermittelt werden kann. Die an vielen Gebirgsbächen zum Schutz von Siedlungen, Kulturen und Verkehrswegen errichteten Regulierungs- und Schutzbauten (Wildbachverbauungen) sind in erster Linie für die in Katastrophenfällen auftretenden Muren und Geschiebeeinstöße ausgelegt, während der zwischen diesen Ereignissen vor sich gehende, normale Sedimenttransport weniger von Bedeutung ist.

Die mangelhaften Kenntnisse über das Sedimentregime sind besonders bei Untersuchungen und Diskussionen über die Auswirkung von Talsperren und Wasserfassungen auf die vom Wasserentzug bzw. Geschieberückhalt betroffenen Bäche von Nachteil, weil sie eine sachliche Beurteilung und die Festlegung von Ausgleichsmaßnahmen erschweren. Von der mit dem Bau und Betrieb von Speicherkraftwerken befaßten Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG) werden daher seit längerer Zeit Erhebungen über den Sedimenttransport in Gebirgsbächen durchgeführt, über die nachstehend berichtet wird.

2) Laufende Geschiebemessung an Bachfassungen mit automatisch gespülten Entsandern

Bei dem 1961 bis 1964 von der TIWAG in den Ötztaler Alpen gebauten Kaunertalkraftwerk mit 390 MW Leistung/Lauffer 1968/werden dem am Faggenbach errichteten Gepatschspeicher ($E_{\text{nat}} = 107 \text{ km}^2$, $J = 140 \text{ hm}^3$ bei 1767 m Mh als Stauziel) zehn weitere Bäche über Freispiegelstollen zugeleitet, die ein zusätzliches Einzugsgebiet von 172 km² erfassen (Abb. 1 und 7). Die zugehörigen Wasserfassungen sind so ausgelegt, daß etwa bis zum dreifachen des mittleren Sommerabflusses der gesamte Zulauf abgeleitet wird. Da infolgedessen nur selten Wasser überläuft, war die bei beschränkter Wasserentnahme übliche Geschiebeableitung über das Wehr nicht anwendbar.

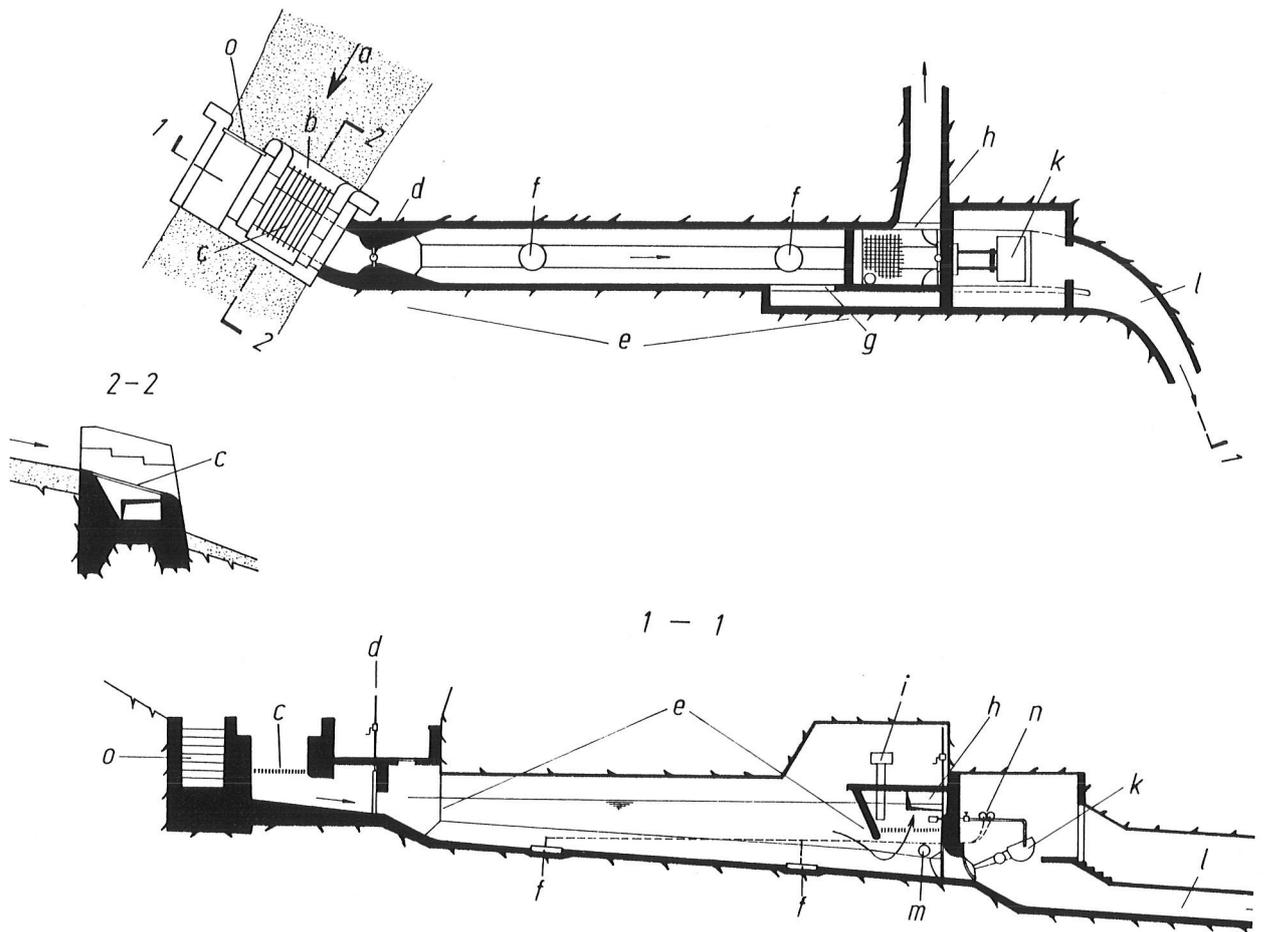


LEGENDE:

- | | |
|---|----------------|
| 1 ÜBERLEITUNGSSTOLLEN MIT WASSERFASSUNG | 5 ORTSCHAFTEN |
| 2 DRUCKSTOLLEN MIT WASSERSCHLOSS | 6 SCHREIBPEGEL |
| 3 DRUCKSCHACHT MIT KRAFTWERK | 7 BERGGIPFEL |
| 4 SPEICHER MIT TALSPERRE | |

ABB. 1: ÜBERSICHTSLAGEPLAN DES KAUNERTALKRAFTWERKES MIT FLÄCHENEINZUGSGEBIETEN

Während am Taschachbach ($E = 60,6 \text{ km}^2$, $Q_A = 12,1 \text{ m}^3/\text{s}$), geländebedingt durch eine niedere Staumauer ein kleines Staubecken entstanden ist, in dem das gesamte Geschiebe zur Ablagerung kommt und fallweise über den Grundablaß gespült wird, sind die neun anderen Wasserfassungen ($E = 3,9$ bis $26,8 \text{ km}^2$) in der in Bild 2 schematisch dargestellten Bauweise als niederes Tiroler Wehr ausgeführt worden. Bei diesem wird über einem liegenden Grobrechen mit 150 mm Lichtweite der gesamte Zulauf bis zur jeweiligen Ausbauwassermenge von 0,8 bis $5,4 \text{ m}^3/\text{s}$ einschließlich Geschiebe und Schwebstoff eingezogen und einer Entsanderkammer zugeführt. Dort wird das Geschiebe und ein kleiner Teil der Schwebstoffe abgesetzt, während das Wasser mit dem größten Teil der Schwebstoffe über einen seitlichen Überlauf am Ende des Entsanders dem Überleitungsstollen zugeleitet wird. Je nach örtlichen Verhältnissen kann der Entsander sowohl über Tag, entsprechend Abb. 4 oder als Stollen, wie in Abb. 2 angedeutet, ausgeführt werden.



LEGENDE:

a	BACHLAUF	h	WASSERABLAUF ZUM ÜBERLEITUNGSSTOLLEN
b	TIROLER WEHR	i	PEGELSCHREIBER
c	GROBRECHEN	k	SPÜLSCHÜTZE
d	EINLAUFSCHIEBER	l	SPÜLKANAL
e	ENTSANDERKAMMER	m	WANDMEMBRAN
f	SOHLMEMBRAN	n	STEUERUNG
g	ENTLASTUNGSÜBERFALL	o	DAMMBALKENVERSCHLUSS

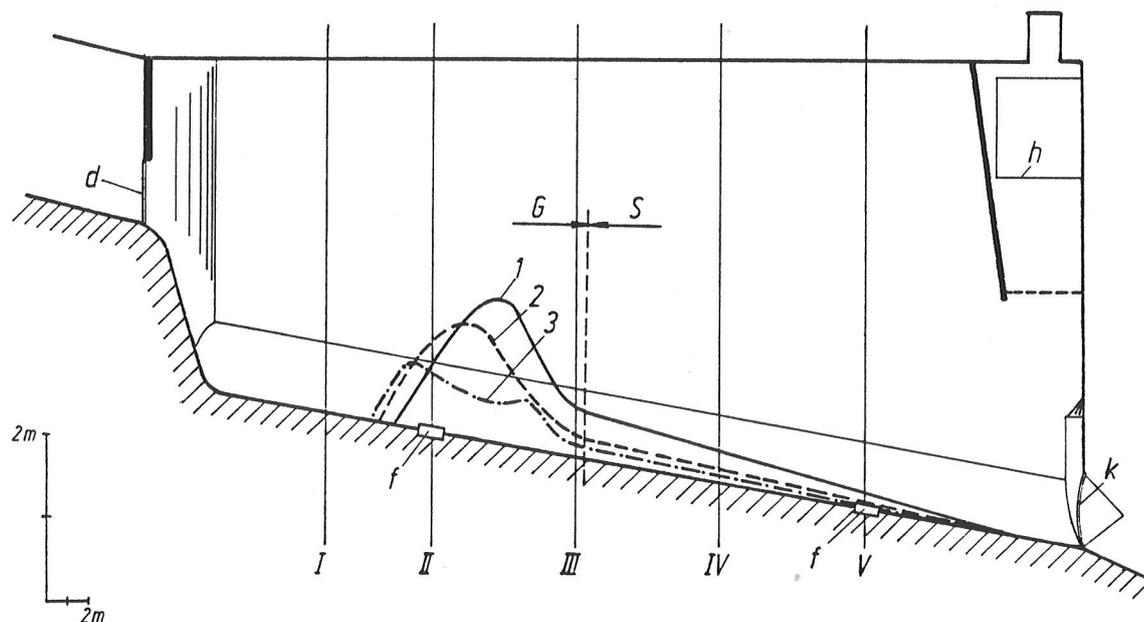
ABB. 2: SCHEMA DER BACHFASSUNGEN MIT ZUR GESCHIEBEMESSUNG VERWENDETER AUTOMATISCHER ENTSANDERSPÜLUNG - SYSTEM TIWAG

In der Sohle des Entsanders sind bei dem von der TIWAG entwickelten Auslösesystem /Schober 1961/ zwei Sohlmembranen mit 1,0 m Durchmesser eingebaut, welche die Höhe der Geschiebeablagerung als Druckdifferenz gegenüber einer Wandmembrane anzeigen. Bei Überschreiten des für ca. 0,5 m Ablagerungshöhe eingestellten Grenzwertes werden selbsttätig die durch den Wasserdruck im Entsander angetriebenen Spülschützen, System EDF, geöffnet und nach einer einstellbaren Spülzeit wieder geschlossen, wobei während der Spülung die Ableitung unterbrochen und der gesamte

Zulauf über Entsander und Spülkanal wieder dem Bach zugeleitet wird. An einem am Spülschütz angebrachten Zählwerk können die angefallenen Spülungen abgelesen werden. Durch einen Pegelschreiber im Entsander kann sowohl die abgeleitete Wassermenge, wie auch der Zeitpunkt der einzelnen Spülungen und die Spüldauer laufend registriert werden, da die Pegelaufzeichnungen die bei jeder Spülung auftretende Spiegelabsenkung im Entsander anzeigen. Die Auslösung der Spülungen erfolgt in der Regel durch die obere Membran, während die untere Membran als Reserve zum Schutz vor einer totalen Verlandung dient.

Bei jeder Spülung wird etwa die gleiche Sedimentmenge abgeführt, die durch Versuche für jede Entsandergröße erhoben wurde (Abb. 3) und bei den Wasserfassungen des Kaunertalkraftwerkes rd. 6 bis 24 m³ beträgt.

Davon entfallen rd. 30 % auf Schwebstoff, wenn diesem die Kornfraktion unter 1,0 mm zugerechnet wird. Die Geschiebemenge je Spülung mal der am Zählwerk abgelesenen Zahl der Spülungen ergibt die seit der letzten Ablesung abgeführte Geschiebefracht, während sie dividiert durch die vom Pegelschreiber erfasste Zeitdauer zwischen den Spülungen den mittleren Geschiebebetrieb anzeigt, der bei zunehmender Geschiebeführung mit kürzer werdenden Spülintervallen dem Momentanwert immer näher kommt.



LEGENDE: I BIS V... PROFILE FÜR ENTNAHME VON PROBEN VON
 ABGELAGERTEM GESCHIEBE BZW. SCHWEBSTOFF
 1 ENTSANDERABLAGERUNG V. 5. 8. 1975
 2 ENTSANDERABLAGERUNG V. 12. 8. 1975
 3 ENTSANDERABLAGERUNG V. 17. 9. 1975
 G BEREICH DER GESCHIEBEABLAGERUNG
 S BEREICH DER SCHWEBSTOFFABLAGERUNG
 ÜBRIGE BEZEICHNUNGEN SIEHE ABB. 2

ABB. 3: GESCHIEBE- UND SCHWEBSTOFFABLAGERUNGEN IM ENTSANDER DER WASSERFASSUNG PITZBACH UNMITTELBAR VOR DER AUTOMATISCHEN SPÜLUNG



ABB. 4: LICHTBILD DER WASSERFASSUNG PITZBACH (AUSBAUWASSERMENGE $Q_A=5,4 \text{ m}^3/\text{s}$)

Das durch den Grobrechen vor dem Entsander ausgeschiedene Grobgeschiebe über 150 mm ist nach längerer Beobachtung der Wasserfassung Pitzbach vernachlässigbar. Nach durchgeführten Markierungsversuchen werden die größeren Steine bis zur Ausbaumassermenge der Wasserfassungen nicht bewegt, ihr Anteil bei Abflüssen bis zum 5-jährigen Hochwasser liegt unter 2 % /Sommer 1980/.

Im sechzehnjährigen Betrieb haben sich die Bachfassungen des Kaunertalkraftwerkes nicht nur als zuverlässige Betriebseinrichtungen zur Wasserableitung, sondern auch als gut funktionierende Geschiebe- und Abflußmeßstationen erwiesen /Tschada 1975, 1979/, die unseres Wissens erstmalig die laufende Registrierung der Geschiebebewegung in Gebirgsbächen ermöglicht haben.

3) Vergleichende Auswertung langjähriger Geschiebe- und Schwebstoffmessungen

Zur Ergänzung der vorstehend beschriebenen laufenden Geschiebemessungen an den zehn Wasserfassungen des Kaunertalkraftwerkes, deren Einzugsgebiete trotz nahezu gleicher Höhenlage der Meßstellen in rd. 1800 m Mh gem. Tabelle 3 hinsichtlich Topographie, Geologie, Vegetation und Vergletscherung große Unterschiede aufweisen, wurden die Verlandungen des Stauraumes der Dürrachsperrre (E = 55 km², Stauziel 950 m Mh) in den nördlichen Kalkalpen sowie an zwei Geschiebesperren (am Kanzingbach in 730 m Mh westlich von Innsbruck und Ködnitzbach in 1400 m Mh in Osttirol) und eine durch Felssturz entstandene Geschiebeablagerung in 900 m Mh an der Osttiroler Schwarzache ausgewertet /Sommer 1975 und 1980/.

Gebirge	Bach	Meßmethode	Erfasstes Einzugsgeb. [km ²]	Jahresabfluß Höhe [m]	Ausbauwasser- menge [m ³ /s]	jährliche Geschiebespenden in m ³ pro km ²																			
						1951-1960	1961-1965	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	Mittel (aus Jahresr.)			
Zentralalpen	Gsallbach	Entsander	3.9	1.20	0.8			142	68	113	12	79	42	4	21	10	7	36	0	1	7	39	(1965-1978)		
	Verpeilbach	"-	12.3	1.20	2.5			37	6	7	1	10	18	2	20 ¹⁾	4 ¹⁾	3 ¹⁾	18 ¹⁾	0	1 ¹⁾	3 ¹⁾	9	(1965-1978)		
	Madatschbach	"-	4.0	1.20	0.8			89	28	75	21	27	17	26	16	18	18	27	0	3	2	26	(1965-1978)		
	Wazebach	"-	6.7	1.20	1.4			85	20	10	5	11	22	6	d.felsst.verl.			16	20	6	21	24	(1965-1978)		
	Rostizbach	"-	4.8	1.20	1.0			144	8	86	2	5	27	1	1	1	3	7	1	2	2	21	(1965-1978)		
	Fißladbach	"-	11.3	1.20	2.3			68	14	22	5	16	24	2	1	1	3	4	1	1	4	12	(1965-1978)		
	Tscheybach	"-	16.5	0.95	3.0			82	2	26	7	2	63	8	17	6	13	11	8	34	35	27	(1965-1978)		
	Radurschlbach	"-	24.5	0.95	4.4			119	7	14	5	3	41	2	90	3	11	12	1	3	8	19	(1965-1978)		
	Pitzbach	"-	26.8	1.30	5.4			190	23	67	47	73	106	141	34	76	36	58	32	69	40	71	(1965-1978)		
	Taschachbach	Stauraum	60.6	1.30	12.1			72	24	16	16	24	32	24	16	24	16	69	46	29	41	32	(1965-1978)		
	Mittel	Entsander	171.4	1.17				103	20	44	12	25	39	22	17	16	12	26	11	20	15	26	(1965-1978)		
	Kanzingbach	Gesch.Becken	22.0	0.98															6	6	64	26	(1976-1978)		
	Schwarzach	{Gesch.Verl. +Schott.E.	320.0	0.99				Mittel 1968 - 1975 : 30																	30
Ködnitzbach	Gesch.Becken	28.4	1.05																	19	20	20	(1977-1978)		
nördl. Kalkalpen	Dürrache	Stauraum	55.0	1.51	11.0	736	355	Mittel 251				Mittel 267						732	380	1019	333	329	(1951-1978)		

+) Laufende Schotterentnahme oberhalb des Wehres

TAB. 2: DIE JÄHRLICHE GESCHIEBEFRACHT VON GEBIRGSBÄCHEN DER OSTALPEN NACH MESSUNGEN DER T I W A G

Bachfassung	Einzugsgebiet km ² (Gletscheranteil in %)	mittl. Seehöhe d. Einzugsgebietes [m Mh]	Meereshöhen d. Geschiebemeßstellen in m ü.d.M. [m Mh]	größte Fließlänge von Wasserscheide bis Meßstelle [km]	Gefälle a.d. Meßstelle [%]	Gefälle 2 km oh.d. Meßstelle [%]	mittl. Gefälle oberhalb Meßstelle [%]	Fließstrecken durch		
								Almböden u. teilw. Wald [%]	Geröll [%]	Eis [%]
Gsallbach	3.9 (10.3)	2.570	1832	3.7	87	52	41	18.9	64.6	16.2
Verpeilbach	12.3 (9.9)	2.570	1805	5.5	17	17	24	31.0	40.0	29.0
Madatschbach	4.0 (12.5)	2.600	1806	3.9	40	43	33	30.7	41.0	28.3
Wazebach	6.7 (11.6)	2.720	1799	4.4	52	47	42	34.1	40.9	25.0
Rostizbach	4.8 (1.7)	2.610	1792	4.0	50	18	41	52.5	40.0	7.5
Fißladbach	11.3 (3.1)	2.580	1780	6.2	71	12	23	74.2	13.3	12.5
Tscheybach	16.5 (0.0)	2.420	1799	8.5	8	6	13	77.7	22.3	-
Radurschlbach	24.5 (2.4)	2.590	1790	6.3	5	9	18	79.4	20.6	-
Pitzbach	26.8 (59.5)	2.850	1811	7.9	8	72	19	-	22.8	77.2
Taschachbach	60.6 (29.5)	2.760	1800	13.0	7	5	17	36.1	20.8	43.1
Kanzingbach	22.0 (0.0)	1.950	ca. 730	7.8	2-5	25	23	51	49	-
Schwarzach	320.0 (2.5)	2.250	ca. 900	39	2-5	3	6	76	24	-
Ködnitzbach	28.4 (ca. 5.0)	2.430	ca. 1400	8.1	2-5	7	21	49	51	-
Dürrache	55.0 (0.0)	1.350	ca. 950	6.3	1	3	16	87	13	-

TAB. 3: KENNWERTE DER EINZUGSGEBIETE DER IN TABELLE 2 AUSGEWERTETEN GESCHIEBEMESSSTELLEN

Von den größtenteils 16 Jahre umfassenden Messungen sind in Tabelle 2 die jährlichen Geschiebefrachten in m^3/km^2 angeführt, die in den Zentralalpen erstaunlich niedere langjährige Mittelwerte von 9 bis 71 m^3/km^2 ergeben, während die größten Jahresfrachten der einzelnen Bäche zwischen 37 und 190 m^3/km^2 liegen. Um eine Zehnerpotenz größer ist die Geschiebeführung der Dürrache in den Nordtiroler Kalkalpen, wo die jährliche Geschiebefracht im Mittel 330 m^3/km^2 und max. 1020 m^3/km^2 betrug. Während der normale Geschiebeanfall in den Zentralalpen überraschend klein ist, können in einzelnen Fällen unter nur selten auftretenden Bedingungen wie z.B. bei plötzlichen Murausbrüchen infolge extremer örtlicher Niederschlagsereignisse Sedimentmengen von 10.000 m^3/km^2 bis 100.000 m^3/km^2 in kurzer Zeit verfrachtet werden /Lauffer 1975/.

Bei den meisten angeführten Meßstellen wurden auch langjährige Schwebstoffmessungen durchgeführt und durch einige veröffentlichte Angaben für ähnliche Gebirgsbäche und nahe gelegene Gebirgsflüsse ergänzt. In Tabelle 4 sind die mittleren Jahresfrachten in t/km^2 getrennt für Geschiebe (G) und Schwebstoff (S) sowie für den gesamten Sedimentanfall (G + S) ausgewiesen, wobei die Gewässer nach dem vorherrschenden geologischen Aufbau der Einzugsgebiete in folgende Gruppen unterteilt wurden:

- A) Karbonate und feste Sedimentgesteine (Kalk, Dolomit)
- B) Feste Ergußgesteine und feste Metamorphite
- C) Weiche Metamorphite und weiche Sedimente.

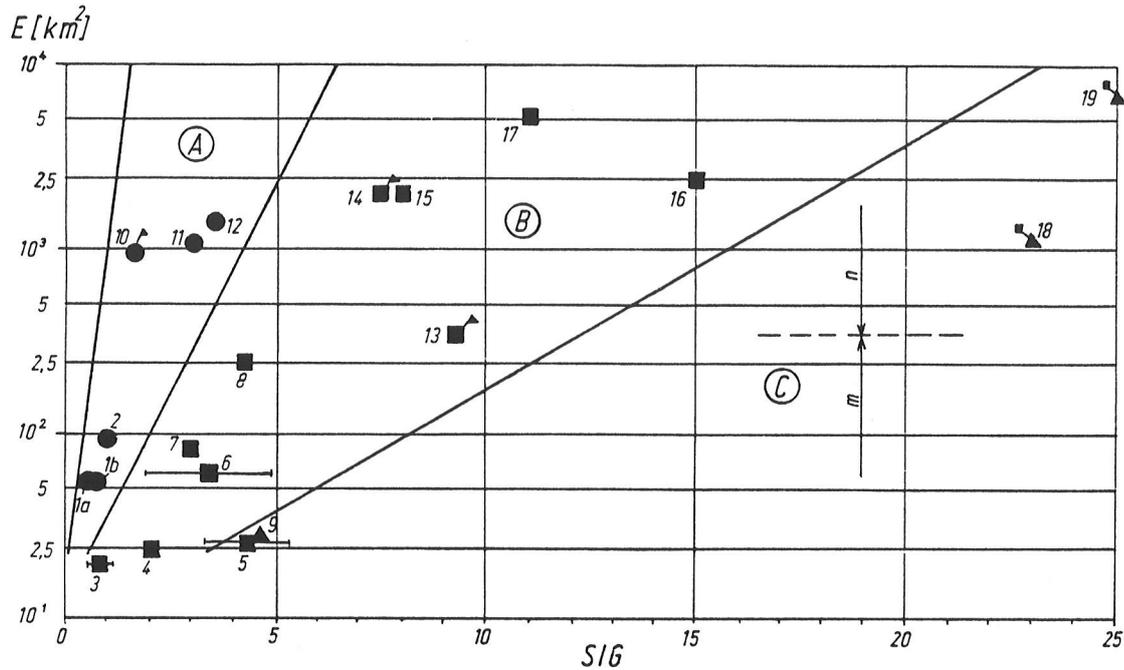
In Abb. 5 ist das Gewichtsverhältnis S/G in Abhängigkeit vom Einzugsgebiet dargestellt, was einerseits den mit größerem Einzugsgebiet zunehmenden Schwebstoffanteil und andererseits den großen Einfluß der Geologie zeigt. Während Schwebstoff und Geschiebe in den Kalkalpen bis 100 km^2 ungefähr gleichrangig sind, ist in den Zentralalpen besonders bei weichen Gesteinsarten die Schwebstofffracht meist wesentlich größer als der Geschiebeanfall.

Obwohl die ausgewerteten Beobachtungen noch lückenhaft sind und durch weitere Daten ergänzt werden sollten, dürften sie bei vergleichbaren Bächen eine grobe Abschätzung der Geschiebefracht auf Grund der leichter durchführbaren Schwebstoffmessungen ermöglichen, wobei mit Hilfe der Abb. 5 unter Berücksichtigung der Geologie des Einzugsgebietes für das Verhältnis S/G eine Annahme getroffen werden muß.

Bei der Abschätzung der Gebirgsabtragung dürfen die im Wasser gelösten anorganischen Stoffe nicht vernachlässigt werden, die nach vorläufigen Ermittlungen in den Zentralalpen mit 10 bis 40 % am gesamten Massentransport beteiligt sein können /Sommer 1980/.

4) Die Kornverteilung des laufenden Geschiebes und der Ablagerungen im Bachbett

Durch Probeentnahme in den zur Geschiebemessung herangezogenen Entsandern und Geschiebesperren wurde bei den durchwegs in den Zentralalpen liegenden Meßstellen Nr. 3, 5, 6 und 9 der Tabelle 4 die Kornverteilung des nachweisbar kurz vorher zur Ablagerung gekommenen Geschiebes erhoben.



LEGENDE:

- 1,2.....19 LFD. NR. DER GESCHIEBEMESSSTELLEN GEM. TAB. 4
- | | | |
|---------------------------------|---|---|
| GEOLOGIE DES
EINZUGSGEBIETES | { | A KARBONATE UND FESTE SEDIMENTE (KALK, DOLOMIT) |
| | | B FESTE ERGUSSGESTEINE UND FESTE METAMORPHITE |
| | | C WEICHE METAMORPHITE UND WEICHE SEDIMENTE |
- m BEREICH DER GEBIRGSBÄCHE
n BEREICH DER GEBIRGSFLÜSSE

ABB. 5: GEWICHTSVERHÄLTNISS S/G DER MITTLEREN JAHRESFRACHT VON SCHWEBSTOFF (S) UND GESCHIEBE (G) IN ABHÄNGIGKEIT DER GRÖSSE (E IN km^2) UND DEM GEOLOGISCHEN AUFBAU DES EINZUGSGEBIETES FÜR EINIGE GEBIRGSBÄCHE UND FLÜSSE DER ÖSTALPEN

Die 20 ausgewerteten Geschiebeprouben weisen eine im Vergleich zum sichtbaren Bachbettmaterial überraschend feinkörnige Zusammensetzung auf, die Sieblinien liegen in dem in Abb. 6 markierten Bereich (1), der etwa bis zur Grenzlinie e_1 reicht, die $d_{30} = 6 \text{ mm}$, $d_{50} = 16 \text{ mm}$, $d_{90} = 70 \text{ mm}$ verbindet. Das so erfaßte, tatsächlich transportierte Geschiebe wird als

laufendes Geschiebe

bezeichnet, das schon nach dem optischen Eindruck eine ganz andere Zusammensetzung aufweist wie das Bachbettmaterial, das normal nicht bewegt wird.

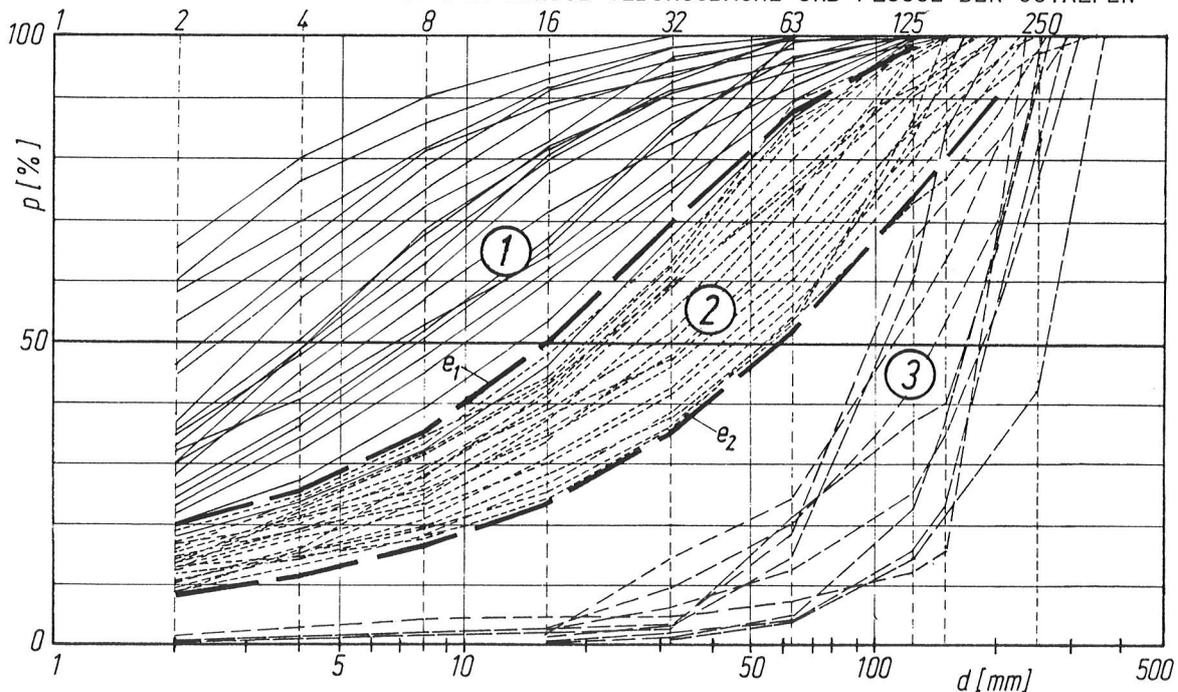
Zur Untersuchung des Bachbettmaterials wurden u.a. auch nahe den übrigen Meßstellen liegende Flachstrecken der untersuchten Bäche mit einem Gefälle bis etwa 5 % (Abb. 7) herangezogen, wo am ehesten die Ausbildung des Bachbettes auf eigenen Ablagerungen angenommen werden konnte. Bei der Probeentnahme wurde sorgfältig

Gewässer	Meßstelle 1)	Ifd. Nr.	Geologie d. Einzugsgeb. 2)	E (km ²)	Beobacht. zeitraum	3) Mitt. jähr. Spender (t/km ² .Jahr)			Gewicht- verhält. S : G	Literatur, Anmerkung	
						G	S	G+S			
Bäche	Dürrache	III Bächental	1 a	(A) 55	1951-60	+) 425 a)	x) 248 d)	673	0,5	N.Sommer, Interpraevent 75, Bd.1, TIWAG TIWAG-Messungen	
	Weißbach	II Tegernsee	1 b	(A) 55	1976-78	+) 1138 a)	x) 777 d) e)	1815	0,75		
	Arzino	I	2	A	95	1955-65	63 a)	63 d)	126	1	K.R.Nippes, Interpraevent 1975, Bd. 1 U.Pulselli, Interpraevent 1975, Bd. 1
	Kanzingbach	V Geschiebe- sperre	3	B	22	1976-78	+) 46 a)	41 e) d)	87	0,9	TIWAG-Messungen
	Radurschbach	IV WF. KtW	4	B	24,5	1976	+) 1,3 c)	x) 2,4 e) f)	3,7	2	TIWAG-Messungen
	Pitzbach	IV WF. KtW	5	B	26,8	1975-78	+) 90 c)	x) 385 e) f)	475	4,3	TIWAG-Messungen
	Taschachbach	III, IV, WF. KtW	6	B	60,6	1975-78	+) 83 c)	x) 282 d) e)	365	3,4	TIWAG-Messungen
	Fischbach	V Geschiebe- sperre	7	B	82	1968	110 a)	330	440	3	E.Leys, Interpraevent 1971, Band 4
	Melach	V Kematen	8	B	245	1978	+) ca. 40 a)	168 e)	208	4,2	TIWAG-Messungen
Ködnitzbach	V Geschiebe- sperre	9	C	28,4	1977-78	+) 32 a)	x) 147 d) e)	179	4,6	TIWAG-Messungen	
Flüsse	Saalach	III Reichenhall	10	A(C)	940	1913-18	+) 156 a)	329 d) e)	485	2,1	Ertl, Die Wasserwirtschaft 1939
	Isar	III Sylvenst.Sp	11	A	1138	1959-63	+) 34 a)	x) 105 d)	139	3	Bauer/Burz, Die Wasserwirt.1968, H.4
	Lech	III Forggensee	12	A	1423	1954-59	+) 85 a)	x) 305 d)	390	3,6	Bauer/Burz, Die Wasserwirt.1968, H.4
	Gail	I Mauthen	13	B(C)	349	1952-61	+) 29,4 b)	274 e)	303	9,3	Baumhackl, öZE 1975
	Drau	I Oberdraub.	14	B(C)	2112	1952-61	+) 29,5 b)	220 e)	250	7,5	Baumhackl, öZE 1975
	Enns	I Liezen	15	B	2113	1952-56	+) 13,6 b)	107 e)	121	8	H.Moosbrugger, Toronto 1957
	Inn	I Prutz	16	B	2464	1953-58	+) 10,4 b)	157 e)	167	15	H.Moosbrugger, TIWAG-Messungen
	Inn	I Nagerbach	17	B	5119	1953-58	+) 13,7 b)	147 e)	161	11	H.Moosbrugger, TIWAG-Messungen
	Gail	I Gailitz	18	C(B)	1237	1952-61	+) 9,4 b)	215 e)	225	23	Baumhackl, öZE 1975
	Drau	I Rosegg	19	C(B)	7057	1952-61	+) 7,4 b)	184 e)	191	25	Baumhackl, öZE 1975

Legende:

- | | | | |
|-----------------------|---|---------------------------------------|--|
| 1) Art der Meßstelle: | 2) Geologie des Einzugsgebietes: | 3) Feststoffanfall | S Schwebstoffe |
| I Pegel | A vorw. Karbonate und feste Sedimente | G Geschiebe | d) Stauraumverlandung, |
| II natürl. See | B vorw. festes Ergußgestein u. feste Metamorphite | a) Stauraumverlandung, entsp.d.Fracht | entsp.bei großen |
| III Stausee | C vorw. weiche Metamorphite und weiche Sedimente | b) Fangkorbmessungen | Stauseen der Fracht |
| IV Entsauder | | c) Entsauderablagerung ohne S-Anteil | e) Probenentnahmen |
| V Geschiebesperre | | +) $\xi = 1,8 \text{ t/m}^3$ | f) S-Anteil der Ent-
sauderablagerung |
| | | | x) $\xi = 1,35 \text{ t/m}^3$ |

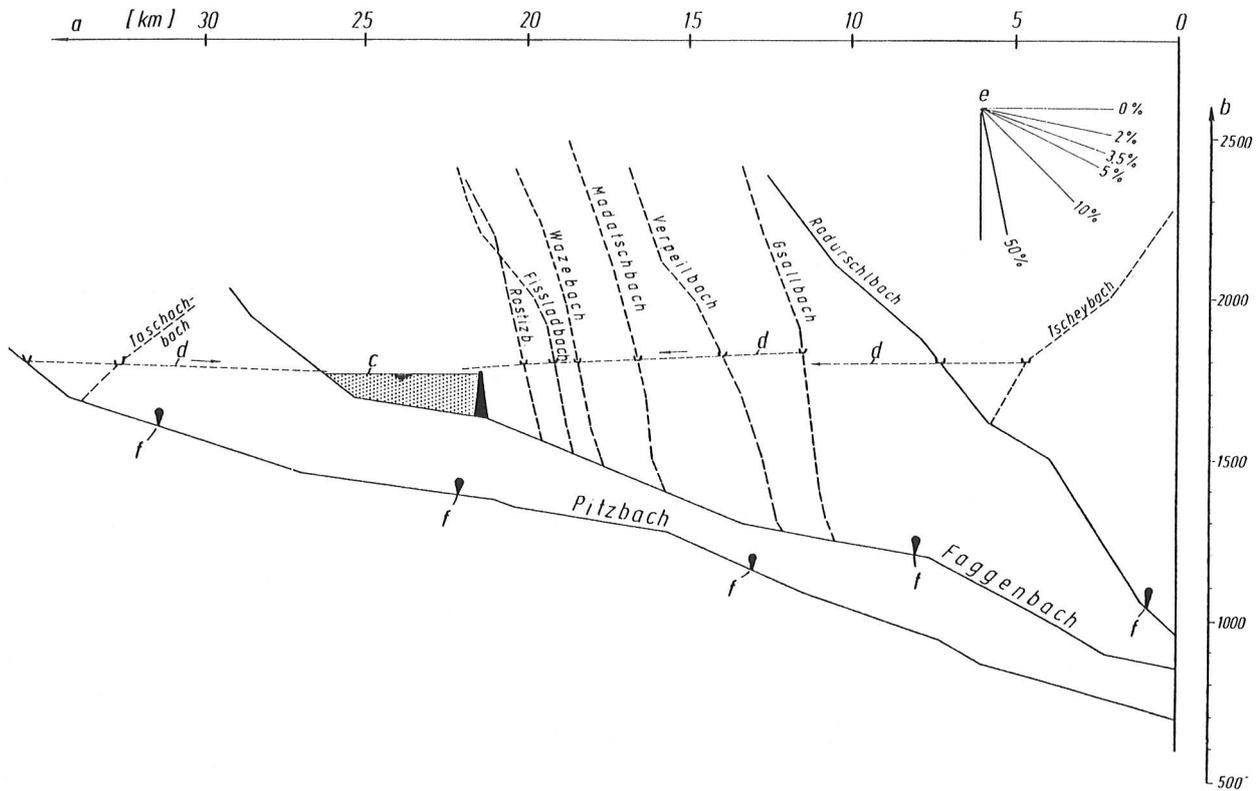
TAB. 4: MITTLERE JAHRESFRACHTEN VON GESCHIEBE (G), SCHWEBSTOFF (S) UND GESAMTER SEDIMENTANFALL (G+S) FÜR EINIGE GEBIRGSBÄCHE UND FLÜSSE DER OSTALPEN



- LEGENDE: p SIEBDURCHGANG IN GEWICHTSPROZENTEN
d KORNDURCHMESSER IN MM
1 LAUFENDES GESCHIEBE
2 GRUNDMATERIAL DES BACHBETTES
3 DECKSCHICHT DES BACHBETTES
e₁, e₂ GRENZLINIEN FÜR GRUNDMATERIAL

ABB. 6: GESCHIEBESIEBLINIEN VON GEBIRGSBÄCHEN IN DEN OSTALPEN

darauf geachtet, daß die immer sehr deutlich erkennbare
 Deckschicht oder Abpflasterung
 getrennt von dem darunter liegenden
 Grundmaterial des Bachbettes
 erfaßt wurde.



LEGENDE :

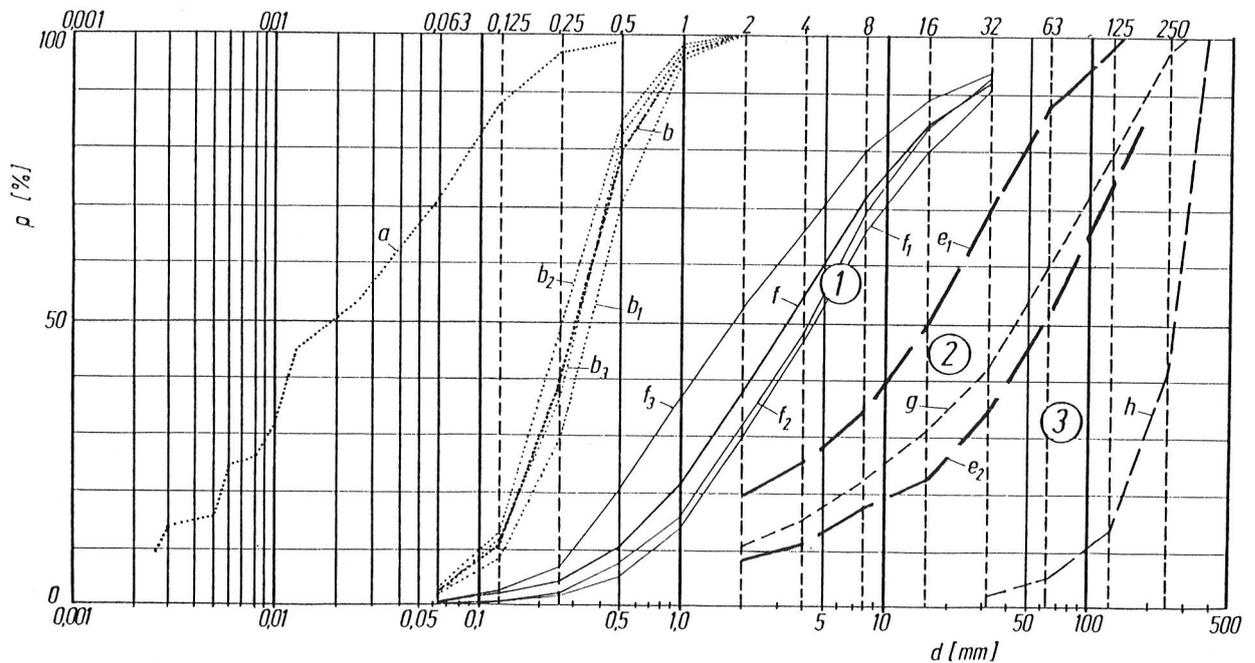
- a STATIONIERUNG (KM AB MÜNDUNG IN DEN INN)
- b MEERESHÖHE IN M Ü. D. M.
- c SPEICHER GEPATSCH
- d ÜBERLEITUNGSSTOLLEN
- e GEFÄLLSMASSTAB IN %
- f SCHREIBPEGEL

ABB. 7: SCHEMATISCHER LÄNGENSCHNITT DER BÄCHE DES KAUNERTALKRAFTWERKES (LAGEPLAN SIEHE ABB. 1)

Die Kornverteilung von den 19 aus dem Grundmaterial verschiedener Bäche stammenden Proben war durchwegs größer als das laufende Geschiebe, wobei die Sieblinien im Bereich (2) der Abb. 6 liegen. Dieser reicht etwa bis zur Grenzlinie e_2 ($d_{30} = 25 \text{ mm}$, $d_{50} = 60 \text{ mm}$, $d_{90} = 200 \text{ mm}$). Noch größer war die Kornverteilung der 10 Deckschichtproben, die in den Bereich (3) fallen.

In Abb. 8 sind die am Pitzbach erhobenen Kornverteilungen für Deckschicht, Grundmaterial und laufendes Geschiebe dargestellt. Zusätzlich wurden auch Sieblinien für Schwebstoff eingetragen, wobei die Schwebstoffablagerungen im Entsender (Siebliniengruppe b) und der im abgeleiteten Wasser verbliebene Schwebstoff (Sieblinie a) gesondert ausgewertet wurden.

Wie aus Abb. 6 und 8 hervorgeht, war das laufende Geschiebe bei den untersuchten Geschiebeprobe, die beim Pitzbach etwa bis zum 2-jährigen Hochwasser reichen, immer wesentlich feinkörniger, als das Grundmaterial und noch viel feinkörniger als die sichtbare Deckschicht.



- LEGENDE:**
- p SIEBDURCHGANG IN GEWICHTSPROZENTEN
 - d KORNDURCHMESSER IN MM
 - a SCHWEBSTOFFE JAHRESMITTEL 1976 AUS ABGELEITETEM WASSER
 - b_1, b_2, b_3 SCHWEBSTOFFPROBEN UNTERHALB PROFIL III AUS ENTSANDERABLAGERUNG, VERGLEICHE 1, 2 UND 3 DER ABB. 3
 - b MITTEL AUS b_1, b_2 UND b_3
 - f_1, f_2, f_3 LAUFENDES GESCHIEBE OBERHALB PROFIL III AUS ENTSANDERABLAGERUNGEN, VERGLEICHE 1, 2 UND 3 DER ABB. 3
 - f MITTEL AUS f_1, f_2 UND f_3
 - e_1, e_2 GRENZLINIEN FÜR BEREICH 2 GEM. ABB. 6
 - g GESCHIEBE GRUNDMATERIAL, UNTERHALB WF BEI SOHLGEFÄLLE $J = 5,5\%$
 - h GESCHIEBE DECKSCHICHT, UNTERHALB WF BEI SOHLGEFÄLLE $J = 5,5\%$

ABB. 8: SIEBLINIEN VON GESCHIEBE UND SCHWEBSTOFF DES PITZBACHES (LFD.NR. 5 IN TAB. 4)

Der große Unterschied zwischen dem feinkörnigen laufenden Geschiebe und der groben Deckschicht ist aus den beiden Lichtbildern (Abb. 10) des Taschachbaches unterhalb der Wasserfassung gut erkennbar. Abb. 10a zeigt den normalen Zustand des Bachbettes mit deutlich ausgeprägter Deckschicht; Abb. 10b die gleiche Stelle nach einer der in längeren Abständen durchgeführten Spülung des im Stauraum angesammelten laufenden Geschiebes (500 bis 1000 m³), wovon ein Teil vorübergehend im Bachbett liegen geblieben ist. Nach den bereits 16-jährigen Erfahrungen haben die Spülungen und die nicht abgeleiteten Hochwässer bisher immer ausgereicht, um derartige Ablagerungen nach kurzer Zeit abzutragen und die Deckschicht durchgehend freizulegen.

Bei den übrigen Bachfassungen mit automatischer Entsanderspülung, die häufiger, dafür wesentlich kleinere Geschiebemengen abführen, konnten unterhalb keine nennenswerten Ablagerungen des laufenden Geschiebes gefunden werden.

5) Auswertung des laufenden Geschiebetriebes und Abschätzung des Transportvermögens

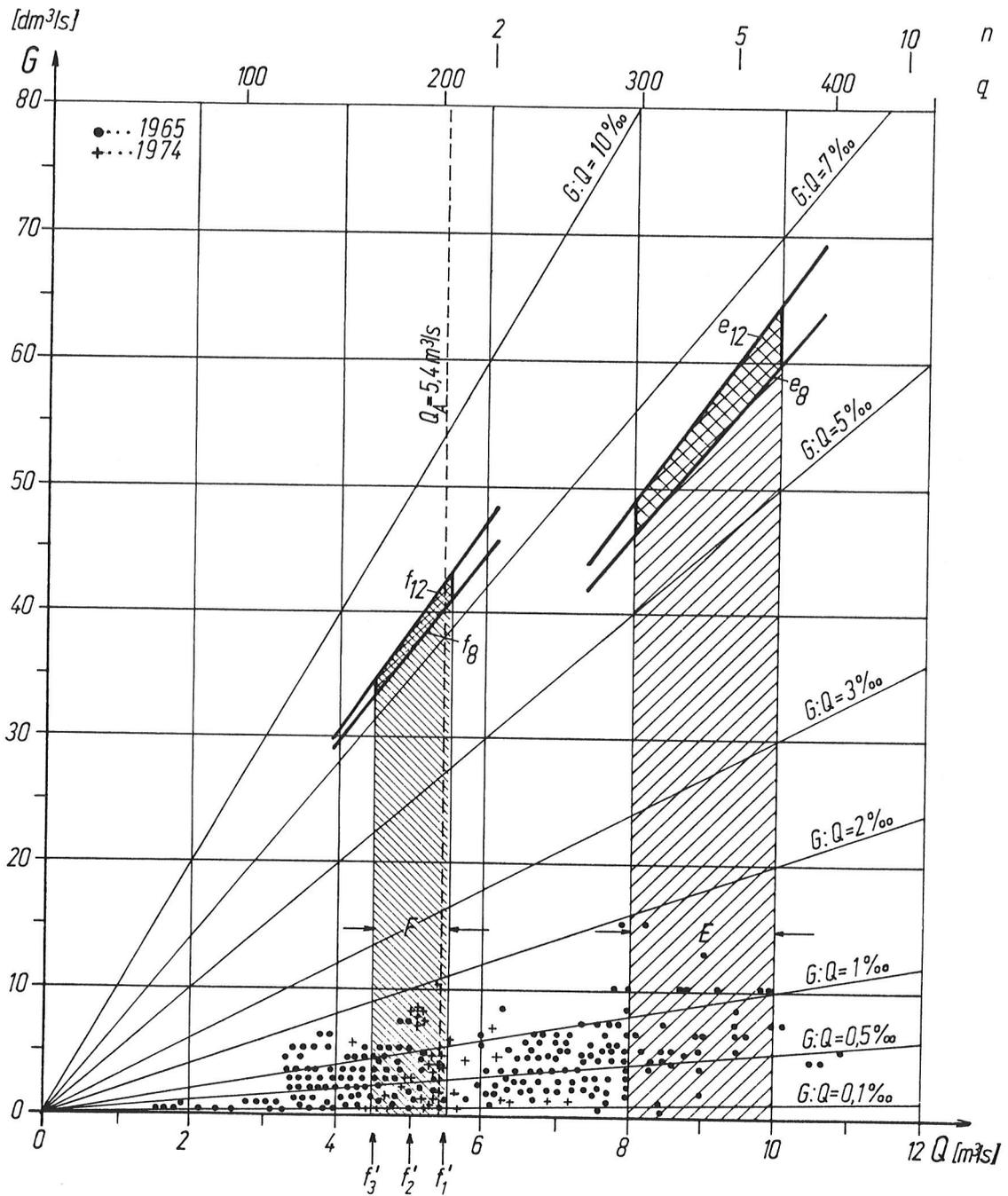
Bereits der Vergleich der monatlichen Geschiebefrachten mit den monatlichen Abflüssen /Tschada 1975/ hat gezeigt, daß bei den untersuchten Bächen kein erkennbarer Zusammenhang zwischen Geschiebeführung und Abfluß besteht. Auf Grund dieser Beobachtung und der vom Bachbettgrundmaterial stark abweichenden Kornverteilung des laufenden Geschiebes war anzunehmen, daß sich diese Bäche im Zustand der latenten Erosion befinden. Nach Müller (1955) trifft dies zu, wenn Erosionsstrecken eine natürlich abgeplattete Sohle aufweisen, so daß trotz Überschuß an Transportvermögen nicht weiter erodiert wird und das zugeführte Geschiebe über der groben Sohle abläuft, ohne diese anzugreifen. Da bei den Bachfassungen mit automatischer Entsanderspülung System TIWAG der Geschiebetrieb laufend ermittelt werden kann, wurde versucht, den gemessenen Geschiebetrieb mit dem nach einer Geschiebeformel ermittelten Geschiebetransportvermögen zu vergleichen.

Dieser Vergleich war nur für den Pitzbach durchführbar, der als einziger in der Nähe der als Geschiebemeßstelle dienenden Bachfassung, und zwar vor dem Zusammenfluß mit dem Taschachbach eine flachere Strecke mit rd. 3,5 % Sohlgefälle aufweist. Das bei größeren Zuflüssen über die untere Wehrschwelle abgeführte Überlaufwasser wurde durch einen zweiten Pegelschreiber registriert. Ausgewertet wurde das besonders geschiebereiche Jahr 1965 mit 402 Entsanderspülungen und einer spezifischen Jahresfracht von 190 m³/km² und Jahr sowie das Jahr 1974 mit nur 78 Spülungen und 36 m³/km² und Jahr.

Die Auftragung des gemessenen Geschiebetriebes G (dm³/s) über den Abfluß Q (m³/s) in Abb. 9 zeigt eine regellose Verteilung der Meßwerte, da der Geschiebetrieb bei gleicher Wasserführung um den Faktor 10 bis 20 variiert. Unter 3 m³/s entsprechend dem 1,5 fachen mittleren Sommerabfluß hört der Geschiebetransport praktisch auf.

Der Berechnung nach Meyer-Peter (1949) wurden folgende Parameter zugrundegelegt:

- 1) Trapezprofil mit 1:1 Böschungen und
8 m bzw. 12 m Sohlbreite
- 2) Sohlgefälle 3,5 % (0,035)
- 3) Rauigkeitsbeiwerte nach Strickler
für die Ufer $k_w = 25$



LEGENDE:

- G GESCHIEBETRIB IN DM^3/S
- Q ABFLUSS IN M^3/S
- Q_d AUSBAUWASSERMENGE IN M^3/S
- q ABFLUSS IN $M^3/S \cdot KM^2$
- F BEREICH DER ABFLÜSSE, FÜR WELCHEN DIE SIEBLINIEN f_1, f_2 UND f_3 DES LAUFENDEN GESCHIEBES (SH. ABB. 8) ERMITTELT WURDEN
- n JÄHRLICHKEIT DES HOCHWASSERS

- E BEREICH DER ABFLÜSSE, FÜR WELCHEN e_1 (SH. ABB. 8) ALS KORNERTEILUNG ANGENOMMEN WURDE
- f_8 GESCHIEBETRANSPORTVERMÖGEN NACH MEYER-PETER F. SIEBLINIEN f GEM. ABB. 8, $J=3,5\%$ UND SOHLBREITE 8 M
- f_{12} WIE FÜR f_8 , JEDOCH FÜR SOHLBREITE 12M
- e_8 WIE FÜR f_8 , JEDOCH FÜR SIEBLINIE e_1 GEM. ABB. 8
- e_{12} WIE FÜR e_8 , JEDOCH FÜR SOHLBREITE 12M

ABB. 9: GEMESSENE GESCHIEBEFÜHRUNG DES PITZBACHES 1965 (402 MESSUNGEN) UND 1974 (78 MESSUNGEN) SOWIE GERECHNETES GESCHIEBETRANSPORTVERMÖGEN NACH MEYER-PETER (1949)

für das Geschiebe	$k_r = 26 \times d_{90}^{-1/6}$
für die Sohle	$k_s = 0,75 k_r$

Untersucht wurden die beiden Bereiche F und E, die in Abb. 9 gekennzeichnet sind.

Bereich F umfaßt $Q = 4,5$ bis $5,5$ m³/s, wofür die für das laufende Geschiebe des Pitzbaches erhobenen Sieblinien f_1 , f_2 und f_3 gelten, die in Abb. 8 dargestellt sind und als Mittel die Sieblinie f mit $d_m = 12$ mm und $d_{90} = 30$ mm ergeben. Der nach Meyer-Peter gerechnete Geschiebetrieb entspricht dann für 8 m Sohlbreite der Linie f_8 in Abb. 9 und für 12 m Sohlbreite der Linie f_{12} , die sich nur wenig unterscheiden. Das so ermittelte Geschiebetransportvermögen übertrifft den Mittelwert der in diesen Bereich fallenden Meßpunkte etwa um das 10-fache und den größten dort beobachteten Geschiebetrieb etwa um das 4-fache.

Bereich E umfaßt $Q = 8$ bis 10 m³/s, für den bekannt ist, daß der Kornanteil über 150 mm kleiner als 2 % ist. Es wurde daher von der vorsichtigen Annahme ausgegangen, daß die Kornverteilung des laufenden Geschiebes der Grenzlinie e_1 zwischen den Bereichen 1 und 2 der Abb. 8 entspricht mit $d_m = 30$ mm, $d_{90} = 70$ mm. Das hierfür errechnete Geschiebetransportvermögen gemäß Linie e_8 und e_{12} der Abb. 9 übertrifft wieder das Mittel der Meßwerte um mehr als das 10-fache.

6) Schlußfolgerungen hinsichtlich des Geschieberegimes der untersuchten Gebirgsbäche und der Auswirkung von Talsperren und Wasserableitungen

Der vorstehend geführte Nachweis, daß der tatsächliche Geschiebetransport bedeutend kleiner ist als das Transportvermögen, ist auch von der Methode her ein Einzelfall, der nicht verallgemeinert werden kann. Die untersuchten Gebirgsbäche zeigen jedoch trotz sehr unterschiedlicher Einzugsgebiete in folgender Hinsicht ein sehr einheitliches Verhalten:

- 1) Der gemessene Geschiebetransport ist für Abflüsse, die zumindest bis zum 5-jährigen Hochwasser reichen, verhältnismäßig klein und zeigt keine geregelte Abhängigkeit vom Abfluß.
- 2) Das tatsächlich transportierte, laufende Geschiebe ist nach den bisherigen Beobachtungen bedeutend feinkörniger als das Grundmaterial unter dem Bachbett, dessen Sohle aus einer noch gröberen Deckschicht (Abpflasterung) besteht.
- 3) Wesentliche Veränderungen des Bachbettes treten - wenn überhaupt - nur bei großen Hochwässern oder als Folge von außergewöhnlichen Murgängen, Rutschungen und Felsstürzen auf.

Sofern und solange diese Voraussetzungen zutreffen, kann mit großer Wahrscheinlichkeit angenommen werden, daß sich die betreffenden Bachstrecken im

Zustand der latenten Erosion

befinden, bei dem der Geschiebetransport kleiner ist als das Transportvermögen des Bachbettes und nicht direkt vom Abfluß abhängt, sondern der jeweiligen Geschiebe-

zufuhr entspricht. Diese wird in der Natur je nach den örtlichen Verhältnissen mehr oder weniger von den gleichen Faktoren (Niederschlag, Temperatur, Schnee- und Gletscherschmelze) beeinflusst wie der Abfluß, weshalb es zwischen Geschiebeführung und Abfluß im Einzelfall eine lose Korrelation geben kann, aber keinen physikalisch begründeten Zusammenhang.

Bachstrecken in latenter Erosion befinden sich, solange kein größeres Hochwasser auftritt, in einem stationären Zustand, ohne daß jedoch der Zustand der Geschiebesättigung (Beharrungszustand) vorliegt, bei dem Geschiebetrieb und Transportvermögen im Gleichgewicht sind, wie dies bei Geschieberechnungen meist stillschweigend vorausgesetzt wird. Bei Bächen in latenter Erosion wird das im Bachbett sichtbare grobe Material der Deckschicht normal nicht bewegt, während das normal bewegte, laufende Geschiebe nicht zur Ablagerung kommt und daher im Bachbett nicht sichtbar ist.

Es ist in der Natur schwer feststellbar, ob bei den meist nur kurz dauernden, größeren Hochwässern die Kornverteilung des laufenden Geschiebes mit dem Grundmaterial des Bachbettes übereinstimmt. Bei künstlich in fließendem Wasser herbeigeführten Geschiebeablagerungen hat sich nämlich gezeigt, daß die Ablagerungen im allgemeinen gröber sind als das laufende Geschiebe, weil die feineren Fraktionen ausgewaschen werden. Bei den Gebirgsbächen ist andererseits nicht auszuschließen, daß die groben Bestandteile der Grundschicht zumindest teilweise auf Gletscherückstände, Muren und Felsstürze zurückgehen und gar nicht von dem laufenden Geschiebe herrühren, weshalb auch bei größeren Hochwässern die bei Geschieberechnungen vorausgesetzte Sättigung nicht unbedingt zutreffen muß.

Im Zustand der latenten Erosion sind die Gewässer weniger anfällig gegen äußere Eingriffe als im Beharrungs- und Sättigungszustand, weil die natürlichen Abfluß- und Geschiebeverhältnisse in mehr oder weniger weiten Grenzen verändert werden können, ohne das Gesamtregime zu beeinträchtigen, was bei Wasserableitungen seit langem berücksichtigt wird /Müller 1955, Scheuerlein 1979/.

Bei den von den alpinen Speicherkraftwerken ausgenützten Gebirgsbächen ist daher in der Regel nicht zu befürchten, daß durch Talsperren und Bachableitungen plötzlich für die Umwelt ungünstige Veränderungen verursacht werden, die - wenn überhaupt - sich nur langsam entwickeln können. Ausgleichs- und Abhilfemaßnahmen gegen befürchtete, aber nicht sicher voraussehbare Beeinträchtigungen können daher ohne großes Risiko so lange zurückgestellt werden, bis auf Grund längerer Betriebserfahrungen Tendenz und Ausmaß der ausgelösten Veränderungen besser erfaßt werden kann als im Projektstadium, wenn meist keine zuverlässigen Unterlagen über die Geschiebeführung vorliegen.

Unterhalb von Jahresspeichern heben sich die Auswirkungen ohnehin z.T. auf, weil der Wasserentzug eher Auflandungen und der Geschieberückhalt eher Eintiefung verursacht. Unterhalb von Bachfassungen, die kein Geschiebe zurückhalten, können durch den Wasserentzug besonders bei längerem Ausbleiben von Hochwässern u.U. Anlandungen des feinkörnigen laufenden Geschiebes vorkommen, die jedoch infolge des im allgemeinen nur kleinen Geschiebeanfalles massenmäßig begrenzt sind. Wegen der guten Erkennbarkeit (Abb. 10) können derartige Ablagerungen leicht kontrolliert und falls notwendig durch Wasserabgaben abgespült oder durch Räumung beseitigt werden, wie dies bei den vielen in den Alpentälern zum Schutz von Siedlungen und Verkehrswegen errichteten Geschiebeauffangbecken regelmäßig durchgeführt wird.

Bei sorgfältiger Überwachung kann sicher vermieden werden, daß bei größeren Hochwasserereignissen, die im übrigen durch Bachfassungen nicht nennenswert und durch Speicher vorwiegend günstig beeinflußt werden, durch die plötzliche Abfuhr größerer Mengen von vorübergehend abgelagertem Geschiebe zusätzliche Schäden und Gefährdungen auftreten.

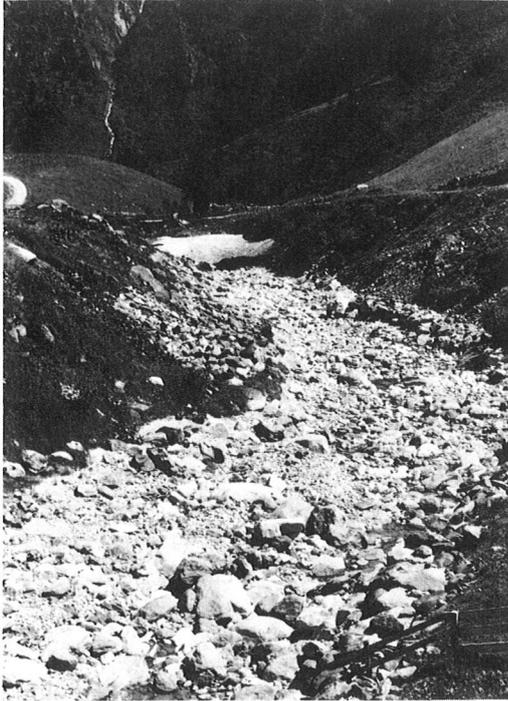


ABBILDUNG 10 a



ABBILDUNG 10 b

- a) VOR EINER STAUHAUMSPÜLUNG
- b) NACH EINER STAUHAUMSPÜLUNG MIT ABLAGERUNG VON
VORÜBERGEHEND IM STAUHAUM ZURÜCKGEHALTENEN LAUFENDEN
GESCHIEBES (NACH SOMMER 1979)

ABB. 10: LICHTBILDER DES TASCHACHBACHES UNTERHALB DER WASSERFASSUNG MIT
ABPFLASTERUNG

Dies wird durch jahrzehntelange Erfahrungen bei den österreichischen Speicherkraftwerken bestätigt, wo bisher keine derartigen Schäden aufgetreten sind und nach Erhebungen in fünf durch Wasserentzug sehr stark beeinflussten Tälern im langjährigen Durchschnitt 24 m³/km² und Jahr geräumt werden mußten, während im Pitztal unterhalb zweier Bachfassungen hauptsächlich durch zahlreiche Murgänge aus Seitenbächen verursacht, i.M. rd. 120 m³/km² und Jahr angefallen sind, die zum größten

Teil auch ohne Kraftwerksauswirkungen hätten beseitigt werden müssen /Laufer 1975/.

Über ähnliche Erfahrungen in Frankreich berichtet BOUVARD 1971, der hinsichtlich der theoretisch zu erwartenden Auflandungen unterhalb von Wasserableitungen folgendes anführt:

"Sur tous les ouvrages de dérivation en service en France, seuls quelques uns, sur al Durance (VENTAVON - LA BRILLANNE) ont manifesté, longtemps après leur mise en service, des phénomènes de cet ordre. Sur la plupart des autres, l'exhaussement à l'aval des prises est limité ou inexistant, et on effectue des chasses dans les retenues sans difficultés particulières".

Dieses günstige Verhalten ist nicht zuletzt darauf zurückzuführen, daß die von den österreichischen Speicherkraftwerken genutzten Bäche, wie vermutlich auch viele andere Gebirgsbäche und -flüsse, sich meist im Zustand der latenten Erosion befinden, was bei Untersuchungen über die Auswirkung von Talsperren und Wasserableitungen mehr als bisher beachtet werden sollte.

7) Zusammenfassung

Die Untersuchungen betreffen den Sedimenttransport in Gebirgsbächen, wie sie von den österreichischen Speicherkraftwerken genutzt werden. Das Einzugsgebiet der untersuchten Bäche liegt vorwiegend unter 30 km² und erreicht maximal rd. 300 km².

Beim 1964 eröffneten Kaunertalkraftwerk werden zehn Bäche mit Einzugsgebieten von 4 bis 60 km² in rd. 1800 m Mh. dem Gepatschspeicher zugeleitet. Von diesen Bachfassungen sind neun als Tiroler Wehr mit anschließendem Entsander gebaut, dessen Spülung automatisch in Abhängigkeit von der Geschiebeablagerung erfolgt, was die laufende Registrierung des Geschiebetransportes ermöglicht. Zusammen mit den ausgewerteten Anlandungen in einigen Staubecken und Geschiebesperren liegen für dreizehn Bäche der Tiroler Zentralalpen meist 16-jährige Meßreihen vor, die einen verhältnismäßig kleinen Geschiebeanfall zeigen. Die mittlere Jahresfracht der einzelnen Bäche liegt zwischen 9 und 71 m³/km² und Jahr, während die größte Jahresfracht 37 bis 190 m³/km² und Jahr erreicht. Bei einem Teil der Meßstellen wurden auch laufend Schwebstoffmessungen durchgeführt und das Verhältnis von Schwebstofffracht zur Geschiebefracht in Abhängigkeit von der Größe und der Geologie der Einzugsgebiete dargestellt, um aus den leichter durchführbaren Schwebstoffmessungen auf die Größenordnung des Geschiebeanfalles schließen zu können.

Die ausgewerteten Sieblinien von zahlreichen Geschiebeproben zeigen übereinstimmend, daß das laufende Geschiebe feinkörniger ist als das Grundmaterial des Bachbettes, das sich deutlich von der viel gröberen Deckschicht unterscheidet.

Die Auswertung der Intensität des laufenden Geschiebes des Pitzbaches ergab eine regellose Streuung der Meßwerte, die für Abflüsse bis nahe dem 5-jährigen Hochwasser Schwankungen der Geschiebekonzentration von 0,1 bis 2 Volums-Promille

aufweisen. Das nach Meyer-Peter gerechnete Geschiebetransportvermögen ist zehnmal größer als die mittleren und viermal größer als das Maximum der zugehörigen Meßwerte.

Die untersuchten Gebirgsbäche befinden sich offensichtlich meist im Zustand der latenten Erosion, bei dem der tatsächliche Geschiebetransport kleiner als das Transportvermögen ist und das zugeführte Geschiebe über der die Sohle bildenden Deckschicht abläuft, ohne diese anzugreifen. Da bei Bächen im Zustand der latenten Erosion Geschiebetransport und Transportvermögen nicht im Gleichgewicht stehen müssen, sind sie weniger empfindlich gegen die von Talsperren und Wasserableitungen verursachten Auswirkungen. Dies wird durch die jahrzehntelangen Erfahrungen bei den österreichischen Speicherkraftwerken bestätigt, die in den beeinflussten Wasserläufen keine unkontrollierbaren Veränderungen verursacht haben.

8) Literaturhinweise

- Bouvard, M. (1971) Deformation des lits alluvionnaires composes de materiaux a granulometie etendue.
14 th IAHR-Congress, Paris, Re. C-7.
- Graf, W.H. (1971) Hydraulics of Sediment Transport.
- Lauffer, H. (1968) Das Kaunertalkraftwerk.
Österreichische Wasserwirtschaft, H. 7/8, Jg. 20.
- Lauffer, H. (1975) Die Auswirkungen der Speicherkraftwerke auf die Umwelt.
Österreichische Wasserwirtschaft, H. 5/6, Jg. 27.
- Lauffer, H. (1977) Die Talsperren und Flußstauwerke Österreichs und der
Wasserkraftausbau.
Österreichische Wasserwirtschaft, H. 9/10, Jg. 29.
- Meyer-Peter, E.,
Müller, R. (1949) Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes.
Schweizerische Bauzeitung, Bd. 67, Nr. 3.
- Müller, R. (1955) Wasserfassungen an geschiebeführenden Flüssen.
Wasser- und Energiewirtschaft Nr. 9-11.
- Reinöbl, K. (1975) Auswirkungen alpiner Speicherkraftwerke auf die Probleme
der Wildbachverbauung.
Interpraevent-Tagung Innsbruck, Bd. 1.
- Schober, W. (1961) Selbsttätige Entkiesungs- und Entsandungsanlagen.
Österreichische Wasserwirtschaft, H. 5/6, Jg. 13.
- Sommer, N. (1975) Langjährige Hochwasser- und Geschiebebeobachtungen im
Einflußbereich des Achenseekraftwerkes.
Interpraevent-Tagung Innsbruck, Bd. 1.
- Sommer, N. (1980) Untersuchungen über die Geschiebe- und Schwebstoffführung
und den Transport von gelösten Stoffen in Gebirgsbächen.
Interpraevent-Tagung Bad Ischl, Bd. 2.
- Tschada, H. (1975) Beobachtungen über die Geschiebefracht von Hochgebirgs-
bächen.
Interpraevent-Tagung Innsbruck, Bd. 1.
- Tschada, H. (1979) Betriebserfahrungen mit den Bachfassungen des Kauner-
talkraftwerkes.
Österreichische Wasserwirtschaft, H. 5/6, Jg. 31.
- Scheuerlein, H. (1979) Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen.
Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Univer-
sität München, Bericht Nr. 41.

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

RÜCKSTAUDÄMME UND FANGDÄMME
DER LAUFKRAFTWERKE AN DER ÖSTERREICHISCHEN DONAU

Dipl.Ing. J. G. Kobilka
Dipl.Ing. H. Grassinger

ZUSAMMENFASSUNG

Die österreichische Donau wird für die Gewinnung elektrischer Energie genutzt und gleichzeitig als internationale Wasserstraße ausgebaut. Dabei wird auch der Hochwasserschutz bedeutend verbessert.

Zur Erreichung dieser Ziele müssen insgesamt 12 Staustufen errichtet werden. Da 7 davon im flachen Augelände neben dem Fluß erbaut werden, benötigen sie Fangdämme in Form von in sich geschlossenen Baugrubenumschließungen, um den Bauplatz vor Hochwasser zu schützen und zur Ermöglichung des Aufstauens von ungefähr 10 - 15 m Höhe kilometerlange, den Flußufern parallel verlaufende Rückstaudämme.

Diese Dämme erreichen Höhen von 5 - 10 m über dem natürlichen Gelände, das aus alluvialen Flußablagerungen mit einer Mächtigkeit von 10 - 15 m gebildet wird. Darunter liegt entweder tertiärer Tonschiefer oder kristallines Grundgebirge, das als technisch dicht bezeichnet werden kann. Die stark durchlässigen Sand-Kies-Schichten der Flußablagerungen müssen jedoch durch geeignete Maßnahmen abgedichtet werden.

Es werden die Gesichtspunkte für die Planung und den Entwurf dieser Dämme ebenso beschrieben, wie die für die Auswahl der Baumaterialien.

Während der Arbeiten müssen die Baustoffe ständig auf ihre Qualität hin überprüft und ihr Einbau in den Damm und in den Untergrund überwacht werden, weil Reparaturen an Dämmen einer ständig in Betrieb stehenden Wasserstraße nach der einmal erfolgten Stauerrichtung nur sehr schwierig durchführbar sind. Diese Bauwerkskontrollen werden daher ebenfalls eingehend geschildert, wobei besonders auf die neueren, radio-metrischen und daher zerstörungsfreien Prüfmethode eingegangen wird.

1. Einleitung

Im Wasserbau gibt es sicher eine Reihe bekannter Methoden den Bau von Fangdämmen oder die Errichtung von Rückstaudämmen bei Laufkraftwerken betreffend. Die intensive Bautätigkeit an der Donau in den abgelaufenen 25 Jahren hat sich dieser vorhandenen Kenntnisse bedient und darüberhinaus interessante Kombinationen und neue Methoden angewendet.

Über die Entwicklung sei im nachfolgenden im Sinne der Chronologie berichtet, wobei sowohl auf die Bauhilfsdämme als auch auf anderweitige Bauwerke dieser Art eingegangen werden soll.

Vorerst sei der österreichische Teil der Donau als Energieträger kurz dargestellt. Die einzelnen Bauvorhaben fußen auf einem Rahmenplan, der von der Österreichischen Donaukraftwerke AG entwickelt wurde. Hierin ist vorgesehen, die ca. 350 km lange Flußstrecke (Rohgefälle 159 m) in 11 aneinandergereihten Kraftstufen auszunutzen. In einem Übersichtsplan ist hier der mögliche Ausbau dargestellt (Abb.1). Als 12.Stufe ist das Grenzkraftwerk Jochenstein im Westen als gemeinsame Anlage zwischen Österreich und Deutschland errichtet worden.

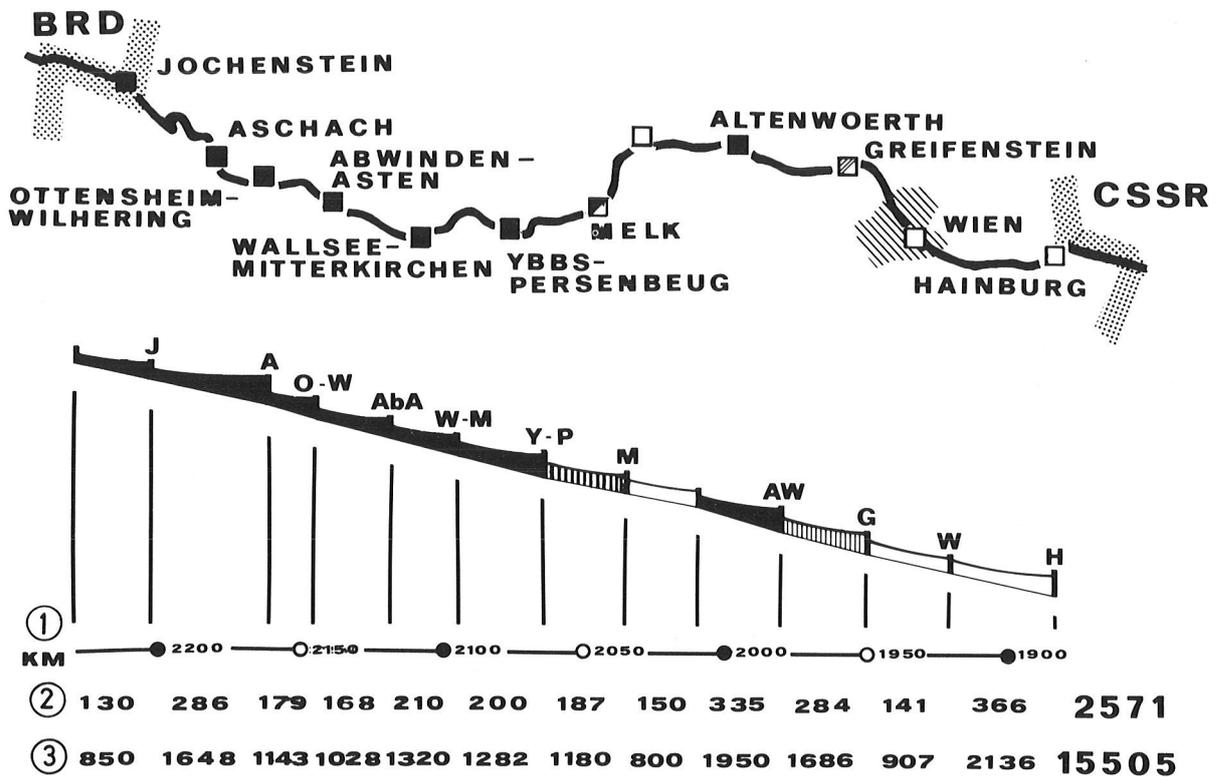


Abb. 1 : Stufenplan der österreichischen Donaukraftwerke AG

- (1) Stromkilometrierung ab Mündung
- (2) Werksleistung in MW
- (3) Regelarbeitsvermögen in 10^6 kWh (GWh)

Das auswertbare Potential dieser Laufkraftwerkskette, welche auch der Schifffahrt dient, beträgt:

Leistung	2.571 MW
Jahresarbeit	15.505 GWh

Von diesen Staustufen wurden seit Beginn der 50-iger Jahre von oben beginnend nachfolgende Anlagen errichtet:

- Jochenstein
- Aschach
- Ottensheim-Wilhering
- Abwinden-Asten
- Wallsee-Mitterkirchen
- Ybbs-Persenbeug
- Altenwörth

Die Bauarbeiten beim Kraftwerk Melk sind so im Programm, daß mit 1.3.1982 die Inbetriebnahme der ersten 3 von 9 Maschinensätzen gegeben ist. Ab dem Bauende von Melk werden folgende Energiemengen aus der Donau der Nutzung zugeführt sein:

Leistung	1.695 MW
Jahresarbeit	10.401 GWh

Daß diese rege Bautätigkeit starke Anforderungen an den Tiefbau stellte, ist verständlich und es soll hier speziell auf den Dammbau eingegangen werden.

2. Entwicklung im laufenden Donauausbau bis zum heutigen Projekt

Hat man bei den Kraftwerken Ybbs-Persenbeug und Jochenstein mit der klassischen Methode von Kreiszellen und Kastenfangdämmen (SFe) gearbeitet, wobei auch die einfache Spundwand als Hilfsfangdamm angewendet wurde, so hat in später Folge auch die Kunststoff-Folie als Dichtungsmaterial Eingang gefunden. Es ist natürlich dabei schon festzuhalten, daß auch die geographische Situation eine derartige Entwicklung sehr gefördert hat. Waren die ersten Anlagen in den Engtalabschnitten mit großem Platzmangel für die Baustellen und die Hauptbauwerke zu errichten, so war dies ab dem Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen, welches als erstes in der Niederung entstand, doch wesentlich anders. Hier hat sich auch der Bauablauf unter Bedachtnahme auf die neue Geländesituation geändert. Die Methode der Teilbaugrube (wie früher) wurde durch eine einzige Großbaugrube abgelöst, wobei die Kraftanlage außerhalb des Flußlaufes errichtet wurde. Bei diesem Bauvorgang wurde die Donau später im Ober- und im Unterwasser in ein neues Bett verlegt und der Kraftanlage zugeleitet. Der alte Donaulauf erhält den Charakter eines Altwassers.

Eine solche Großbaustelle mit einer Einheitsbaugrube wirkt sich natürlich auf die Errichtung des Hauptbauwerkes in vielen Belangen positiv aus. Von diesen mannigfaltigen Vorteilen seien kurz erwähnt:

die Bauzeitverkürzung wegen fehlender Baugrubenfolge,
die hochwasserfreie Baustelle während der gesamten Bauzeit
und damit verbunden der reibungslose Ablauf des Baugeschehens einschl. der Montagen.

Von ganz besonderer Bedeutung ist eine einwandfreie Erschließung der Baustelle für den Bauverkehr.

Die Hauptkriterien erfordern auch Methoden, die einen raschen Baubeginn und Bauablauf ermöglichen und dadurch war ein Umdenken nötig (Tab.1).

T A B E L L E 1

Beim Donauausbau angewandte Dichtungskonstruktionen

S t u f e n	Rückstaudamm		Fangdamm	
	Untergrund	Damm	Untergrund	Damm
in chronologischer Reihenfolge				
Ybbs-Persenbeug	-	ED	SFe	SFe
Aschach	-	-	SFe	SFe
Wallsee-Mitterkirchen	LFe	LFe	SFe	SFe
Ottensheim-Wilhering	LFe SW	AB ED	SFe -	SFe PVC
Altenwörth	SW LFe	AB ED	SW	PVC
Abwinden-Asten	SW	ED	SW	PVC
Melk	SW	ED	SW	PVC
Greifenstein	SW	ED	SW	PVC

Legende: SFe - Schwere Stahlspundbohlen (inkl. Kreiszellen)
 LFe - Leichtspundbohlen
 ED - Erd-Kerndichtung (Einmischdichtung)
 AB - Asphaltbeton-Außendichtung
 SW - Schmalwand (ETF-Verfahren)
 PVC - PVC-Foliendichtung

3. Dammdichtungen an der Wasserseite oder auch im Inneren der Dammkörper sowohl für bleibende Uferdämme als auch für Baugrubenumschließungen

Wesentliche technische Gründe für das Ersetzen der schweren Spundbohlen bei den Fangdämmen im Fluß durch Folien im Dammkörper und Schmalwände im Untergrund waren die großen Schwierigkeiten beim Abtrag der Baugrubenumschließungen, besonders beim Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen. Die bis in den dichten Tonschiefer gerammten Bohlen waren teilweise außerordentlich schwer zu ziehen und verursachten dadurch hohe Kosten und auch Terminprobleme.

Bei den Rückstaudämmen war wohl in erster Linie die Tatsache, daß das Material für eine Kerndichtung, nämlich feiner Sand (Ausand), an der Geländeoberfläche in den Donauauen fast überall reichlich vorhanden ist und letzten Endes aus der Dammaufstandsfläche ohnedies entfernt werden muß, ausschlaggebend dafür, daß man immer mehr zur Anwendung einer Kerndichtung, die an Ort und Stelle durch geeignetes Mischen von Kies und Feinsand gebildet und die daher hierzulande mit dem kurzen, aber treffenden Namen "Einmischdichtung" (ED) bezeichnet wird, übergang und nur in speziellen Fällen, wie z.B. bei den Stufen Wallsee-Mitterkirchen und Altenwörth auf andere Dichtungselemente zurückgegriffen hat.

Im erstgenannten Fall war es die Notwendigkeit, den Dammkörper vorwiegend mit direkt aus dem Fluß gebaggerten feinteilarmen Grobkies zu schütten, im anderen Fall war es die Ersparnis des sonst überall angewendeten Steinwurfes im unteren Teil des Dammes als Böschungssicherung, die vom Asphaltbetonbelag übernommen wurde.

Beim Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen wurden daher weitgehendst kaltverformte Leichtspundbohlen von 40 kg/m² (LFe) Gewicht zum Einsatz gebracht. Diese Bohlen wurden nach ausreichenden Versuchen mittels Rüttler niedergebracht, wobei die nachstehende Konstruktion für die Rückstaudämme besonders vorteilhaft war (Abb.2).

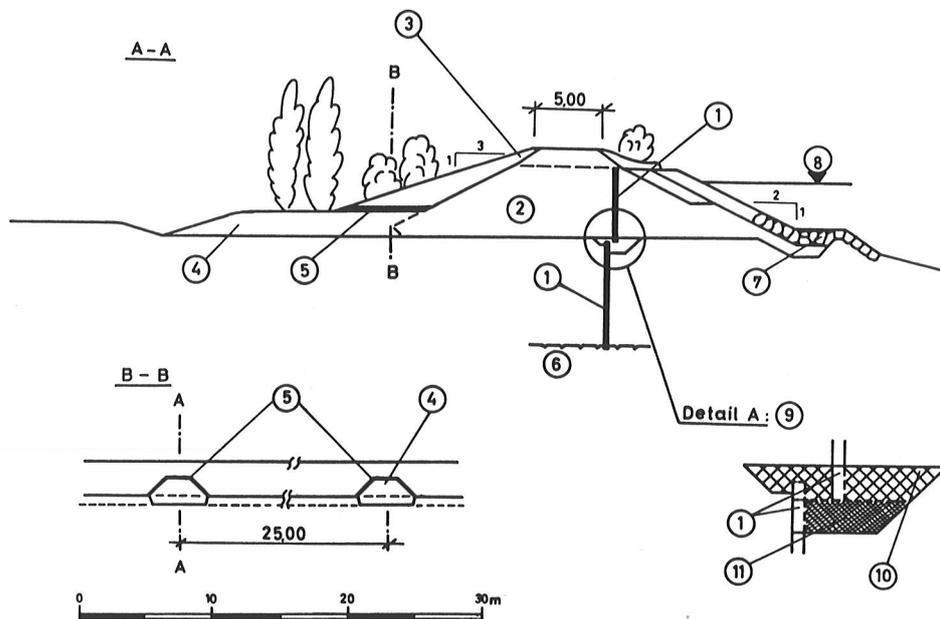


Abb.2 : Donaustufe Wallsee-Mitterkirchen -
Regelquerschnitt der Rückstaudämme

- (1) Leichtspundwand (LFe)
- (2) Kies, verdichtet
- (3) Ausand-Böschung
- (4) Kiesrigole als Drainage
- (5) Plastikfolienabdeckung (PVC)
- (6) Tertiärer Tonschiefer (Schlier)
- (7) Steinwurf
- (8) Stauspiegel (bei Mittelwasserabfluß)
- (9) Asphaltbetonleiste (AB)
- (10) Dichtplastischer AB
- (11) Dichtstabiler AB

Diese Unterteilung der Spundbohlen hatte verschiedene Gründe, von welchen der schwere Kiesuntergrund der ursächlichste war. Im Bereich der Donauniederungen liegt Kies, wie er aus den Alpen antransportiert wurde und dieser ist für die Stauaufgaben in einem Kraftwerk auf weite Strecken abzudichten. Die dabei verwendete Leichtspundwand (Wandstärke $d = 3,5$ mm) konnte unter diesen vorgefundenen Voraussetzungen nur bis max. 8 m Länge verwendet werden, wobei der Fuß auf eine Höhe von 30 cm durch ein Originalbohlenstück verstärkt wurde. Diese max. Höhe reicht jedoch aus, um den dichten Untergrund vom Urgelände aus zu erreichen. Am Kopf dieser Untergrunddichtung wurde in einer besonders vorbereiteten Künette eine sehr plastische Asphaltleiste eingebracht, in die nach vorgenommener Dammschüttung eine weitere Spundwand derselben Qualität und Stärke eingerüttelt wurde. Auf diese Weise entstand eine setzungsunempfindliche Konstruktion (Pendelwand), die auch, wie der Einstau später zeigte, entsprechende Dichte erreichte. Die in einem Abstand von 25 m angeordneten Kiesrigole zur Drainage von allfälligem Sickerwasser waren daher in den meisten Fällen nur Vorsichtsmaßnahmen und ohne Funktion. Von großem Vorteil war noch, daß bei dieser Baumethode eine spezielle Verdichtung der Dammschüttung überflüssig war. Eine derartige Verdichtung geschah teilweise durch den Bauverkehr und im Spundbohlenbereich durch das nachträgliche Einrütteln, andererseits waren Setzungenbewegungen durchaus zulässig. Eine andere Art der Dammdichtung war mit Hilfe der Einmischdichtung (ED) zu erreichen (Abb.3). Die erforderliche Rezeptur paßt sich weitgehendst an die vorgefundene Bodenart an, wobei die Verdichtung besondere Sorgfalt erfordert und

dafür sowohl für die Materialauslese als auch für die Dichtung umfassende Prüfprogramme erstellt wurden. Bei der Kornzusammensetzung dieser Kerndichtung ist vor allem darauf Bedacht zu nehmen, daß bei allfälliger Durchsickerung eine innere Erosion vermieden wird. Daß dies gelungen ist, beweist, daß an einigen geringfügigen Stellen, wo eine Durchsickerung festgestellt wurde, durch Maßnahmen von außen, unter Aufrechterhaltung des Staus, Abdichtungen vorgenommen werden konnten. Die Stärke dieser Kerndichtungen wurde auch noch im Zusammenhang mit der Stauhöhe entwickelt. Bei dieser Art von Dichtung konnte als ergänzende Untergrunddichtung entweder eine Spundwand wie in Abb. 2 verwendet, oder wie später vielfach ausgeführt, eine Schmalwand angebracht werden. Diese einfachen und robusten Ausführungen haben sich sehr bewährt, waren zeit- und kostensparend und werden daher allgemein häufig angewendet.

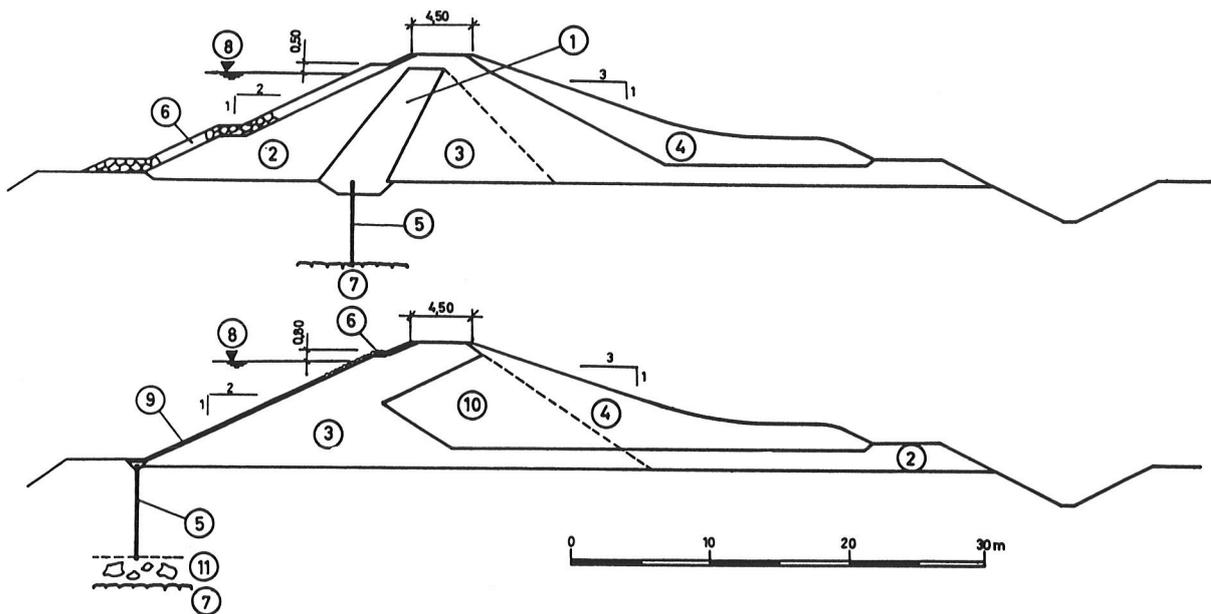


Abb. 3 : Donaustufe Altenwörth -
 Regelquerschnitte der Rückstaudämme

- (1) Kerndichtung (Einmischdichtung) (ED)
- (2) Kies
- (3) Kies, verdichtet (Dammkörper)
- (4) Ausand als Böschung
- (5) Schmalwand (SW)
- (6) Steinwurf
- (7) Tertiäre Ablagerung aus Ton und Sand
- (8) Stauspiegel (bei Mittelwasser)
- (9) Asphaltbetonbelag (AB)
- (10) Ausand, verdichtet (im Dammkörper)
- (11) Findlingshorizont (Blockwerk)

Neben dieser Entwicklung haben wir bei der Stufe Altenwörth auch Asphaltbeton (AB) zur Anwendung gebracht (Abb. 3). Dabei griffen wir weitgehendst auf internationale Erfahrungen zurück. Die Notwendigkeit einer speziellen Entwicklung bestand nicht, da die zuständigen Behörden wegen biologischer Bedenken diese Bauweise nicht gerne genehmigen.

In der Donau spielt der Fischbestand noch eine erhebliche Rolle, so daß der grobe Blockwurf hier dem Biologen sicher empfehlenswerter erscheint. Da praktisch keine Differenzen in der wirtschaftlichen Anwendung bestanden, hat man sich den Argumenten angeschlossen und die Ausführung auf ein erforderliches Maß beschränkt. Trotz dieser Beschränkung war aber, wie im folgenden beschrieben, ein ausgefeiltes Prüfprogramm durchzuführen, um den Dauerbestand dieser Dammanlage zu gewährleisten.

Besondere Beachtung wendeten wir jedoch schon frühzeitig der Foliendichtung (PVC) zu, da wir in ihr eine rasche, wirtschaftliche und sichere Baumethode sahen. Nach einer Anzahl von Versuchen haben wir diese Kunststoff-Folien neben dem Einbau in die Baugrubenumschließungen auch in bleibende Bauteile, wie z.B. beim Kraftwerk Altenwörth, vorgenommen. Diese Methode stellt sicher die modernste Dichtungsart dar, die sowohl wirtschaftlich als auch technisch in allen Belangen entspricht. Eine Foliendichtung kann darüberhinaus mit allen anderen bereits praktizierten Untergrunddichtungen im weitesten Maß kombiniert werden, wie unsere Erfahrung zeigt. Die Abb.4 zeigt die Baugrubendichtung beim Kraftwerk Altenwörth, welches derzeit als größtes Donaukraftwerk betrieben wird. Nur unter Anwendung aller technischen Möglichkeiten war es denkbar, diese Anlage in einer Bauzeit von 36 Monaten zu errichten, weshalb auch bei den Fangdämmen zeitsparende Baumethoden gesucht wurden.

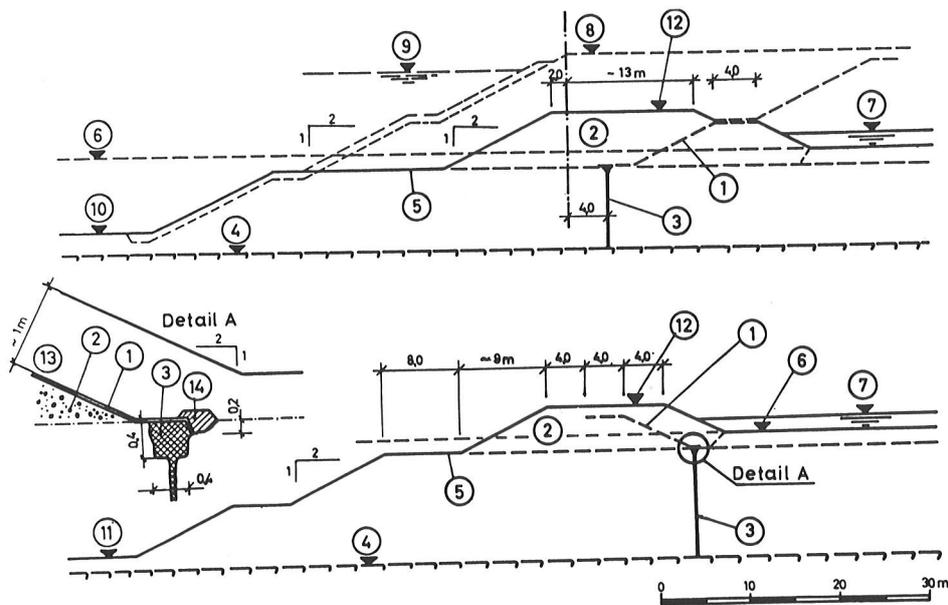


Abb. 4 : Donaustufe Altenwörth -
Querschnitte der Fangdämme der Baugrubenumschließung

- (1) Plastikfolie (PVC)
- (2) Kies, verdichtet, als Dammschüttung
- (3) Schmalwand (SW)
- (4) Tertiäre Ton- und Sandschichten
- (5) Oberkante der alluvialen Flußablagerungen
- (6) Ursprüngliches Gelände
- (7) Donauwasserspiegel bei HW 100
- (8) Endgültige Anschüttung im Oberwasser
- (9) Stauspiegel
- (10) Sohle der Baugrube im Oberwasser
- (11) Sohle der Baugrube im Unterwasser
- (12) Krone des Fangdammes
- (13) Schutzbelag (Sand 0 - 5 mm \varnothing)
- (14) Betonschicht (B 80)

Die flußparallelen Dämme der Baugrubenumschließung wurden nach Fertigstellung des Kraftwerkes nicht mehr abgetragen, sondern bilden nach entsprechender Erhöhung einen Teil der Uferdämme. Die Foliendichtung wurde in diesem Bereich so im Inneren des Dammes verlegt, daß sie ihren Zweck sowohl im Fangdamm als auch in der endgültigen Oberwasser-Anschüttung erfüllt. Sie wurde daher zuerst in der einen, später in der entgegengesetzten Richtung beansprucht. Ihre Stabilität wurde aber durch eine ausreichend schwere Kiesauflast immer gewährleistet (SCHMIDT, 1980).

Ein Uferquerschnitt, der beim Kraftwerk Melk (derzeit im Bau) ausgeführt wurde, ist in Abb.5 dargestellt. Hier erfolgt die Untergrunddichtung mit Hilfe einer Schlitzwand. Die hier skizzierten Baumethoden entsprechen durchaus den Erfordernissen der Theorie und Praxis und sind in dieser Richtung als durchaus erprobt zu bezeichnen. Die Art der Schlitzwandausführung beschränkt sich jedoch auf Stellen, wo durch Vorhandensein von großem Blockwerk eine andere Methode erfolglos ist und der Bestand von Ansiedlungen besondere Dichtigkeit erfordert.

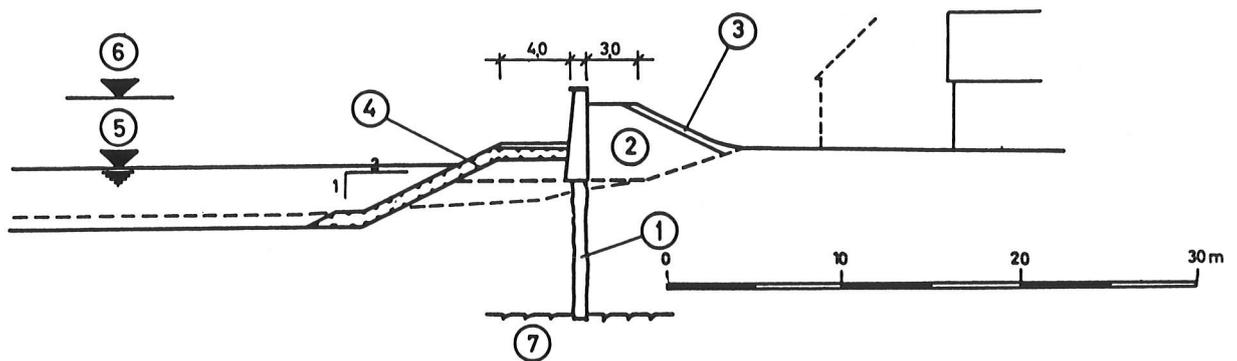


Abb. 5 : Donaustufe Melk -
Hochwasserschutzdamm

- (1) Schlitzwand
- (2) Kies
- (3) Ausandauflage
- (4) Steinwurf
- (5) Stauspiegel bei Mittelwasser
- (6) Spiegellage des maximalen Hochwassers
- (7) Tertiärer Tonschiefer

4. Methoden zur Prüfung und Auswahl der Materialien, vor allem in situ

Es wird wegen des stark gestiegenen Bedarfes an elektrischer Energie eine rasche Baudurchführung der einzelnen Staustufen angestrebt. Das Bauvolumen für die Rückstau- und Fangdämme ist aber doch sehr beträchtlich. Es mußten daher Prüfmethoden gesucht werden, die eine gründliche, aber auch dem raschen Arbeitstempo folgende Kontrolle der Dammschüttungen ermöglichten. Die für die Kontrolle des Raumgewichtes des Dammkörpers und der Kerndichtung erforderlichen Messungen sind grundsätzlich statistischer Natur und müssen wegen der vielen Fehlerquellen bei der Herstellung der Dichtung während der gesamten Bauzeit dauernd in einem engen Prüfraster vorgenommen werden. Das gleiche gilt auch für die Kontrolle eines Asphaltbetonbelages.

Da die klassischen Prüfmethode (die direkte Dichtemessung mittels Sand-oder Wasserersatz; der Lastplattenversuch, also die Messung der Eindrückung einer belasteten Platte in den Boden; die Bestimmung des Hohlraumgehaltes des Asphaltbetons im Labor an Aushackstücken oder Bohrkernen) wegen ihrer langwierigen, zeit- und arbeitsaufwendigen Durchführung sich hierfür nicht besonders eignen, wurden in den letzten Jahrzehnten radiometrische Methoden entwickelt, worüber im folgenden berichtet werden soll.

4.1 Dammkörper

Für den Aufbau des Dammkörpers stehen entlang der Donau natürliche Sand-Kies-Vorkommen aus den alluvialen Ablagerungen des Flusses in ausreichender Menge zur Verfügung. Es ist eine Frage der Wirtschaftlichkeit oder besonderer technischer Erfordernisse, ob die Gewinnung direkt aus dem Flußbett durch Naßbaggerung mittels Eimerketten- oder Schürfkübelbagger oder in den ufernahen Bereichen der Aulandschaft aus Gruben erfolgt.

Bei entsprechender Verdichtung durch Vibrationswalzen wird ein Trockenraumgewicht von 2,10 g/cm³ und mehr erreicht, was für die Standfestigkeit vollkommen ausreicht.

4.2 Dammdichtungselemente

Die sehr feinteilarmen Sand-Kiesgemische, die für den Dammkörper verwendet werden, weisen eine große Durchlässigkeit auf. Es muß daher ein Dichtungselement vorgesehen werden. Da die Bodenschichten oberhalb des dichten Untergrundes, auf welchem der Damm aufsitzt, ebenso durchlässig sind, muß auch hier eine Abdichtung eingebaut werden ($k = 1 \cdot 10^{-4}$ bis $3 \cdot 10^{-1}$ cm/s).

Der Prüfung aller Dichtungsmaßnahmen kommt gerade an der Donau eine sehr große Bedeutung zu, da diese ein Fluß mit internationaler Schifffahrt ist und nach einmal errichtetem Aufstau an einer Kraftwerksstufe ein Absenken des Wasserstandes zum Zweck der Durchführung einer Reparatur der Dammdichtung nicht zugelassen werden kann.

Eine Reparatur unter Staueinwirkung würde aber große Schwierigkeiten und Kosten verursachen, weshalb danach getrachtet werden muß, durch ausreichende Kontrollen der Dichtungselemente während des Einbaues das spätere Auftreten von Schäden soweit als möglich hintanzuhalten.

4.2.1 Spundwände

Diese eignen sich für alle Dichtungserfordernisse. Schwere Wände wurden bei den Donaustufen Ybbs, Aschach, Wallsee und Ottensheim für die Fangdämme verwendet. Leichtspundbohlen dienen bei der Stufe Wallsee sowohl als Untergrund wie auch als Dammdichtung (KOCH, 1969).

Eine dazwischen angeordnete Asphaltbetondichtungsleiste sorgt für die gelenkige, aber dichte Verbindung der oberen und unteren Wand. Bei der Stufe Wallsee wurden 211.000 m² Spundwanddichtungen eingebaut (siehe Abb.2).

Die Kontrolle der guten Verbindung der oberen Wand mit der Asphaltbetonleiste erfolgte durch geeignete Beobachtungen während des Einrammens der Bohlen, die der Dichtigkeit der Leiste selbst mittels speziell entwickelter Wasserdruckprüfgeräte (GRASSINGER, 1969).

4.2.2 Kerndichtungen

Bei der Einmischdichtung ist das Kriterium für die Durchlässigkeit, aber auch für den Widerstand gegenüber innerer Erosion, die möglichst gute Verdichtung des Kernmaterials. Voraussetzung dafür ist wiederum ein richtig abgestuftes Mischungsverhältnis; also ist die Sieblinie primär für die Auswahl des Materials maßgebend. Es wird daher bei verschiedenen Entnahmestellen, die nach sonstigen, vor allem wirtschaftlichen Überlegungen ausgewählt wurden, das sandig-kiesige Material hinsichtlich seiner Kornverteilung geprüft. Stimmt diese, dann wird mittels Proctorversuch die erreichbare Verdichtung (Trockenraumgewicht) und der optimale Wassergehalt ermittelt.

Meist ist es nicht möglich, in den ufernahen Bereichen entlang der Donau ein Material zu finden, das schon von seinem natürlichen Vorkommen her der vorhin genannten Bedingung entspricht. Man muß also die erforderliche Sieblinie durch Mischen von zwei Komponenten (sandigem Kies und Feinsand) herstellen. Dies geschieht in folgender Weise, entweder an der Entnahmestelle selbst auf einer Zwischendeponie oder direkt auf dem gerade in Arbeit befindlichen Dammplaum: 10 bis 20 Volumsprozente Feinsand (Korngrößen 0,006 bis 1,0 mm) werden dem vorher ausgebreiteten Kies im entsprechenden Verhältnis der Schütthöhe der Lage (50 cm) mittels Grader beigemischt. Um die Wirksamkeit der Mischung zu kontrollieren, wird von dem auf dem Damm aufgetragenen Gemisch eine Probe entnommen, von dieser wiederum ein Proctorversuch gemacht und erst dann, wenn die Sieblinie stimmt und die Verdichtbarkeit bekannt ist, darf die Verdichtung der Lage mittels Walzen durchgeführt werden.

Da auf Grund langjähriger Erfahrungen bekannt ist, daß die geforderte Wasserdichtheit ($k = 10^{-5}$ cm/s) des Kernmaterials bei Erreichung von 98 % der einfachen Proctordichte gegeben ist, wird nun die Einhaltung dieses Grenzwertes für das Trockenraumgewicht nach dem Walzen an Ort und Stelle mittels radiometrischer Dichtemessung überprüft. Nur in Einzelfällen werden auch direkte Dichtemessungen (Sand- und Wasserersatzmethode) vorgenommen. Während letztere Verfahren allgemein bekannt sind, sei hier die Messung mittels der Radioisotopsonde (Gamma-Neutronen-Sonde) näher beschrieben.

Es wird eine Einstichsonde entsprechend dem Durchstrahlungsprinzip verwendet, d.h. es wird ein Stahlrohr mit 20 mm Durchmesser 40 cm in das zu prüfende Dammplaum eingetrieben, worauf ein radioaktiver Strahler (Ra-Be mit 10 mCi) eingeführt wird. Die Bestimmung der Abschwächung der Gamma-Strahlung beim Durchdringen des Bodenmaterials erfolgt mittels zweier Szintillationszählrohre, die auf der Bodenoberfläche aufgelegt werden (siehe Abb.6).



Abb. 6 : Radiometrische Bodendichtesonde

- (1) Zählgerät mit elektronischer Auswertung und Drucker
- (2) Bleitransportbehälter für Strahlenquelle
- (3) Manipulatorstab mit Feuchte-Zählrohr
- (4) Abschirmbehälter für Strahlenquelle
- (5) Szintillator
- (6) Bodenplatte mit Meßrohr (eingeschlagen)
- (7) Meßfahrzeug

Aus dem empirisch ermittelten Zusammenhang zwischen der Strahlenabsorption und der Bodendichte kann mittels eines kleinen Rechners sofort die Dichte des feuchten Bodens bestimmt werden. In ähnlicher Weise wird der Wassergehalt des Bodens über die Abbremsung der thermischen Neutronen durch die Wasserstoffatome des im Boden enthaltenen Wassers bestimmt, so daß als Endergebnis der Rechner das gesuchte Trockenraumgewicht des Bodens auswirft, welches nun unmittelbar mit dem Grenzwert (98 % Proctor) verglichen werden kann.

Die gesamte Meßapparatur ist in einem leichten Transportfahrzeug untergebracht, wodurch ein rascher Standortwechsel gewährleistet ist. Die Messung selbst dauert nur 5 Minuten. Sie ist als zerstörungsfrei zu bezeichnen, da keine Materialproben entnommen werden müssen. Manchmal bereitet das Eintreiben des Meßrohres Schwierigkeiten.

Nur um eine Vorstellung vom Umfang dieser Kontrollen in situ zu geben, sei erwähnt, daß während der Errichtung der Rückstaudämme für die Stufe Abwinden-Asten insgesamt 1613 Einzelmessungen in der Zeit vom September 1976

bis Dezember 1978 (2, 3 Jahre) durchgeführt worden sind. Damit wurde die Verdichtung einer Menge von 220.000 m³ eingebauten Kernmaterials überprüft.

In der Folge sei noch auf die Vorteile dieser Methode gegenüber den klassischen Verfahren hingewiesen, aber auch die vorhandenen Nachteile sollen nicht verschwiegen werden. Eine kurze Gegenüberstellung möge dies aufzeigen:

Klassische Methoden:
(einschl. Lastplattenversuch)

- 1.) Mit einfachen Mitteln überall durchführbar; Baustellenlabor erforderlich.
- 2.) Großer Zeitaufwand für den einzelnen Versuch, daher oft nur sporadische Kontrolle möglich.
- 3.) Versuchsdurchführung sehr heikel, abhängig vom Können des Laboranten (spez. die Probenentnahme-Volumbestimmung).
- 4.) Schlechte Reproduzierbarkeit (an der gleichen Stelle ist ein zweiter Versuch nicht mehr möglich).
- 5.) Kann von jedermann ohne besondere Schutzmaßnahmen durchgeführt werden.
- 6.) Nur oberflächennahe Messungen möglich (Tiefe bis 30 cm).
- 7.) Für jede Korngröße anwendbar (als Großversuch mittels geodätischer Volumbestimmung).
- 8.) Als Urmessung (Standard) anerkannt.

Isotopenmethoden:

- Kompliziertes und teures elektronisches Meßgerät erforderlich; unter Umständen Probleme bei Reparaturen.
- Rasche Versuchsdurchführung ermöglicht umfassende Kontrolle großer und langer Damfstrecken.
- Versuchsdurchführung völlig neutral (objektiv), vom Laboranten nicht beeinflussbar!
- Messung jederzeit wiederholbar an der gleichen Stelle bei guter Reproduzierbarkeit.
- Strahlenschutzüberwachung erforderlich.
- Auch Messung tieferer Zonen möglich (Tiefe ohne Bohrung 1,0 - 1,5 m).
- Nur bis zu einem Größtkorn von 200 mm möglich (wegen Meßrohreinrammung und Meßvolumensbereich).
- Eichung und zeitweise Kontrolle notwendig.

Gerade die unter 2.) genannte Bedingung ist bei kilometerlangen Dammbauwerken entlang der Flußufer, bei welchen an mehreren Stellen gleichzeitig gearbeitet wird, im Gegensatz zu den relativ kurzen Talsperrendämmen quer zum Talverlauf von entscheidender Bedeutung für die Wahl der Prüfmethode, weshalb man sich bei den österreichischen Donaukraftwerken für die Verwendung der Radioisotopensonde entschieden hat.

4.2.3. Asphaltbetondichtungen

Neben der Verdichtungsprüfung des Dammkörpers und insbesondere seiner wasserseitigen Böschung war eine sorgfältige Kontrolle der Asphaltbetonmembrane notwendig (GRASSINGER, 1973). Es wurde eine Ortung der Fehlerstellen hinsichtlich Dicke und Hohlraumgehalt des Belages durchgeführt (Abb.7) (GRASSINGER, 1979).

Um im späteren Betrieb entstehende Lecks durch Eis oder Schiffsstoßorten zu können, wurden im Abstand von 30 m sogenannte Indikatorrohre in den Damm quer zu seiner Achse eingebaut. Allfälliges Leckwasser müßte aus ihnen an der Luftseite austreten, wodurch Schäden rechtzeitig erkannt werden können (SCHÜTZ, 1980).



Abb. 7 : Fehlerstellenortung auf Asphaltbetonbelag

4.2.4. Folien

Man hat in den letzten Jahren vielerorts die Verwendung von dünnen Membranen (Folien) zur Abdichtung von Dämmen vorgeschlagen und auch ausgeführt (GRASSINGER u. CORDA, 1981). Die großtechnische Produktion ermöglicht niedere Materialkosten. Die meist dünnen Folien sind aber leicht verletzlich und müssen zum Schutz gegen Durchlöcherung auf gut vorbereiteten Unterlagen verlegt und durch darüberliegende Schichten vor Beschädigung und vor dem Einfluß der Witterung geschützt werden. Die Verlegung erfolgt daher durch Abrollen von der Dammkrone aus auf einer mittels Gradall vorbereiteten Böschung (Abb.8). Die Baustellennähte werden mittels Stehfalzen gedichtet. Eine 1 m starke Überschlüttung aus Sand sorgt für den Schutz.

Über die Alterung der für die Folien verwendeten chemischen Produkte ist man noch nicht genügend informiert, obwohl diesbezüglich in vielen Ländern Versuche darüber im Gange sind. Für Anlagen des Wasserbaues muß aber eine Haltbarkeit über Jahrzehnte hinaus verlangt werden.

Bei Fangdämmen für Baustellen von Stauanlagen spielen die o.g. Momente - leichte Zerstörbarkeit und ungewisse Lebensdauer - keine entscheidende Rolle, da hier nur eine Bestandszeit von wenigen Jahren erforderlich ist.

Hier kommen vor allem die Vorteile dünner Folien zum Tragen:

Absolute Wasserdichtheit, leichter Transport, fugenloses Verlegen, einfacherer Einbau (Abb. 9) als bei Daueranlagen und vor allem ein um vieles leichter Abtrag bei der Räumung der Baustelle im Vergleich zu Spundwänden oder Betonkonstruktionen. Auch ein relativ einfacher Anschluß der Foliendichtung an eine Schlitz- oder Schmalwanddichtung ist möglich.



Abb. 8 : Verlegen von PVC-Folien auf der Dammböschung



Abb. 9 : Einbau der PVC-Folien

Für die Abdichtung der Baugrubenumschließungen der drei zuletzt erbauten Donaustufen Altenwörth, Abwinden-Asten und Melk wurden ausschließlich PVC-Folien mit nur 0,5 mm Dicke verwendet (Abb.4). Sie haben sich außerordentlich bewährt, wie die Messungen der Pumpwassermengen der Baugrubenwasserhaltung und Beobachtungen an Ort und Stelle zeigten (Tab.2).

Für den Einbau in bleibende Schüttungen werden PVC-Folien mit 0,6 mm Dicke verwendet. Das Material hat eine Zugfestigkeit von 150 kp/cm² (15 MPa) und eine Mindestdehnbarkeit von 200 %. Auch bei einer Temperatur von -20°C tritt noch kein Kältebruch ein. Nach drei Jahren wieder ausgegrabene Stücke zeigten keine wesentliche Verschlechterung ihrer mechanischen Eigenschaften.

T a b e l l e 2

Vergleich der Wasserhaltung der drei Baugruben Altenwörth, Abwinden-Asten und Melk

N A M E	Fläche d. Baugrube in ha	Länge d. Fangdammes in km	Pumpwasser- menge bei MW d. Donau in l/s	Wasser- menge pro km l/s/km	Wasser- menge pro km ² l/s/km ²	Fläche der ver- legten Folien m ²
Altenwörth	120	6,166	104	17	86	114.000
Abwinden- Asten	90	4,846	120	25	133	85.000
Melk	135	6,161	1000	162	740	124.000

4.2.5 Schmalwände

Für die Abdichtung der alluvialen Bodenschichten, die in einer Mächtigkeit von etwa 10 m die sehr dichten, meist tertiären Tonschiefer überlagern, haben sich die durch Injektionen hergestellten Schmalwände sehr gut bewährt, nicht nur für die vielen kilometerlangen Uferdämme, sondern auch für die ebenfalls 5 bis 6 km langen Dämme der Baugrubenumschließungen.

Sie werden nach dem "ETF"-Verfahren hergestellt. Ein schwerer Stahlprofilträger wird bis zum undurchlässigen Untergrund in den Boden eingerammt und dann wieder herausgezogen. Während dieses Vorganges wird ein spezielles Injektionsgut, bestehend aus einer Mischung von 80 % Steinmehl, 17 % Portlandzement 275, 3 % Bentonit und 60 % Wasser vom Feststoffgewicht eingepreßt, wobei etwa 120 - 150 l/m² der Wandfläche verbraucht werden. Diese Suspension erstarrt innerhalb einiger Stunden und erreicht schließlich eine Druckfestigkeit von 0,5 - 0,8 MPa. Normalerweise kann eine Tagesleistung von 20 lfm über längere Zeit eingehalten werden; bei guten Bodenverhältnissen werden bis zu 50 lfm/Tag erreicht. Nur dadurch ist es möglich, die langen Strecken in einer dem übrigen Bauprogramm entsprechenden Zeit fertigzustellen.

Bei Durchlässigkeitsversuchen wurde ein Wert von $k = 5 \cdot 10^{-6}$ bis $5 \cdot 10^{-7}$ cm/s ermittelt.

Die Prüfung der Wand auf ihre ordnungsgemäße Herstellung wird stichprobenartig durch Ausgraben und visuelle Kontrolle durchgeführt (Abb. 10, 11).

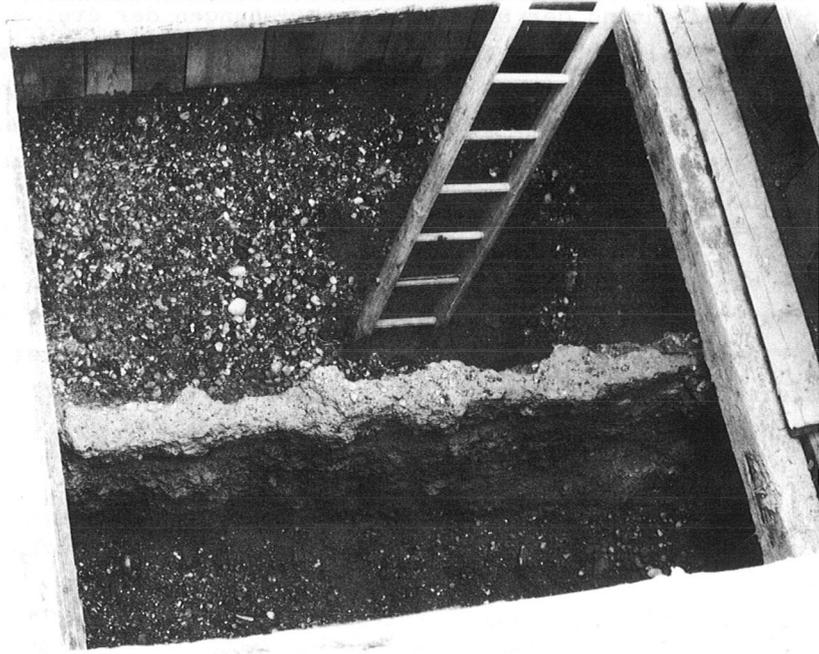


Abb. 10 : Schacht mit ausgegrabener Schmalwand

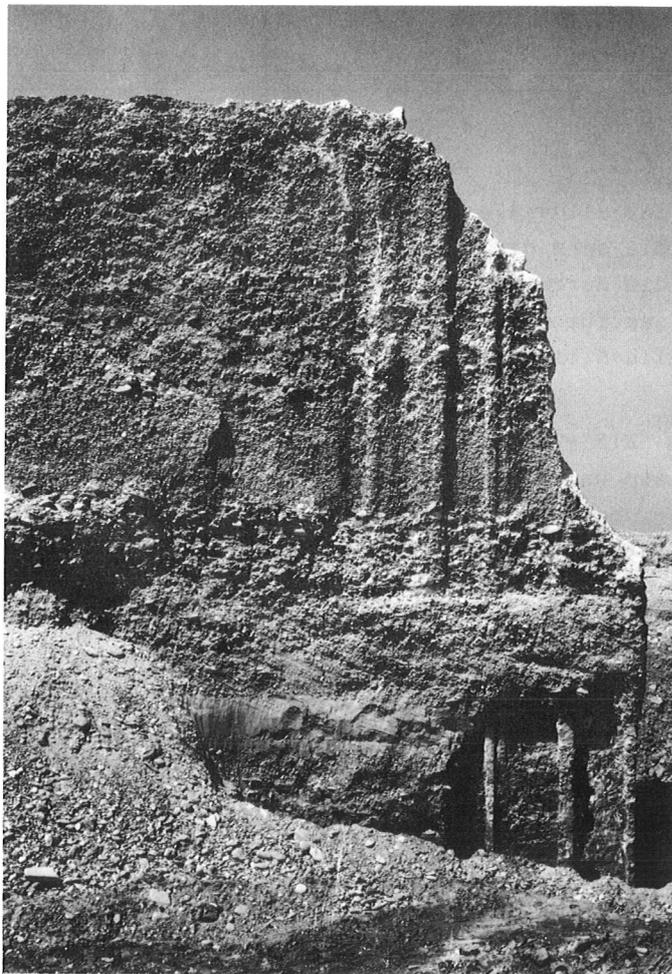


Abb. 11 : Völlig freigelegte Schmalwand

4.2.6 Schlitzwände

Nur bei sehr schlechten Bodenverhältnissen, z.B. bei Vorhandensein grober Blockwerksschichten oberhalb des Tonschiefers, werden anstelle der vorhin beschriebenen Schmalwände Schlitzwände für die Untergrunddichtung zur Anwendung gebracht. In diesem Fall wird ein ausgebaggerter Schlitz im Boden mit einem wasserundurchlässigen Beton der Qualität B 300 (350 kg PZ/m³ FB; Wasser-Zementfaktor 0,65) verfüllt. Glücklicherweise sind solche Baumaßnahmen an der Donau nur selten erforderlich und wenn, dann nur auf kurze Dammstrecken (Abb. 5).

5. Schluß

In der nun schon über 20 Jahre andauernden Entwicklungsperiode des Dammbaus im Zusammenhang mit der Errichtung der Staustufen an der österreichischen Donau haben sich nicht nur die Baumethoden, sondern auch die Bauwerkskontrollen gewandelt, einerseits bedingt durch die jeweils anders gearteten Bedingungen der Lage des Stauwerkes im oder am Strom, andererseits durch die verbesserten Möglichkeiten der Bauausführung durch die Entwicklung immer leistungsfähigerer Großgeräte für die Gewinnung und Schüttung der Baumaterialien. Die Baustellenüberwachung und Bauwerkskontrollen mußten sich dem Verlauf anpassen.

Die Beobachtungen der Bauwerke nach Inbetriebnahme, vor allem die ständige Messung des Sickerwassers und des Grundwassers zeigen aber auch, daß die beim Entwurf getroffenen Annahmen berechtigt und die von der projektierenden Seite her vorgeschriebenen Bedingungen richtig gewählt waren. Alle bisher errichteten Uferdämme sind als standfest und dicht zu bezeichnen. Als ein Beispiel von vielen zeigt dies ein Diagramm über den ständigen Rückgang der Sickerwassermenge hinter dem Rückstaudamm der Stufe Wallsee-Mitterkirchen (Abb. 12).

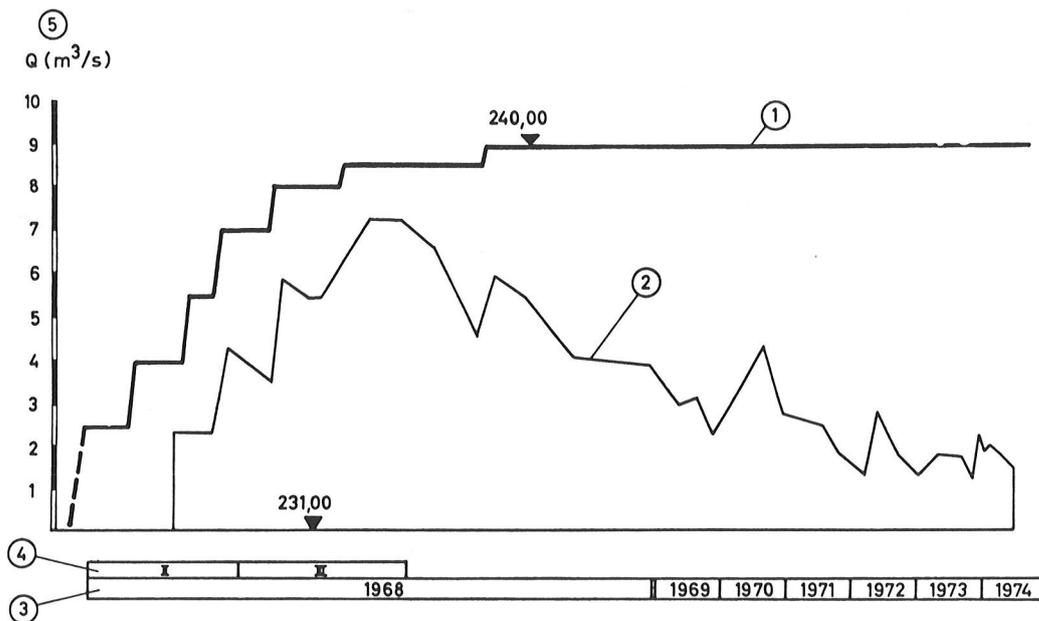


Abb. 12 : Donaustufe Wallsee-Mitterkirchen
Zusammenhang zwischen Stauspiegel und Qualmwasser

- (1) Stauspiegel
- (2) Qualmwasserganglinie des rechten Uferbereiches
- (3) Betriebsjahre
- (4) Zeit der Stauerrichtung (Februar und März)
- (5) Maßstab des Abflusses

Literatur:

- (1) E. KOCH : "Das Donaukraftwerk Wallsee-Mitterkirchen"
Österreichische Zeitschrift für Elektrizitäts-
wirtschaft (ÖZE)
1969, Nr.4, S. 179 - 189.
- (2) H. GRASSINGER : Wie oben; S. 149 - 155.
- (3) H. GRASSINGER : "Das Donaukraftwerk Ottensheim-Wilhering"
ÖZE 1973, Nr. 10, S. 455 - 460.
- (4) H. GRASSINGER : ICOLD - XIII. Kongreß 1979, C.1.
Kongreßbericht, Band IV, S. 1 - 10.
- (5) R. CORDA und : ICOLD-BULLETIN Nr. 38 - 1981:
H. GRASSINGER "Use of thin membranes on filldams"

"Emploi des étanchéités minces sur les
barrages en remblai".
- (6) F. SCHÜTZ : "Die Donaukraftwerke Altenwörth und
Abwinden-Asten"
ÖZE 1980, Nr. 7/8, S. 281 - 286.
- (7) E. SCHMIDT : "Die Donaukraftwerke Altenwörth und
Abwinden-Asten"
ÖZE 1980, Nr. 7/8, S. 265 - 271.

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

MEMBRANARTIGE BETONKERNDICHTUNGEN FÜR HOHE STAUDÄMME

o.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.W.SCHOBER

1. ALLGEMEINES UND PROBLEMSTELLUNG

Die Wahl des Dichtungselementes für einen Staudamm ist von besonderer Bedeutung, da von der Dichtung die Sicherheit eines Dammes in hohem Maße beeinflusst wird. Es liegt nahe, daß schon in den Anfängen des Dammbaues der Baustoff Beton für membranartige Dammdichtungen herangezogen wurde. Von den beiden möglichen Lagen dieser Dichtungen : wasserseitige Oberfläche und Dammkern, hat die Oberflächendichtung Dammhöhen bis 160 m erreicht (WILSON et al, 1979). Hingegen kam die Betonkerndichtung über bemerkenswerte Anfangserfolge nicht hinaus. Wie die in Abb. 1 dargestellten Ausführungen zeigen, konnte bereits 1923 in den USA mit der Betriebsaufnahme des Tieton - Dammes (SHERARD et al, 1967) eine Dichtungshöhe von 97,5 m bei 56,5 m Dammhöhe über Gelände erzielt werden. Die nachfolgenden Ausführungen, wie z.B. die beiden anderen in Bild 1 dargestellten Dämme, blieben weit hinter dieser Leistung zurück. Eine Überprüfung des Tieton - Dammes im Jahr 1978 (USBR, 1978) ergab, daß nach 55 Betriebsjahren kein Anlaß bestand, irgendwelche Sanierungsmaßnahmen an der Dichtung vorzunehmen. Auch sonst sind von Betonkerndichtungen bei guter Verdichtung des Schüttmaterials keine nachteiligen Betriebserfahrungen bekannt geworden.

Bei einem derart positiven Ergebnis ist es erstaunlich, daß diese Dichtungsart kaum mehr angewendet wird. Die Autoren des Buches " Earth- and Earthrock - Dams " (SHERARD et al, 1967) führen dies teilweise auf die schwierige Herstellung hoher Betonwände zurück. Als wesentliche Gründe dürften auch die geringe Verformbarkeit des Betons sowie die infolge Wandreibung in die Betonkerne eingetragenen großen Kraftwirkungen in Frage kommen.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes am Institut für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck wurde nun die Aufgabe gestellt, die Abdichtung von Staudämmen durch membranartige Betonkerndichtungen neu zu untersuchen (SCHOBER, 1981), und dabei die zwischenzeitlich in der Betontechnologie, der Bauausführung von Betonwänden sowie in der Dammbautechnik eingetretenen Fortschritte zu berücksichtigen. Darüberhinaus soll eine Gleitschicht zur Abminderung der Wandreibung entwickelt werden, wie sie ähnlich bereits bei Pfählen zur Ermäßigung der negativen Mantelreibung zur Anwendung kommt.

Grundsätzlich wird ein unbewehrter Betonkern (Zustand I) angestrebt, der lediglich

zum Ausgleich von Unregelmäßigkeiten in der Betongüte und zur Aufnahme von Schwind- und Temperaturspannungen eine konstruktive Oberflächenbewehrung erhalten soll. Die bisherigen Ausführungen verwendeten einheitlich Stahlbeton, wie er auch als Oberflächendichtung herangezogen wird.

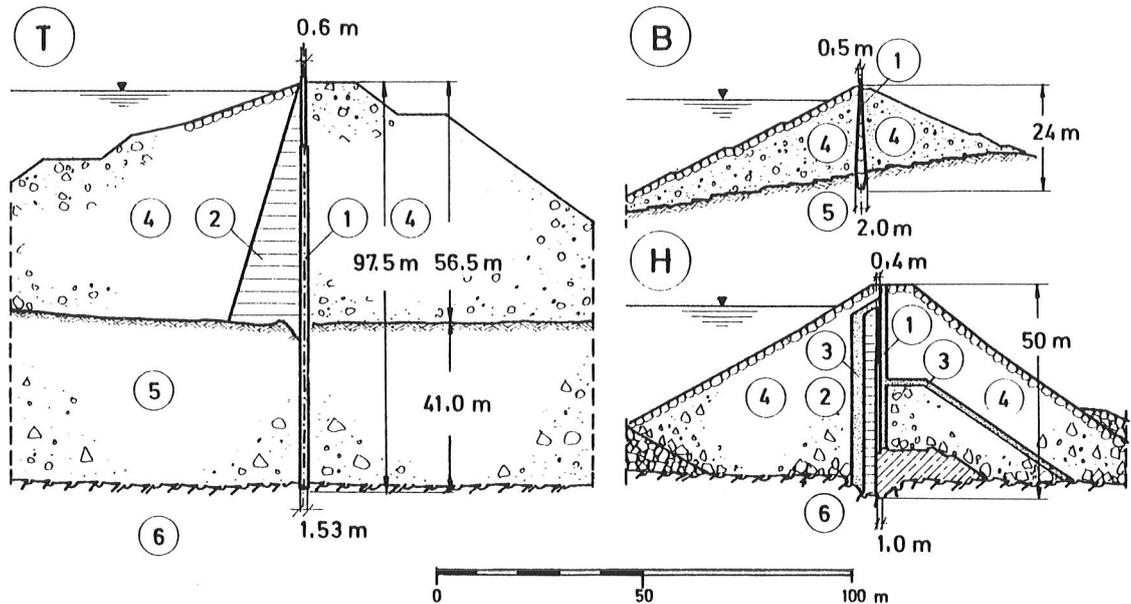


Abb. 1 : T : Tieton - Damm, USA (1923) B : Bieler - Damm, Österreich (1949)
H : Harspranget - Damm, Schweden (1951).
(1) Stahlbetonkern ; (2) Feinkörnige Zone ; (3) Filterzone ; (4) Stützkörperzone ; (5) Fels - Überlagerung ; (6) Fels .

2. DAMMAUFBAU

Bei Betonkerndämmen müssen zwei Voraussetzungen erfüllt sein :

- Gründung des Kernes auf Fels und
- gut verdichtbares Schüttmaterial.

Durch die erste Voraussetzung sollen große, ungleichmäßige Setzungen in der Aufstandsfläche, durch die zweite unzulässig große Verformungen des Schüttkörpers vermieden werden.

In Bild 2 ist ein möglicher Dammaufbau schematisch dargestellt. Wie ersichtlich, schließt der Kern (1) über einem Kontroll- und Injektionsgang direkt an den Felsuntergrund an. Seine Dicke x hängt von der zulässigen Belastung und der einwandfreien Herstellbarkeit ab und liegt zwischen max. 1,0 m an der Basis (x_1) und min. 0,4 m an der Krone (x_2). Zur Vereinfachung der Herstellung kann die Dicke auch über die gesamte Kernhöhe beibehalten werden. Die Betonierung erfolgt in lotrechten Wandelementen in Abschnitten z ohne horizontale Bewegungsfugen. Die Breite der Elemente y ist so zu wählen, daß keine Schwind- und Temperaturrisse auftreten

können. Die lotrechten Bewegungsfugen zwischen den Wandelementen sind im Schnitt d-d dargestellt. Sie erhalten eine Verzahnung, ein mittleres Fugendichtband (11), einen wasserseitigen Injektionsschlauch (12) zur halbseitigen Fugenverfüllung und zusätzlichen Abdichtung sowie eine luftseitige Drainageaussparung zur Kontrolle von Durchsickerungen. In gleicher Weise ist auch die Anschlußfuge an den Kontrollgang ausgebildet, doch fehlt hier die Verzahnung. Über dem jeweiligen Schüttplanum ist die Wand abgestuft so hoch zu führen, daß zwischen den nacheilenden Wandstreifen und dem Zeitpunkt der Einschüttung ein Zeitraum von mindestens drei Tagen eingehalten werden kann. Die Betonierung erfolgt vom Schüttplanum aus durch Betontransporter mit Pumpbeton.

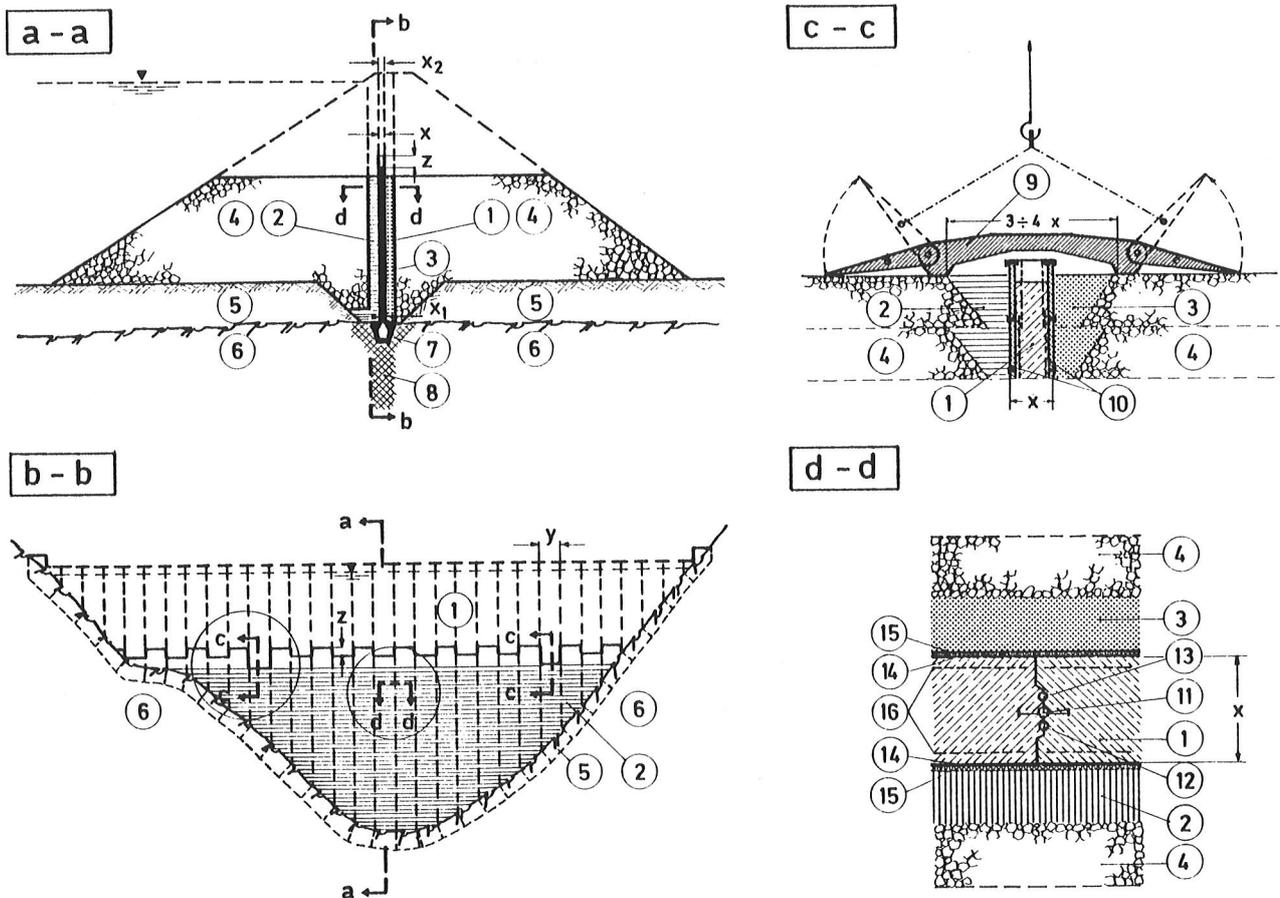


Abb.2 : Aufbau eines Betonkerndammes - Schema .

c-c : Durchfahrtsöffnung ; d-d : Fugenausbildung.

(1) Betonkern ; (2) Feinkörnige Zone ; (3) Drainagezone ; (4) Stützkörper ; (5) Felsüberlagerung ; (6) Felsuntergrund ; (7) Injektions- und Kontrollgang ; (8) Injektionsschirm ; (9) Transportable Brücke ; (10) Verlorene Schalung aus Beton ; (11) Dichtungsband ; (12) Injektionsschlauch ; (13) Fugendrainage ; (14) Bitumen - Gleitschicht ; (15) Schutzabdeckung ; (16) Konstruktive Bewehrung ; x_1, x_2, x : Kerndicke am Fuß, an der Krone und dazwischen ; y : Fugenabstände ; z : Betonierhöhe .

Die Maßnahmen bei den Durchfahrtsöffnungen sind im Schnitt c-c dargestellt. Damit hier die Wand fortlaufend eingeschüttet und somit auf Höhe des jeweiligen Schüttplanums gehalten werden kann, muß die Schalung aus Beton-Fertigteileplatten (10)

hergestellt werden. Zur Überföhrung ist eine transportable Stahlbrücke (9) vorgesehen, die beim Aufbau der nächsten Schalelemente vorübergehend abgehoben wird.

Bei größeren Dammhöhen ist der Einbau einer Gleitschicht (14) zur Verringerung der Wandreibung erforderlich. Ein möglicher Aufbau besteht aus einer 2 mm bis 4 mm dicken Bitumenschicht und einer Schutzabdeckung (15). Diese hat zu verhindern, daß sich das angrenzende Material in das Bitumen eindrückt und soll selbst in der Lage sein, die Stauchungen und Dehnungen der Schüttung mitzumachen. Der zweckmäßigste Aufbau wird zur Zeit versuchsmäßig abgeklärt.

Was den Aufbau des Schüttkörpers betrifft, ist wasserseitig des Kernes eine feinkörnige Anschlußzone (2), luftseitig eine grobkörnigere Drainagezone (3), beide mit 100 mm Größtkorndurchmesser, vorgesehen. Von den Stützkörperzonen (4) ist zu fordern, daß sie gut verdichtbar und scherfest sind. Scherfeste Felsüberlagerungen (5) können im Untergrund verbleiben.

Nach dem Erreichen einer entsprechenden Dammlast wird vom Injektionsgang aus die Abdichtung des Felsuntergrundes (6) ausgeführt. Der Injektionsgang (7) dient auch zur Dammkontrolle.

Um während der Bauzeit keine unzulässigen Verformungen der Wand zu erzeugen, ist das wasser- und luftseitige Schüttplanum auf etwa gleicher Höhe zu halten. Beim Bau des 149 m hohen Asphaltbeton - Kerndammes Finstertal (PIRCHER et al, 1980) wurden im Zentrum nur horizontale Abweichungen zur Soll - Lage von ± 2 cm gemessen. Derartige Bewegungsbeträge sind für eine membranartige Betonkerndichtung ohne Bedeutung.

3. DURCHGEFÖHRTE UNTERSUCHUNGEN :

Allgemein ist festzustellen, daß sich im Zuge der Dammschüttung die an den steifen Betonkern grenzende Zone relativ zu diesem setzen und dabei Scherwiderstände an der Wand aktiviert werden. Durch den Staudruck kommt es zu Horizontalbewegungen des Dammkörpers, die der Wand aufgezwungen werden und sie dadurch verkrümmen. Die Wand selbst übt keine Tragwirkung aus, sondern leitet nur im Sinne eines schlaffen Dichtungselementes den Erd- und Wasserdruck zwischen den Schüttkörpern durch.

Für die vorliegende Untersuchung wurden folgende Fragen gestellt :

Frage 3.1 :

Welcher Scherwiderstand tritt zwischen Betonwand und Schüttung auf ?

Frage 3.2 :

Welche vertikalen Betonspannungen entstehen im Betonkern infolge Eigengewicht und Scherwiderstand ?

Frage 3.3 :

Welche Krümmungen können von der Wand im Zustand I aufgenommen werden ?

Frage 3.4 :

Wie groß sind die zu erwartenden Wandkrümmungen ?

Vereinfachend wird angenommen, daß die durch Bewegungen in Dammlängsrichtung auftretenden Scherwiderstände nur einen vernachlässigbaren Einfluß auf die vertikalen Spannungen des Betonkernes ausüben. Diese für weite Täler zulässige Annahme soll in späteren Untersuchungen für enge Täler überprüft werden.

Zur Beantwortung der Frage 3.1 nach der Größe des Scherwiderstandes wurden sowohl rechnerische Untersuchungen als auch Laborversuche durchgeführt. In Abb.3 sind die

Ergebnisse von Scherversuchen mit einem Kreisringscherengerät (a) von 2,5 cm Ringbreite dargestellt. Es wurden 3 Versuche b), c) und d) durchgeführt. Versuch b) betrifft die Ermittlung des wirksamen Reibungswinkels ψ' des verwendeten gleichförmigen Sandes. Es ergab sich ein $\psi' = 38^\circ$. Versuch c) ermittelte den Wandreibungswinkel δ' des Versuchssandes auf einer glatten Betonoberfläche mit $\delta' = 22^\circ$, und schließlich wurde im Versuch d) eine Bitumengleitschicht von 2 mm Dicke eingebaut und der Scherwiderstand mit der handelsüblichen Bitumensorte B 10 bei 10°C gemessen. Die Schergeschwindigkeit betrug dabei $5 \cdot 10^{-8}\text{ m/s}$. Dies entspricht etwa den größten Setzungsgeschwindigkeiten in der Natur. Als Schutzabdeckung wurde ein Geotextil verwendet, doch werden auch andere Möglichkeiten untersucht.

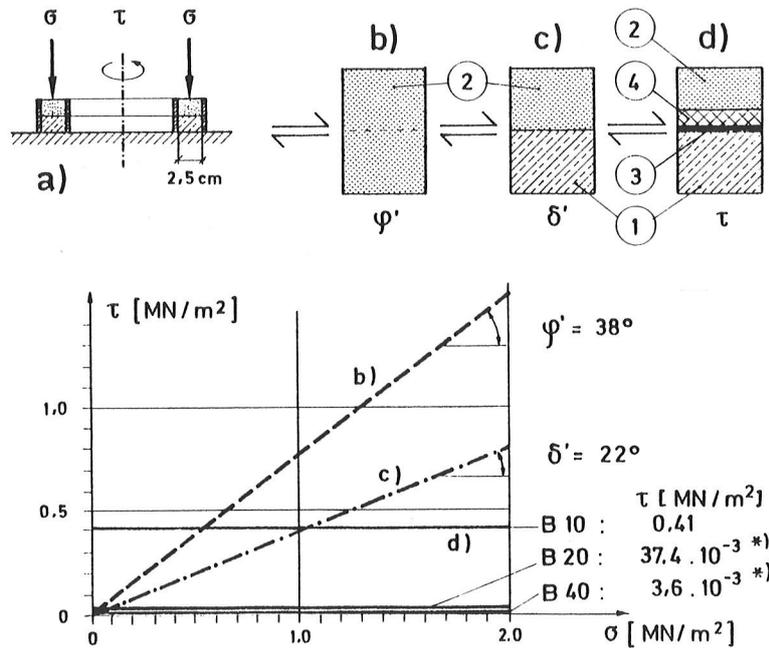


Abb. 3 : Ergebnisse von Scherversuchen.

- 1 Beton ; 2 Sand, $\phi 1 \div 2\text{ mm}$; 3 Bitumen B 10 (ca. 2 mm) ;
 4 Geotextil ; a Kreisringscherengerät ; b ψ' - Versuch ; c δ' - Versuch ;
 d τ - Versuch (10°C ; $v = 5 \cdot 10^{-8}\text{ m/s}$) ; *) Rechenwerte (10°C ;
 $v = 5 \cdot 10^{-8}\text{ m/s}$)

Der Scherwiderstand mit einer Bitumengleitschicht ist von der Bitumensorte, der Schergeschwindigkeit, der Temperatur und der Dicke der Bitumenschicht abhängig. Diese Abhängigkeiten können rechnerisch gut erfaßt werden (SCHÖNIAN, 1972). Tabelle 1 bringt eine Zusammenstellung der Rechenwerte bei Variation der Bitumensorte, Temperatur und der Schergeschwindigkeit bei einheitlicher Schichtdicke von 2 mm. Der in Bild 3 eingetragene Versuchswert von B 10 bei 10°C stimmt mit dem Rechenwert gut überein. Zur Zeit werden auch die übrigen Rechenwerte durch Versuche überprüft. Aus Tabelle 1 ist ersichtlich, daß τ mit steigender Temperatur und abnehmender Schergeschwindigkeit abnimmt. Durch entsprechende Wahl der Bitumensorte ist es somit möglich, die jeweils gewünschte Größe der Schubspannung τ zu erhalten.

Bitumensorte	Temperatur	Schubspannung τ [MN / m ²]	
		$v = 5 \cdot 10^{-8}$ m/s	$v = 5 \cdot 10^{-9}$ m/s
B 10	10 ⁰ C	0,43	0,043
	20 ⁰ C	$72 \cdot 10^{-3}$	$7,2 \cdot 10^{-3}$
B 20	10 ⁰ C	$37,4 \cdot 10^{-3}$	$3,7 \cdot 10^{-3}$
	20 ⁰ C	$2,9 \cdot 10^{-3}$	$0,29 \cdot 10^{-3}$
B 40	10 ⁰ C	$3,6 \cdot 10^{-3}$	$0,36 \cdot 10^{-3}$
	20 ⁰ C	$0,29 \cdot 10^{-3}$	$0,03 \cdot 10^{-3}$

Tab. 1 : Rechenwerte der Schubspannung τ bei Variation der Bitumensorte, Temperatur und Schergeschwindigkeit v . Schichtdicke des Bitumens 2 mm .

In Bild 4 wird die Frage 3.2 nach den vertikalen Betonkernspannungen unter Eigengewicht (σ_E) und zusätzlichen Scherbelastung (τ) beantwortet. Es zeigt drei Kurvenscharen mit verschiedenen Scherwiderständen für gleichbleibende Wanddicken von $x_1 = x_2 = x = 40$ cm, 60 cm, 80 cm und 100 cm als Parameter und Dammhöhen H bis 200 m. Bei der obersten Kurvenschar ist keine Gleitschicht berücksichtigt. Der Scherwiderstand τ wird durch Wandreibung ($\delta' = 22^\circ$) aufgebaut. Den beiden folgenden Kurvenscharen wurden die rechnermäßigen Scherwiderstände τ der Bitumensorten B 20 und B 40 bei 10⁰ C und 2 mm Dicke der Gleitschicht zugrundegelegt (siehe Tabelle 1). Da τ mit der Schergeschwindigkeit linear abnimmt, wurde eine dreieckförmige Schubspannungsverteilung (siehe Skizze) berücksichtigt. Unter Annahme einer zulässigen Betondruckspannung bei Biegung von $+adm\sigma = + 20$ MN/m² und Betonzugspannung bei Biegung von $-adm\sigma = - 2,5$ MN/m² können aus dem Diagramm für jede Dammhöhe H die noch nicht ausgenützten Spannungen σ_a und σ_b entnommen werden. Bei σ_a kleiner σ_b ist σ_a maßgebend, bei σ_b kleiner σ_a ist es σ_b . Als Beispiel sind in Bild 4 σ_a und σ_b für $H = 100$ m und $x = 100$ cm eingetragen, wobei σ_a maßgebend ist.

Aus Bild 4 geht hervor, daß durch die Gleitschicht eine beträchtliche Ermäßigung der Betondruckspannungen erzielt werden kann. Nach Abklingen der Setzungen einige Jahre nach Bauende fallen die Normalspannungen σ etwa auf die Eigengewichtsspannung σ_E ab.

Um die zulässige Wandkrümmung entsprechend Frage 3.3 bestimmen zu können, wurde das Diagramm des Bildes 5 aufgestellt. Es zeigt die Beziehung zwischen den noch auszunützenden Spannungen σ_a und σ_b und den daraus resultierenden zulässigen Krümmungen $adm \frac{1}{R}$ bei verschiedenen Wanddicken x .

$$\sigma_a \max = \sigma_b \max = \frac{|-adm \sigma| + |+adm \sigma|}{2} = 11,25 \text{ MN/m}^2$$

Bei $\sigma_{a,b \max}$ sind die größten Krümmungen jeder Wanddicke möglich.

Mit Hilfe der beiden Abbildungen 4 und 5 können nun jene Wanddicken x bzw. anzustrebenden Scherwiderstände τ ausgewählt werden, die eine rissefreie Dichtung im Zustand I (ohne Bewehrung) erwarten lassen. Durch Einbau einer Bewehrung könnten die zulässigen Krümmungen noch um ein Vielfaches vergrößert werden. In diesem Fall würde die stets vorhandene Biegedruckzone die Dichtigkeit gewährleisten.

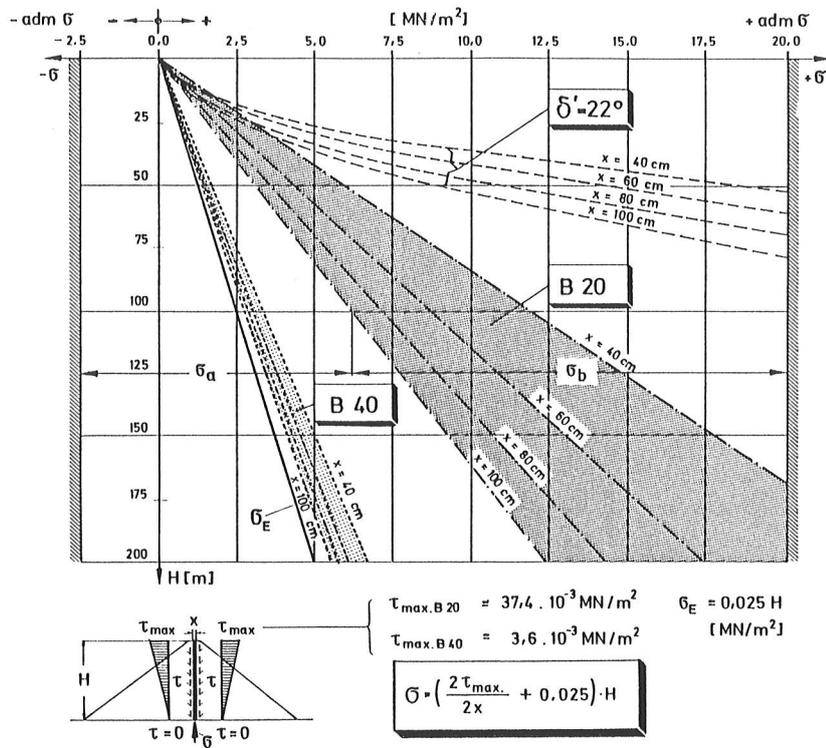


Abb. 4 : Normalspannungen im Betonkern bei Höhe H sowie bei Variation von τ und x .
 $\pm \text{ adm } \sigma$ zulässige Normalspannung ; σ_E Eigengewichtsspannung .
 Weitere Bezeichnungen siehe Text.

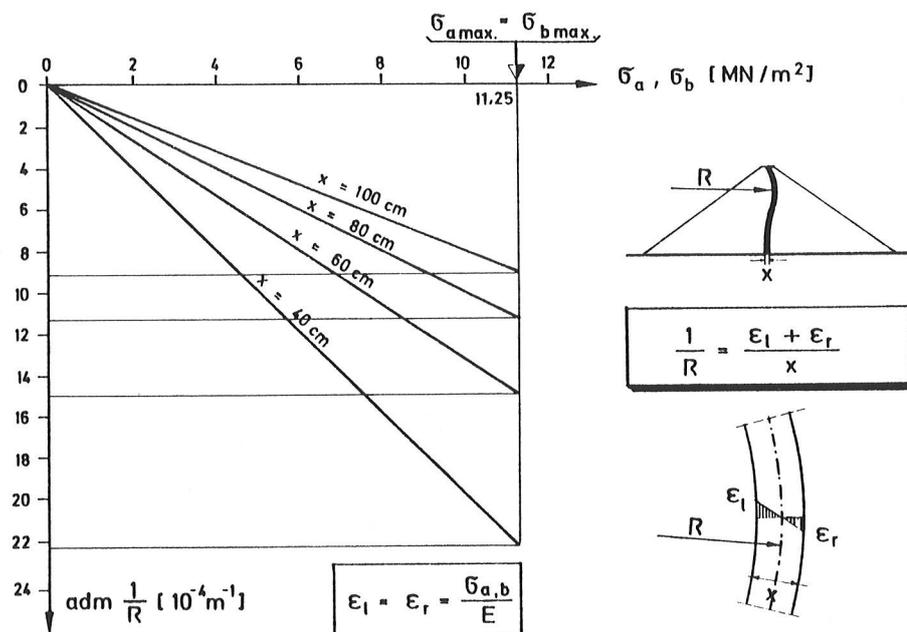


Abb. 5 : Zulässige Krümmung adm $\frac{1}{R}$ bei Variation der Wanddicken x .
 σ_a, σ_b laut Bild 4 ; ϵ_l, ϵ_r Dehnung/Stauchung an der Wandoberfläche ;
 E Elastizitätsmodul des Betons (25 000 MN/m²)

Für die Beurteilung der letzten Frage nach der zu erwartenden Wandkrümmung wurden die Messungen der in Tabelle 2 zusammengestellten sechs Staudämme ausgewertet.

Nr.	Damm / Land	H_{\max} [m]	Dichtung	Pegel	Meßzeitraum	H [m]	$\frac{1}{R}(\max)$ [$10^{-4} m^{-1}$]	u_{\max} [cm]
1a	Mica/Canada [7]	240	EC	MV 10	1972-1979	240	0,33	8,2
1b				MV 15		237	0,84	14,7
1c				MV 8		236	1,17	24,0
2	Dhünn/ BRD [8]	37,5	AC	Sch	1963-1969	35	6,9	7,0
3a	La Angostura/ Mexico [9]	145	EC	I AB	1974-1975	145	4,1	11,4
3b				I A7		145	4,9	7,1
4	El Infernillo / Mexico [9]	147,4	EC	I -1	1964-1974	122	6,2	65,0
5	Malpaso / Mexico [9]	137,3	EC	I -3	1964-1975	115	4,5	11,7
6a	Tieton / USA [10]	97,5	CC	E.W.	1924-1932	58,5	8,2	21,0
6b				W.W.		61	5,9	22,2

Tab. 2 : Dämme laut Abbildung 6

EC Erdkern ; AC Asphaltbetonkern ; CC Stahlbetonkern ;
 H_{\max} größte Dammhöhe ; H Dammhöhe im Profil des Meßpegels ;
R ; u siehe Abbildung 6.

In Bild 6 sind im linken Diagramm die Horizontalbewegungen u infolge Staudruckes, bezogen auf die Dammhöhe im Profil der Meßpegels $H = 1$, aufgetragen. Sie zeigen, daß die Bewegungen nicht nur zur Luftseite, sondern infolge Setzungen des wasserseitigen Stützkörpers beim ersten Einstau (Sättigung) auch zur Wasserseite auftraten. Die Meßkurven sind teilweise geglättet. Aus den Horizontalbewegungen u wurden die Krümmungskurven $\frac{1}{R}$ berechnet. Die größte Dammhöhe H_{\max} in Tabelle 2 entspricht nicht immer der Länge H des Meßpegels, auf den sich die Krümmung bezieht. Auch die Krümmungen $\frac{1}{R}$ im rechten Diagramm sind entsprechend der jeweiligen Verformungskurve zur Wasser- und Luftseite gerichtet. Die Berechnung von $\frac{1}{R}$ erfolgte in Schritten von $\Delta H = 0,05 H$ laut Schema im Bild 6. Wie ersichtlich, beträgt die größte Krümmung an der Wasserseite rd. $8 \cdot 10^{-4} m^{-1}$, an der Luftseite $6 \cdot 10^{-4} m^{-1}$. Obwohl auch derart große Krümmungen bei entsprechender Wahl der Wanddicke und Gleitschicht im Zustand I zulässig wären, sind diese bei der heute möglichen starken Verdichtung des Schüttmaterials praktisch auszuschließen. Wie das Beispiel des Mica - Dammes zeigt, treten bei gut verdichteten

Stützkörpern nur sehr geringe Krümmungen durch den Staudruck auf. Die gemessenen Krümmungskurven berechtigen auch zur Annahme, daß bei hochwertiger Verdichtung auch keine Verdrehungen in der Sohlfuge der Betonkerne und daher auch keine unzulässig hohen Kantendrücken zu erwarten sind.

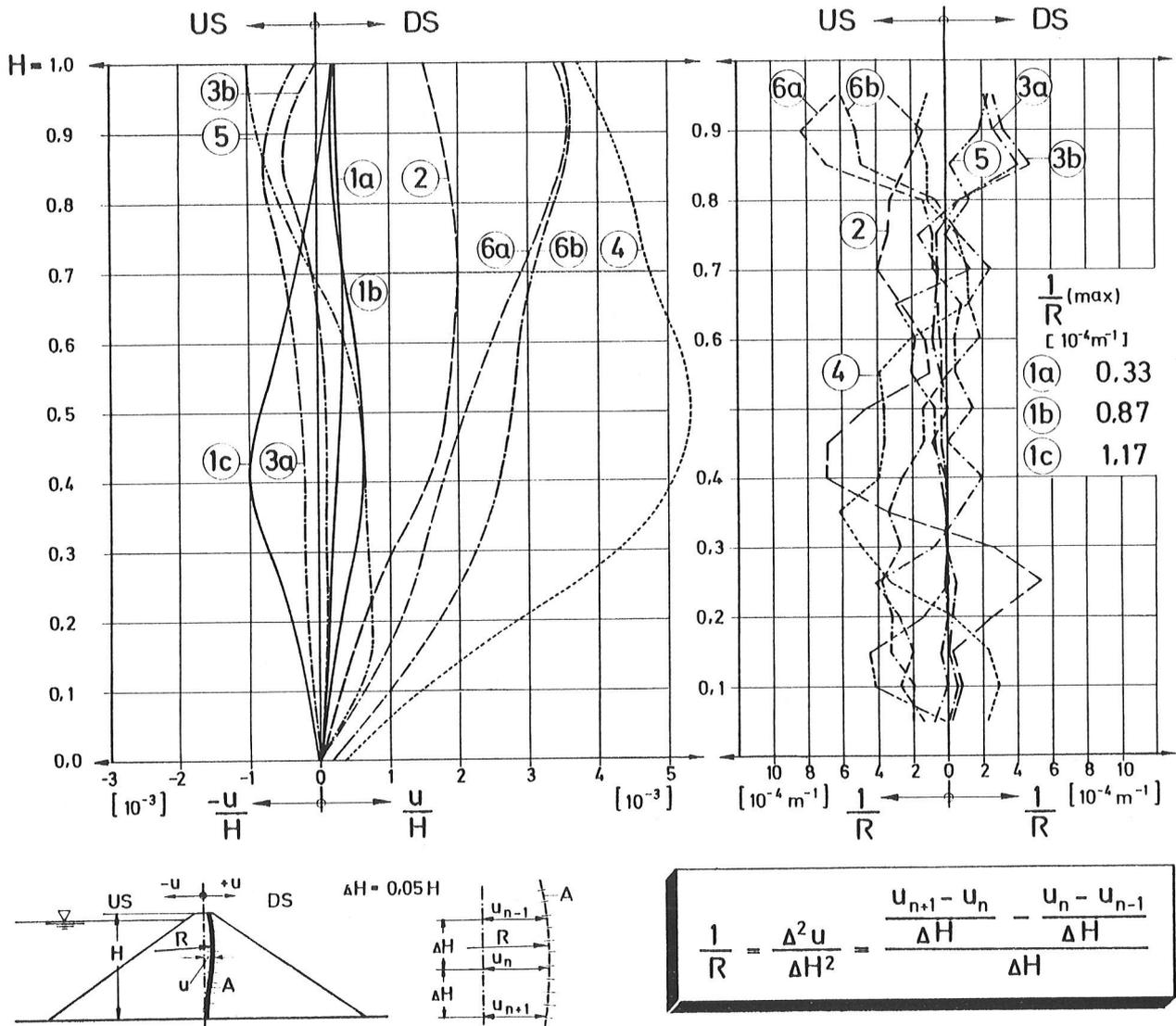


Abb. 6 : Horizontalbewegungen u und Krümmungen $\frac{1}{R}$ der Dämme in Tabelle 2 infolge Staudruck.

A Meßpegel ; H Dammhöhe im Profil des Meßpegels ; US/DS Oberwasser / Unterwasser.

Abschließend darf festgestellt werden, daß membranartige Betonkerndichtungen unter den erwähnten Voraussetzungen einer Gründung auf Fels und verformungsarmer Stützkörper auch für große Dammhöhen in Betracht gezogen werden können. Es besteht begründete Aussicht, das Problem der Wandreibung einer zufriedenstellenden Lösung zuzuführen. Die zuverlässige Herstellung von Betonkernen ist mit üblichem Gerät von jeder qualifizierten Baufirma möglich. Betonkerndichtungen würden infolge ihrer hohen Erosionsfestigkeit vor allem der zu stellenden Forderung nach einem risikosenkenden, von un-

vorhersehbaren Einflüssen möglichst unabhängigen Bauverfahren für Staudämme entgegenkommen.

4. HINWEISE UND DANK

Das Forschungsprojekt über Betonkerndämme wird vom Verband der Elektrizitätswerke Österreichs gefördert. Als Sachbearbeiter haben die Herren Dipl.-Ing. L.Rammer und Dipl.-Ing.J.Henzinger bei der Ausarbeitung des vorliegenden Berichtes mitgewirkt. Die druckreife Ausarbeitung der Bilder erfolgte durch Frau G.Haas. Das USBR, Engineering and Research Center, Denver, sowie das Büro Crippen Consultants, Vancouver, haben wertvolle Unterlagen zur Verfügung gestellt. Der Verfasser möchte sich bei seinen Mitarbeitern und bei den genannten Firmen verbindlich bedanken.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Obwohl membranartige Betonkerndichtungen schon seit den Anfängen des Staudammbaues erfolgreich verwendet werden und bereits 1923 mit dem Tieton - Dam in USA die Dichtungshöhe von 97,5 m erreicht wurde, ist ihre Entwicklung hinter anderen Dammdichtungen zurückgeblieben. Als Grund wurden die schwierige Herstellung der Betonwand sowie die hohe, durch Wandreibung erzeugte Belastung angesehen. Im Rahmen eines Forschungsprojektes am Institut für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck wurde die Aufgabe gestellt, die Anwendbarkeit von Betonkerndichtungen unter Berücksichtigung der Fortschritte in der Betontechnologie, den Bauverfahren und der Dammbautechnik zu überprüfen und eine Gleitschicht zur Abminderung der Wandreibung zu entwickeln.

Nach einem Überblick über die bisherigen Ausführungen (Abb. 1) wird ein Dammaufbau (Abb. 2) vorgeschlagen. Die Wirksamkeit einer Bitumengleitschicht ist aus Abb. 3 zu entnehmen. Die Abbildungen 4 und 5 zeigen eine Möglichkeit zur Bemessung unbewehrter Betonkerne auf, und Abbildung 6 gibt einen Anhalt über die zur erwartenden Wandkrümmungen anhand der Meßergebnisse von sechs ausgeführten Dämmen. Abschließend wird gefolgert, daß Betonkerne bei Gründung auf Fels und mit verformungsarmen Stützkörpern auch für große Dammhöhen in Betracht gezogen werden können.

6. LITERATUR

- MARSAL,R.J.: Behaviour of Dams built in Mexico, Contribution to the XII. ICOLD,1976.
- NUSSBAUM,H./ STEVENSON,G.W.: Mica - Dam, Performance and Experience. Crippen Consultants, Vancouver, 1980.
- OSSELMANN,C.R.: Meßergebnisse am Staudamm der Dhünntalsperre. Wasserwirtschaft, Heft 6, 1970.
- PIRCHER,W./ SCHWAB,H.: Austrian Finstertal Rockfill - Dam. Water Power and Dam construction, June 1980.
- SCHOBBER,W.: Über das Tragverhalten von Staudämmen. Wasserwirtschaft, Heft 4, 1981.
- SCHÖNIAN, E.: Pfahlgleitschichten aus Bitumen zur Verringerung der negativen Mantelreibung. Deutsche Baugrundtagung, Stuttgart, 1972.
- SCHERARD/WOODWARD/CIZIENSKI/CLEVINGER : Earth- and Earth-Rock - Dams. J.Wiley & Sons, 1967.
- TAYLOR,P.: Movements of Corewall and Embankment Settlement, Tieton - Dam. USBR, Yakima, Washington, 1933.
- USBR : Report on Safety of Dam and Apurtenant Works of Tieton - Dam. USBR, Engineering and Research Center, Denver, Colorado, 1978.
- WILSON,St.D./MARSAL,R.J.: Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams. ASCE, Geotechnical Division, 1979.

14. TALSPERRENKONGRESS
IN RIO DE JANEIRO 1982

TALSPERRENÜBERWACHUNG UND ALARMVORKEHRUNGEN IN ÖSTERREICH

Dipl.-Ing. Arnulf NIEL
Dipl.-Ing. Rudolf MELBINGER

1. ÜBERSICHT

Die Speicher in Österreich dienen primär der Stromerzeugung. Nur weniger als 1 % des in Österreich vorhandenen Speicherraumes wurde zur Verbesserung des Hochwasserschutzes errichtet. Kein einziger durch eine mehr als 15 m hohe Sperre gebildeter Speicher dient der Bewässerung oder der Trinkwasserbereitstellung. In Österreich gibt es ca. 70 Betonmauern und Schüttdämme der genannten Größenordnung, wobei Flußstauwerke nicht berücksichtigt sind (KIESSLING et al., 1975; LAUFFER, 1977; PARTL, 1977; WIDMANN, 1979).

Der durch diese Sperren geschaffene nutzbare Speicherraum beträgt insgesamt ca. 1270 Mio m³. Die Speicher erleichtern als jederzeit einsatzfähige Energiereserve den Ausgleich unvorhergesehener Laständerungen und Lastausfälle und verbessern durch die gute Regelbarkeit der Speicherkraftwerke die Sicherheit und Qualität der Stromversorgung. Durch die Speicher werden aber mitunter auch positive Auswirkungen auf andere Wirtschaftsbereiche erzielt, wie etwa Verbesserung des Hochwasserschutzes, Niederwasseraufhöhung im Winter und damit Herabsetzung der Möglichkeit der Eisbildung sowie vereinzelt Verbesserung der Wassergüte.

So vorteilhaft auch die Existenz von Speichern ist, darf doch nicht übersehen werden, daß manchmal mit ihr auch Gefahren für Bevölkerungsteile, die nur mittelbar und geringfügig Nutzen aus der Stromerzeugung ziehen, verbunden sind. Trotz der Fortschritte, die in der Sperrenbautechnik während der letzten Jahrzehnte zweifellos zu verzeichnen sind, muß die Gefahr des Versagens einer Sperre im Auge behalten werden. Behörde und Sperreneigentümer sind mit größten Anstrengungen bemüht, jedes - auch das geringste - Risiko eines Sperrenbruches auszuschließen.

2. RECHTSLAGE UND GENEHMIGUNGSVERFAHREN

2.1 Rechtliche Situation

Jedes Risiko möglichst auszuschalten, ist der Gesetzgeber bereits über 100 Jahre bemüht. Seit 1869 regelt das österreichische Wasserrechtsgesetz unter dem Gesichtspunkt der Sorge um das Gemeinwohl unter Achtung des

Privatrechtes die Nutzung der Gewässer und natürlich auch die Abwehr der von diesen Gewässern ausgehenden Gefahren (WURZER et al., 1977).

Die Wasserrechtsbehörden bilden einen Teil der staatlichen Hoheitsverwaltung, die in den Bundesländern nach den Weisungen der Bundesministerien vom Landeshauptmann als sogenannte "mittelbare Bundesverwaltung" geführt wird.

Es gibt drei Instanzen der Wasserrechtsbehörde, nämlich die Bezirksverwaltungsbehörde (Bezirkshauptmannschaft), den Landeshauptmann (Amt der Landesregierung) und das Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft (Oberste Wasserrechtsbehörde). Für besondere Wassernutzungen ist nach dem Wasserrechtsgesetz dieses Bundesministerium als erste Instanz zuständig, so auch für die Errichtung von Talsperren; dies aber nur dann, wenn ein Schüttdamm höher als 15 m oder eine Sperre anderer Konstruktion (Betonmauer) höher als 40 m über Gründungssohle ist; außerdem, wenn durch die Sperre - unabhängig von deren Bauart - ein Speicherraum von mehr als 5 Mio m³ Inhalt gebildet wird.

Je größer das Bauwerk oder der Speicher, desto größer wären für die unmittelbar darunter angesiedelte Bevölkerung die Auswirkungen eines Bruches dieses Bauwerkes. Aus diesem Grunde wurde zur Unterstützung der Sachverständigen im wasserrechtlichen Verfahren im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft die Staubeckenkommission eingerichtet (BAUMANN, 1950; LANSER, 1965). Diese Einrichtung geht auf das Wasserrechtsgesetz 1934 zurück. Zum letzten Mal wurde die darauf Bezug nehmende Staubeckenverordnung 1965 novelliert. Nach dieser Verordnung besteht die Staubeckenkommission zunächst aus dem Vorstand der Sektion für Wasserwirtschaft und Wasserbau des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft und dem Stellvertreter des Vorsitzenden, der als Leiter des amtstechnischen Dienstes die Geschäfte führt. Wesentlich ist aber, daß diese Kommission aus insgesamt 25 Mitgliedern besteht, die vorwiegend Fachleute folgender Gebiete sind: Wasserbau, Geologie, Felsmechanik, Sperrenstatik, Sperrenmeßtechnik, Betontechnologie, Bodenmechanik und Dammbau. Der Kommission stehen außerdem "ständige Experten" aus benachbarten Gebieten wie Hydrologie, Stahlbau, Maschinenbau und Erdbebenkunde zur Verfügung. Zur Lösung spezieller sperrentechnischer Fragen werden eigene Unterausschüsse gebildet.

Die Staubeckenkommission hat bis 1962 die Aufgaben des Österreichischen Nationalkomitees der ICOLD wahrgenommen. Damals wurde das Nationalkomitee erweitert und als Verein neu gebildet. Die Mitglieder der Staubeckenkommission sind nach wie vor Mitglieder des Nationalkomitees.

Die Hauptaufgabe der Kommission ist es, auf Ersuchen - sei es der Wasserrechtsbehörde oder einer Gebietskörperschaft - Entwürfe von Sperren in technischer und technisch-wirtschaftlicher Hinsicht vor allem mit Rücksicht auf die dauerhafte Erhaltung der Standsicherheit zu prüfen. Entsprechend dieser Aufgabe hat die Staubeckenkommission seit 1948 in 48 Sitzungen Sperren begutachtet und die bei der wasserrechtlichen Genehmigung einzuhaltenen technischen Bedingungen vorgeschlagen.

2.2 Genehmigungsverfahren

Der Weg eines Bewilligungswerbers zur Erlangung einer behördlichen Genehmigung für die Verwirklichung eines Talsperrenprojektes erfordert immer wieder die

Auseinandersetzung mit der Frage nach ausreichender Sicherheit. In den vom Bauherrn bei der Behörde eingereichten Projekten müssen neben der Darstellung der Funktionen der Anlagenteile die Sicherheit und die Auswirkungen des Projektes auf Dritte ausgewiesen werden. Erst wenn auf Grund der technischen Prüfung durch die bereits erwähnte Staubeckenkommission das Bauwerk bei Einhaltung bestimmter Auflagen für ausführbar erklärt wurde, kann die wasserrechtliche Bewilligung erteilt werden. Im Bewilligungsbescheid werden die entsprechenden Bedingungen vorgeschrieben (GANSER et al., 1980).

Für die Dauer des Baues wird eine staatliche Bauaufsicht bestellt, die sozusagen einen verlängerten Arm der Behörde darstellt und diese unabhängig von den Berichten des Bauherrn über den Bauvorgang informiert.

Bevor Bauteile im Zuge des ersten Einstaues unter Wasser gesetzt werden, wird von der Behörde eine Vor-Überprüfung des Bauwerkes vorgenommen, bei der gleichzeitig das Einstauprogramm und eine "Vorläufige Betriebs- und Überwachungsordnung" festgelegt werden. Der erste Einstau erfolgt in Etappen - mit eingelegten mehrtägigen oder mehrwöchigen Ruhepausen - wobei das Verhalten der Bauwerke durch zahlreiche Meßeinrichtungen genau beobachtet wird. Weicht dieses Verhalten vom erwarteten bedenklich ab, wird der Weiterstau gestoppt, bis die Ursachen gefunden und beseitigt werden konnten. Es hat sich hier oft gezeigt, daß es allein schon aus dem Verantwortungsbewußtsein der Sperreneigentümer nicht erst einer besonderen Vorschrift durch die Wasserrechtsbehörde bedurfte, um derartige, für die Energiewirtschaft oft nachteilige Maßnahmen zu setzen.

Erst nach einigen Betriebsjahren wird in einer End-Überprüfung durch die Wasserrechtsbehörde beurteilt, ob die Anlage projektsgemäß ausgeführt und ihre Standsicherheit beim Betrieb gewährleistet ist.

3. DIE ÜBERWACHUNG DER TALSPERREN IM BETRIEB

3.1 Überwachungsorgane

Grundsätzlich ist für die Sicherheit des Bestandes und Betriebes von Stauanlagen der jeweilige Eigentümer (Wasserberechtigter = Inhaber des Wasserbenutzungsrechtes) verantwortlich. Dem Staat bzw. seinen behördlichen Organen obliegt die Aufsicht darüber, ob die Instandhaltung der Anlagen und der zu diesem Zwecke eingerichteten Beobachtungs- und Meßeinrichtungen durch den Wasserberechtigten in verlässlicher und technisch sinnvoller Weise erfolgt und ob die entsprechenden Folgerungen aus den diesbezüglichen Beobachtungen gezogen werden (KROPATSCHEK et al., 1970; WURZER et al., 1977).

Nach einem Erlass des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft aus dem Jahre 1964 gelten besondere Richtlinien für die Überwachung von Sperrbauwerken mit einer Höhe von mehr als 15 m über Gründungssohle (unabhängig vom Sperrtyp) oder mit einem Staurauminhalt von mehr als 500.000 m³ - Flußkraftwerke sind davon ausgenommen. Von diesen Richtlinien sind also wesentlich mehr Anlagen betroffen, als es dem in Abschnitt 2.1 beschriebenen Zuständigkeitsbereich entspricht.

Für die in diese Gruppe fallenden Sperrn gibt es drei Überwachungsebenen:

- 1) Der Eigentümer bestellt aus dem Kreise seines technischen Führungsstabes einen Tal-sperr-n-ve-r-a-n-t-w-o-r-t-l-i-c-h-e-n oder betraut einen Zivilingenieur für Bauwesen mit dieser Aufgabe.

Der Talsperrenverantwortliche muß für die sinnvolle Durchführung aller der Sicherheit dienenden Beobachtungen, Messungen und Maßnahmen sorgen. Dies umfaßt sowohl die routinemäßigen Kontrollen und Instandhaltungsarbeiten als auch die Veranlassung besonderer Abwehrmaßnahmen im Falle drohender Gefahr.

2) Die **A u f s i c h t s b e h ö r d e** (Gewässeraufsicht durch den Landeshauptmann) betraut ein Organ des höheren Baudienstes namentlich mit der Aufsicht über Talsperren und Stauanlagen ("Talsperrenaufsichtsorgan"). Dieses kontrolliert, ob der Sperrereigentümer seine Überwachungs- und Instandhaltungspflichten sorgfältig erfüllt. Es verschafft sich auch durch Inspektionen an Ort und Stelle ein Bild vom Zustand der Anlagen.

3) Eigentümer (1) und Talsperrenaufsichtsorgan (2) müssen der **S t a u - b e c k e n k o m m i s s i o n** zusammenfassende Jahresberichte übermitteln und sie überdies von besonderen Vorkommnissen sofort benachrichtigen.

Von der Geschäftsführung der Staubeckenkommission werden diese Berichte gesammelt und geprüft, allenfalls werden ergänzende Untersuchungen oder Berichte verlangt.

Darüberhinaus führt die Staubeckenkommission im Einvernehmen mit der Obersten Wasserrechtsbehörde selbst eine periodische Begutachtung des Zustandes der Talsperren und Speicher an Ort und Stelle durch. Dafür und für die Beantwortung spezieller fachlicher Fragen wurde in der Staubeckenkommission (nach ersten diesbezüglichen Aktivitäten im Jahre 1960) 1966 ein ständiger Unterausschuß "Talsperrenüberwachung" eingerichtet. Darin ist je ein Experte folgender Fachgebiete vertreten: Geologie, Felsmechanik, Statik und Konstruktion der Betonsperren, Bodenmechanik und Konstruktion der Schüttdämme, Sperrenbeobachtung und Wasserbau.

Berichte über außergewöhnliche Vorkommnisse und die Ergebnisse der Begutachtungen werden der Wasserrechtsbehörde zur allfälligen weiteren Veranlassung übermittelt.

3.2 Intensität der Überwachung

Die routinemäßigen Beobachtungen werden gemäß einem Meßprogramm durchgeführt, das auf die Größe, den Typ und die speziellen Gegebenheiten der einzelnen Anlage abgestimmt ist. Selbstverständlich sind bei außergewöhnlichen Ereignissen besondere Beobachtungen und Messungen durchzuführen.

Die Funktionstüchtigkeit mechanischer Vorrichtungen (wie Verschlüsse von Grundablässen oder Hochwasserentlastungsanlagen) ist in angemessenen Zeitabständen (im allgemeinen im Abstand von ein bis zwei Jahren) zu überprüfen.

Im Abstand von etwa fünf Jahren wird die im Abschnitt 3.1 beschriebene Begutachtung durch den Unterausschuß der Staubeckenkommission durchgeführt. Diese umfaßt nicht nur die Sperre, sondern auch den umgebenden Bereich der Stauanlage einschließlich des Stauraumes.

Die durch den erwähnten Erlaß nicht erfaßten kleineren Sperren sind im Rahmen der Gewässeraufsicht durch das Talsperrenaufsichtsorgan des Landeshauptmannes in einem zeitlich angemessenen Turnus zu kontrollieren.

Es ist aber möglich, daß die Staubeckenkommission auch über solche Anlagen auf Antrag der Wasserrechtsbehörde ein Gutachten erstellt.

3.3 Grundsätzliche Problemstellung

Bei der Begutachtung von in Betrieb stehenden Sperren sind hauptsächlich zwei Kriterien maßgebend, nämlich

- a) ob seit der Inbetriebnahme bzw. der letzten Überprüfung Veränderungen eingetreten sind, die die Sicherheit beeinträchtigen könnten - also Alterungserscheinungen (Verwitterung, Korrosion, Verschleiß); es können auch Umbauten die Sicherheit beeinflussen,
- b) ob Ausbildung und Zustand der Sperre, auch gemessen am zeitgemäßen Stand der Wissenschaften, noch akzeptabel sind.

Gerade bei älteren Anlagen ergibt sich aus diesen beiden Beurteilungskriterien mitunter eine größere Diskrepanz, die nur für das einzelne Bauwerk speziell zu lösen ist. Fallweise werden bedeutende Verbesserungen oder Ergänzungen erforderlich.

Über Messungen an österreichischen Talsperren und deren Auswertung wurde wiederholt berichtet (PETZNY et al., 1970 und 1977). Jede Talsperre ist ein Einzelfall. Daher wird die Art und das Ausmaß der durchzuführenden Überwachung in Zusammenarbeit von Eigentümer, Experten und Behörde den jeweiligen Erfordernissen angepaßt. Im folgenden soll ein grober Überblick über die Rolle gegeben werden, die einzelne Fachgebiete bei der Sperrenüberwachung bzw. Sicherheitsbeurteilung spielen.

3.4 Fachliche Gesichtspunkte

3.4.1 Bestandsunterlagen

Die Überwachung einer Sperre setzt voraus, daß die dafür verantwortlichen Personen mit allen Details vertraut sind. Diese Kenntnisse dürfen aber nicht an eine Person allein gebunden bleiben - die Kontinuität muß auch bei personellen Veränderungen gewährleistet sein.

Der Sperreneigentümer muß daher ein **S p e r r e n b u c h** führen, in dem alle das Bauwerk betreffenden Unterlagen enthalten sind. Im wesentlichen sind dies:

- Geologische und bodenmechanische bzw. felsmechanische Unterlagen bzw. Untersuchungsergebnisse
- Bestandspläne der Sperre und der Betriebseinrichtungen (Hochwasserentlastungsanlage, Grundablässe, Triebwassereinlauf mit Angaben über deren Bedienung und hydraulische Leistungsfähigkeit)
- Materialkennwerte, Bemessungsgrundlagen
- Statische Berechnungen
- Pläne über die Meß- und Beobachtungseinrichtungen
- Meßergebnisse
- Betriebs- und Überwachungsordnung
(einschließlich "Alarmplan", Meldevorgang bei Gefahr)
- Behördliche Vorschriften

Diese Unterlagen müssen auch über alle Instandsetzungsmaßnahmen und baulichen Änderungen oder Ergänzungen Auskunft geben.

Die wichtigsten Unterlagen sind außerdem in einer **T a l s p e r r e n - e v i d e n z** in der Geschäftsführung der Staubeckenkommission enthalten.

3.4.2 Geologie und Felsmechanik

Periodisch wird zunächst rein visuell überprüft, ob die Standsicherheit der Fundierung bzw. der Widerlager der Sperre und die Stabilität der Staurationshänge unverändert gewährleistet sind. Weiters wird geprüft, ob der Bestand der Entlastungsanlagen gefährdet ist und ob das Abfuhrvermögen vom Unterwasser her beeinträchtigt werden könnte.

Im allgemeinen sind bereits aus der Bauzeit potentielle Schwachstellen bekannt bzw. dokumentiert - z.B.

- Störungszonen, Großklüfte
- Lockerungszonen, besonders verwitterungsgefährdete Stellen
- Zonen erhöhter Durchlässigkeit
- Rutsch- und Sackungsbereiche, Bergsturzgefahren
- Steinschlaggefahren
- Muren, Geschiebebringer

Wesentlich ist die Mitwirkung des Geologen und des Felsmechanikers bei der Analyse von Meßdaten - nicht nur jener, die den Untergrund, sondern auch jener, die das Sperrenverhalten betreffen.

Gerade dort, wo der Verdacht besteht, daß der Zustand der Widerlager nicht auf Dauer stabil bleibt, wird auf einen möglichst frühzeitigen Beginn von Beobachtungen bzw. Messungen Wert gelegt (Fotodokumentation, geodätische Verschiebungsmessungen, Messung von Kluft- oder Rißweiten, Erkundungsbohrungen, Felsdehnungen). Der Erkundung der Durchströmung im Fundamentbereich und der Wasserdrücke in den Klüften wurde in den letzten Jahren besonderes Augenmerk gewidmet. Weiters werden Untersuchungen über die Auswirkung der Belastung des Staurationsumes durch die gespeicherte Wassermasse angestellt.

Es wird somit auch immer wieder geprüft, wie weit die vorhandenen Meßeinrichtungen und Meßdaten und der gegebene Stand der geologischen Informationen für die Sicherheitsbeurteilung ausreichen.

Das Beispiel des Gosaudammes in Oberösterreich (Schüttdamm, Höhe ca. 17 m, Baujahre 1910 - 1911) zeigt, daß durch neuere geologische Erkundungen und Kenntnisse bedeutende Verbesserungen erzielt wurden. Durch seismische Methoden und Bohrungen wurde in neuerer Zeit die Lage der undurchlässigen Schicht sorgfältig erkundet, die vorher mehrmals nicht zutreffend gedeutet worden war. So konnte die bestehende Kernmauer durch eine von der Dammkrone her abgeteufte Schlitzwand ergänzt und dicht eingebunden werden. Bereits nach Vollendung der ersten Bauphase an der rechten Talflanke konnten die Sickerwasserverluste auf ca. 1/6 des vorher gemessenen Wertes reduziert werden.

3.4.3 Hydrologie, Wasserbau

Bei älteren Anlagen ist es angezeigt, die Bemessungsgrundlagen für die **H o c h w a s s e r e n t l a s t u n g s e i n r i c h t u n g e n** neu zu überdenken.

Diese Werte mußten in früherer Zeit sehr oft wegen fehlender hydrographischer Grundlagen nach Schätzverfahren ermittelt werden. In vielen Fällen wurden Hochwasserereignisse mit zu großen Eintrittswahrscheinlichkeiten und daher zu geringem Abfluß zugrunde gelegt. Schließlich wurden diese Anlagen auch nicht immer hydraulisch optimal ausgeformt.

In Österreich wurden die Hochwasserentlastungsanlagen in letzter Zeit für ein etwa 5000jährliches Hochwasserereignis dimensioniert, das auf den bis zum Betriebsstauziel gefüllten Speicher auftrifft. Die Förderfähigkeit der Grundablässe und die Triebwasserabgabe werden zumeist nicht in Rechnung gestellt. Bei der Bemessung des erforderlichen Freibordes wird die Empfindlichkeit des Sperrentyps (Damm oder Betonsperre) gegen Überströmen berücksichtigt (SIMMLER, 1979).

Da auf Grund der Bewirtschaftung der Jahresspeicher im alpinen Raum der Höchststau meist nicht in die Jahreszeit fällt, in der größere Hochwässer zu erwarten sind, gibt es Bestrebungen, dies bei der Dimensionierung der Entlastungsanlagen zu berücksichtigen. Es wird aber im Gegensatz dazu von den Sperrereigentümern darauf Wert gelegt, die Speicher ohne Einschränkungen nur nach energiewirtschaftlichen Erfordernissen zu nutzen. Gerade diese Erfordernisse sind heute schwer zu prognostizieren, sodaß das Zutreffen der eingangs beschriebenen Voraussetzungen nicht gänzlich auszuschließen ist. Es ist daher vorgesehen, diese Bemessungsregel vorderhand beizubehalten. Es wird allerdings zu überlegen sein, ob sie auf Grund der neueren Überlegungen über die "Probable Maximum Flood" (PMF) nicht noch zu verschärfen ist.

Die heute gültigen Kriterien werden auf alte Anlagen natürlich nicht unkritisch angewendet - vielmehr wird das sich aus einer geringeren Hochwasserabfuhrfähigkeit ergebende Risiko von Fall zu Fall geprüft. Oft ergibt sich aus einer genaueren Nachrechnung mit Berücksichtigung der Speicherretention eine nur geringe Überschreitung des bewilligten Stauzieles, die bauliche Maßnahmen nicht rechtfertigen würde. Bei drei älteren Talsperren wurde aber immerhin der Einbau zusätzlicher Hochwasserentlastungsanlagen erforderlich.

Vom Standpunkt der Betriebssicherheit sind jene Anlagen zu bevorzugen, die keine beweglichen Teile aufweisen und daher keine Bedienung bzw. Steuerung erfordern - also alle Formen der festen Überfälle.

Wo zur Begrenzung des Überstaus bewegliche Verschlüsse notwendig sind, ist in den Betriebs- und Überwachungsordnungen eine periodische Zustandskontrolle (Rost etc.) und Erprobung der Betriebsfähigkeit vorzusehen. Auch wenn Fernsteuerungen installiert sind, muß bei Hochwassergefahr Bedienungspersonal an der Sperre anwesend sein, um notfalls die Verschlüsse manuell bedienen zu können. Als Kriterium hierfür bietet sich neben der Messung der Niederschlagsverhältnisse die Überschreitung einer bestimmten Anstiegsgeschwindigkeit des Speicherspiegels an.

Das Fördervermögen der **G r u n d a b l ä s s e** ist für eine Absenkung des Speichers im Gefahrenfall im allgemeinen zu gering (außer dort, wo der Grundablaß von vornherein der Speicherbewirtschaftung dient - z.B. für Vorabsenkung bei Hochwassergefahr wie bei der Sperre Klaus in Oberösterreich). Somit können die Grundablässe zur Abwehr einer kurzfristig drohenden Gefahr nur einen zusätzlichen Beitrag leisten. Bei einigen kleineren Sperrungen werden sie regelmäßig zu Geschiebspülungen eingesetzt. Bei einem Großteil der österreichischen Talsperren werden die Grundablässe nur sehr selten in Betrieb genommen - meist nur dann, wenn zu Revisionszwecken eine Speicherentleerung bis unter das Absenkziel erforderlich ist.

Dennoch stellen sie eine gewisse Sicherheitsreserve dar, ihre Betriebsfähigkeit muß daher stets gewährleistet sein. Auf Grund der vorliegenden Erfahrungen kann diese u.a. beeinträchtigt werden durch:

- Korrosion oder zu dicken Anstrich, die z.B. die kurzfristige Bestätigung von Hilfseinrichtungen wie etwa Füllventile verhindern
- Verlegung der Einläufe durch Geschiebe oder Sinkholz
- Vereisung der Verschlüsse
- Schlechte Zugänglichkeit der Bedienungsorgane (z.B. bei Überlauf eines Hochwassers)
- Umständlich zu entfernende Absicherungen (z.B. Sicherungsdeckel)
- Beeinträchtigung des Leistungsvermögens durch Rückstau vom Unterwasser her, z.B. verursacht durch Mureneinstöße.

Ein Teil der genannten Probleme kann durch konstruktive Änderungen beherrscht werden - z.B. Änderung der Stabweite des Einlaufrechens, Umbau auf andere Verschußart, Einbau einer Fernsteuerung.

Der unbehinderte Abfluß im Unterwasser ist für Hochwasserentlastungsanlage und Grundablaß von Bedeutung. Bei den Kontrollen durch den Unterausschuß der Staubeckenkommission wurde vereinzelt auf die Beobachtung von potentiellen Beeinträchtigungen (z.B. Muren) hingewiesen bzw. es wurden Räumungen von Ablagerungen oder Bäumen und Sträuchern verlangt.

Umgekehrt wird auch darauf geachtet, daß durch den Betrieb der Hochwasserentlastungsanlage oder des Grundablasses keine für die Sperre und die Stabilität der Hänge schädlichen Kolke entstehen.

3.4.4 Statik der Betonsperren

Im Rahmen der Talsperrenüberwachung beurteilt der Sperrenstatiker die Standesicherheit der Sperre selbst im wesentlichen auf Grund des Erhaltungszustandes des Bauwerkes und des Zustandes der Baustoffe - und danach, ob aus den Meßergebnissen auf ein "Normalverhalten" des Bauwerkes geschlossen werden kann (FLÖGL, 1979; WIDMANN, 1982).

Der Sperrenstatiker legt auch fest, ob zusätzliche Messungen zur Kontrolle des Sperrenverhaltens bzw. der Beanspruchungen des Bauwerkes erforderlich sind.

Bei den periodischen Begutachtungen werden nicht primär die statischen Berechnungen der Talsperren nachgeprüft, es wird aber fallweise überprüft, ob die Voraussetzungen der Berechnung - vor allem hinsichtlich der Materialkennwerte und Belastungsannahmen - unverändert gegeben sind.

Vor allem bei sehr alten Talsperren bestehen mitunter Unklarheiten bezüglich der Qualität der Baustoffe. In diesen Fällen wurden Erkundungen (Kernbohrungen) vorgenommen.

Änderungen in den Belastungsansätzen können etwa begründet sein in

- Änderungen des Berechnungswasserspiegels (etwa wegen Annahme eines größeren Hochwasserabflusses)
- Abweichungen der gemessenen von den angenommenen Sohlwasserdrücken
- neuen Erfahrungen über Erdbeben
- der Notwendigkeit, Stauraumverlandungen größeren Ausmaßes zu berücksichtigen.

Auf Grund der Erfahrungen der letzten Jahre mißt man heute auch bei Gewölbesperren den Sohlwasserdrücken größere Bedeutung bei.

In einer ergänzenden statischen Berechnung für eine bestehende Gewölbemauer wurde versucht, den Einfluß instationärer Temperaturzustände auf die Durchbiegung abzuschätzen (TREMMELE, 1982).

3.4.5 Statik der Schüttdämme

In den meisten Fällen wird die Stabilität bzw. die erreichte Konsolidierung anhand des zeitlichen Verlaufes der Setzungen (semilogarithmische Auftragung) bzw. der reversiblen und irreversiblen Horizontalverschiebungen beurteilt, weiters auf Grund der Wasserdruckverteilung im Dammkörper und der Durchsickerungen.

Bei einigen älteren Schüttdämmen, über die genauere statische Angaben fehlten, wurde die Überprüfung der bodenmechanischen Kennwerte und eine anschließende rechnerische Überprüfung der Standsicherheit für notwendig erachtet.

3.4.6 Messungen und Beobachtungen

Es ist klar, daß bei älteren Sperren die Meßeinrichtungen fallweise nicht mehr dem heute bestehenden Bedürfnis genügen, vermehrte und genauere Informationen über das Verhalten der Sperre und (in vermehrtem Ausmaß) auch des Untergrundes zu bekommen (PETZNY et al., 1970 und 1977; GANSER et al., 1980).

Mit dem Fehlen geeigneter Lotanlagen zur Messung der Verschiebungen der Betonmauern sind die bekannten Nachteile verbunden:

- keine einfache kontinuierliche Kontrolle
- aufwendige, weniger genaue geodätische Messungen
- bei Lotanlagen, die oberhalb der Sperrensohle enden: keine Messung der Verschiebungen im Fundamentbereich bzw. im Untergrund.

Bei einigen Betonsperren überwiegt in den Lotanzeigen der Temperatureinfluß gegenüber den Deformationen zufolge Staabelastung so sehr, daß eine Kontrolle des stauabhängigen Mauerverhaltens sehr schwierig wird.

Die beschriebenen Schwierigkeiten lassen sich größtenteils beseitigen. Wenn man von der nachträglichen Herstellung von Lotbohrungen absieht, bietet sich eine Anordnung von Klinometern an. An der Möllsperre (schlanke Gewölbemauer) und der Margaritzensperre (leicht gekrümmte Gewichtsmauer) wurde jeweils im Mittelschnitt zwischen Krone und Mauerfuß eine Reihe von Klinometern eingebaut, deren elektrisch übertragene Meßwerte die Biegelinie des jeweiligen Mittelblockes ergeben - angenähert durch ein Tangentenpolygon.

Bei Schüttdämmen wurde der Einbau von Lotanlagen im Dammkörper erst in letzter Zeit verwirklicht (Finstertaldamm, SCHWAB et al., 1982). Beim Durlaßbodendamm wurde ein Schwimmlot im Untergrund installiert.

Der nachträgliche Einbau von Lotanlagen in bestehende, teilweise oder weitgehend konsolidierte Schüttdämme wurde bisher nicht für notwendig erachtet.

Die vielfach erforderliche genauere Erfassung des Auftriebes und der Wasserdrücke im Gründungsfels bzw. in den Widerlagern kann in den meisten Fällen ohne große Schwierigkeiten durch Herstellung zusätzlicher Piezometerbohrungen erreicht werden.

Bei hohen Sperren sind in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Untersuchungen zufolge der Wasserlast im Stauraum und des Wasserdruckes in den Klüften großräumige Verformungen des Untergrundes zu erwarten. Es hat sich daher dort als sinnvoll herausgestellt, Dehnungen bzw. Verrückungen im Fels mittels Extensometer bzw. Nivellements auch im luftseitigen Vorland der Sperren zu beobachten.

In immer größerem Ausmaß werden die für die Beurteilung der Standsicherheit entscheidenden Meßdaten in eine Zentrale fernübertragen. Vielfach wird bei Überschreiten vorgegebener Grenzwerte ein Warnsignal ausgelöst. Die Zuverlässigkeit der Übertragung konnte verbessert werden, obwohl fallweise Störungen bei extremen Wetterbedingungen (Blitzschlag) noch in Kauf genommen werden müssen.

Zahlreiche Speicher in hochalpinen Lagen sind in der Zeit höherer Speicherstände wegen hoher Schneelage oder Lawinengefahr nicht oder nur schwer erreichbar. Einige Sperren Österreichs sind noch dauernd durch einen Wärter besetzt - die Kontrollgänge sind vom Wärterhaus aus direkt erreichbar. Dieser vom Standpunkt der Sicherheit wohl optimalen Lösung stehen aber zunehmende Schwierigkeiten gegenüber, geeignetes Personal zu finden. Dem wird teilweise durch Fernübertragung von Meßwerten in eine Zentrale begegnet.

Bei älteren Sperren sind Meßgeräte mitunter an sehr schwer zugänglichen Stellen angeordnet - beispielsweise in engen, nur bekriechbaren Schächten. Durch Fernmessung kann mit geringerem Zeitaufwand eine größere Ablesehäufigkeit und zweifellos auch eine höhere Genauigkeit erzielt werden.

Für die Sperrenbeobachtung scheinen folgende Gesichtspunkte wesentlich:

- Redundanzprinzip: Ermittlung wichtiger Meßgrößen durch mehrere parallel eingesetzte Meßgeräte (Ausfallreserve) bzw. unabhängige Meßverfahren (z.B. geodätische Messungen - Lote, Extensometer)
- Möglichst frühzeitiger Meßbeginn, um Bau- und erste Betriebsphase genau verfolgen zu können (vor allem für Untergrundreaktionen wichtig)
- Die Messungen und Beobachtungen sollen nach einem Terminplan erfolgen. Zur Sicherung der Kontinuität bei Veränderungen im Personal sollen die Instruktionen schriftlich klar fixiert sein, ein Meßstellenplan soll auch an der Sperre aufliegen
- Das Wartungspersonal soll über die statische Wirkungsweise und das Verhalten der Sperre sowie über die Bedeutung der Messungen informiert sein
- Die Meßdaten müssen unverzüglich ausgewertet und durch einen erfahrenen Techniker beurteilt werden. So können auch Fehlmessungen unmittelbar korrigiert werden
- Fernübertragene Meßwerte müssen in geeigneten Zeitintervallen durch "manuelle" Ablesungen am Meßort überprüft werden
- Auch wenn zahlreiche Meßgeräte installiert sind, darf auf periodische visuelle Beurteilungen der Sperre und des Stauraumes nicht verzichtet werden. Daher ist auch von Zeit zu Zeit störender Bewuchs zu entfernen (Widerlager, Vorland, Böschungen und Ixen von Schüttdämmen).

3.5 Schlußbemerkungen zur Überwachung

Die Talsperren betreibenden Unternehmen Österreichs unterscheiden sich stark nach Größe und Betriebsstruktur. Während bei kleineren Unternehmen die Aufgaben der Talsperrenüberwachung etwa von der Bauabteilung oder von eigens beauftragten erfahrenen Zivilingenieuren besorgt werden, sind bei den größeren Unternehmen Spezialisten für die Entwicklung, den Einbau

und die Betreuung von Meßeinrichtungen eingesetzt. Oft sind die Agenden der Überwachung auf mehrere Abteilungen aufgeteilt - beispielsweise Kraftwerksbetrieb, Vermessungsabteilung, Bauabteilung usw.. Nach Meinung der Verfasser soll die organisatorische Lösung des Problems dem jeweiligen Unternehmen überlassen bleiben. Die Anpassung an den Einzelfall hat Vorrang vor einer starren Normung. Es muß jedenfalls der notwendige Umfang und die Sorgfalt in der Betreuung der Sperren und ihrer Betriebseinrichtungen gewährleistet sein. Dies ist grundsätzlich die Aufgabe des **Talsperrenverantwortlichen**, der deshalb auch innerhalb des Unternehmens mit den seiner Verantwortung entsprechenden Entscheidungs- und Anordnungsbefugnissen, insbesondere für den Notfall, ausgestattet sein muß.

Im Fall eines außergewöhnlichen Ereignisses bzw. drohender Gefahr wird weniger auf einen vorher festgelegten starren Ablauf von Abwehrmaßnahmen Wert gelegt, es sind vielmehr die Anordnungen des Talsperrenverantwortlichen maßgebend, der ja mit der Anlage bestens vertraut ist. Deshalb müssen der Talsperrenverantwortliche oder sein Stellvertreter je nach Füllungsgrad des Speichers oder Zustand der Sperre innerhalb festgesetzter Fristen erreichbar sein. Der Meldevorgang muß klar geregelt sein, auch bei Fernüberwachung (Fernübertragung von Meßdaten) muß dafür gesorgt sein, daß bei Gefahr die Sperre rechtzeitig besetzt wird.

Die Begutachtungen durch den Unterausschuß der Staubeckenkommission dienen primär dazu, zu überprüfen, ob die im öffentlichen Interesse gelegene Standsicherheit der Sperren gegeben ist. Es ist aber auch für den Sperreneigentümer von Vorteil, wenn seine Anlage von Zeit zu Zeit von unabhängigen, durch die Routine des Betriebes unbeeinflussten Fachleuten begutachtet und wenn dabei festgestellt wird, welche Maßnahmen allenfalls zur Aufrechterhaltung einer ausreichenden Standsicherheit erforderlich sind.

Die Schwierigkeit bei der Beurteilung der Überwachungsergebnisse besteht unter anderem in der Festlegung von zulässigen Größen für Meßwerte, vor allem bei Verformungen des Untergrundes.

Das "Normalverhalten" der Sperre wird zumeist statistisch ermittelt. Die sehr umfangreichen Messungen an den neueren großen Sperren werden zweifellos die Möglichkeiten verbessern, die "Sollwerte" der Spannungen und Verrückungen auch deterministisch festzulegen.

Geomechanische Untersuchungen der letzten Jahre lassen erwarten, daß man in Zukunft gefährliche Zustände bei Felsbeanspruchungen und Felsverformungen schärfer abgrenzen können wird.

4. VORSORGE FÜR DIE WARNUNG VOR GEFAHREN

Trotz aller im öffentlichen Interesse gelegenen Sicherheitsvorkehrungen - wie diese weiter oben angeführt wurden - wird überlegt, welche Maßnahmen zu ergreifen sind, falls doch eine gefährliche Situation zu gewärtigen ist. Deshalb werden für gefährdete Gebiete Alarmpläne erstellt. Voraussetzung hierfür ist die Kenntnis von Ausbreitung, Höhe und Laufzeit einer Flutwelle als Folge eines angenommenen Bruchvorganges.

4.1 Grundlagen

4.1.1 Berechnung

Die Beurteilung der Gefahr und die Maßnahmen zum Schutz der Bevölkerung vor Überflutungen im allgemeinen unterscheiden sich grundsätzlich darin, ob es sich um eine Überflutung zufolge natürlichen Hochwassers von Flüssen oder Bächen handelt oder um eine Überflutung durch den Bruch einer Sperre. Diese Unterscheidung hat für die Festlegung der Tallänge, in der eine Flutwelle rechnerisch verfolgt werden soll, Bedeutung. Entscheidend für die Länge des berechneten Weges ist unter anderem das Fassungsvermögen des Vorfluters.

Es sei hier zum besseren Verständnis kurz angeführt, daß in Österreich die Regel ist, Gewässer in Strecken, wo sie landwirtschaftlich genutzte Gebiete durchfließen, für das 30jährige Hochwasser zu regulieren, hingegen Strecken indichtbesiedeltem Gebiet für das 100jährige. Fallweise wird aber von dieser Regel abgegangen. Für Städte werden als Projekthochwasser größere Abflüsse gewählt. So wird beispielsweise die Drau im Stadtbereich von Villach derzeit so weit ausgebaut, daß diese Stadt praktisch einen absoluten Hochwasserschutz erhält. In ähnlicher Weise wird die Donau im Stadtgebiet von Wien für ein rechnerisch 10000jähriges Hochwasser ausgebaut.

Flutwellen als Folge eines angenommenen Sperrenbruches werden rechnerisch nach Möglichkeit bis zu jenem Punkt verfolgt, wo der Wellenscheitel im Flußbett des Vorfluters aufgenommen wird oder Talniederungen nur mehr schwach überflutet würden. Das Resultat dieser Berechnung kann sich mit Hochwassern der zuvor genannten Wahrscheinlichkeiten decken. Davon abgesehen ist bekannt, daß die Berechnung bei geringen Überflutungshöhen sehr ungenau wird.

Die Berechnung einer Flutwelle erfolgt - wie vielfach bekannt - in zwei Schritten; zunächst die Ermittlung der aus dem Speicher auslaufenden Welle und im Anschluß daran die Berechnung des Ablaufs dieser Welle durch das unterhalb der Sperre gelegene Tal. Die Anlaufwelle ist abhängig von der Breschenform, die wiederum bei einer Betonmauer eine andere ist als bei einem Schüttdamm. Eine Flutwelle kann auch durch großräumige Hanggleitungen ausgelöst werden, auch wenn die Sperre bestehen bleibt.

4.1.1.1 Breschenformen

Eine Bresche kann z.B. entstehen durch Überschwappen des Wassers als Folge von Bergstürzen udgl., langdauerndes Überströmen, als Folge von Durchsickerungen durch den Dammkörper oder durch den Untergrund, bei Betonmauern als Folge von Wasserdurchtritten durch Felsklüfte, oder auch durch gewollte Sprengungen.

Ein geringfügiges Überschwappen, wie es durch Windeinwirkung und Wellenbildung an der Speicheroberfläche möglich ist, wird bei Betonmauern bis zu einem gewissen Grad zugelassen. Es hat sich gezeigt, daß Freibordhöhen, die den Berechnungen des Bureau of Reclamation entsprechen, ein solches Überschwappen nicht ausschließen. Wichtig ist, daß die übergeschwappten Wassermengen die luftseitige Einbindung der Sperre nicht erodieren. Während dies bei Betonmauern kaum eintreten wird, kann es unter Umständen bei Schüttdämmen, insbesondere bei gleichzeitigem Überströmen der gesamten

Krone, wegen des Zusammenfließens der überströmenden Wassermengen in den Ixen zwischen Dammkörper und den Talflanken zu gefährlichen Auswaschungen kommen.

Die Breschenformen können sehr verschieden sein. Zur Vereinfachung wird zwischen Progressiv- und Totalbruch unterschieden.

Bei Schüttdämmen ist die plötzliche Freigabe des durch sie abgeriegelten Talquerschnittes wie etwa bei dünnen Betonmauern nicht denkbar. Hingegen kann sich durch Überströmen oder als Folge einer sich verstärkenden Durchsickerung - es sind hierinsbesondere die Grenzflächen zwischen festen Einbauten (wie Grundablaß udgl.) und Schüttkörper anfällig - eine Initialbresche langsam entwickeln. Der Scheitelwert des sich durch die Bresche ergebenden instationären Ausflusses wird daher bei gleicher Sperrenhöhe und gestauter Wassermenge bei einem Schüttdamm kleiner als bei einer Betonmauer sein.

Auf Grund dieser realistischen Betrachtungsweise erscheint es vertretbar, daß in einzelnen Fällen der anzunehmende größte Ausfluß aus einem Speicher beim Bruch eines Schüttdammes gegenüber den früheren konventionellen Annahmen stark vermindert werden kann. Der Flutwellenablauf kann sogar derart klein werden, daß sich die Erstellung eines Alarmplanes erübrigt. Jedemfalls wird aber klar, daß bei einem Schüttdamm zwischen dem Erkennen der Entwicklung eines Bruches und dem Eintritt des Scheitelwertes des Ausflusses zur Warnung und Reaktion der Talschaft mehr Zeit zur Verfügung steht, als dies bei einer Betonmauer zu erwarten ist.

Für Betonmauern wurde nach einem Weg gesucht, der bei vernünftiger Einschätzung der sperrentechnischen Gegebenheiten die Grundlage für die Warnung der allenfalls gefährdeten Bevölkerung bildet. Die für Betonmauern getroffene Bruchannahme weicht von jener der Schüttdämme natürlich ab. Dabei wurden auch Erfahrungen aus Zerstörungen von gemauerten Talsperren während des zweiten Weltkrieges berücksichtigt. Diese haben zur Auffassung geführt, daß eine Betonsperre nur bis zu einer bestimmten Mauerdicke durch konventionelle Sprengkörper noch zerstörbar ist.

Es wird nun für Betonmauern angenommen, daß nur eine oberste, horizontale Zone - bei Gewölbemauern die oberste Bogenlamelle, die dünner als eine festgelegte Mauerstärke ist - plötzlich freigegeben wird. Dies ist wohl eine theoretische Annahme, doch scheinen in ihr alle bei Betonmauern vorstellbaren Breschenformen - einschließlich solcher zufolge gewollter Beschädigungen - subsumiert. Eine solche vereinfachende Annahme erscheint auch deshalb gerechtfertigt, weil bei Berechnungen von Flutwellen nicht sämtliche Nebeneinflüsse auf den Abflußvorgang, wie Hangrutsche, Verklausungen, Querneigungen des Wasserspiegels udgl. berücksichtigt werden können und daher die Genauigkeit schwer abschätzbar bleibt.

4.1.1.2 Wellenfortschritt

Bei der Errichtung eines Flutwellenalarmplanes wird von den errechneten Überflutungshöhen und den Laufzeiten ausgegangen. Der Wellenfortschritt kann mathematisch durch Differentialgleichungen beschrieben werden. Für die praktische Durchführung dieser Berechnung bedient man sich aber numerischer Differenzenverfahren, bei denen man von Querschnitt zu Querschnitt schrittweise weiterrechnet. Treten im Zuge des Flutwellenfortschrittes, etwa durch Hinzukommen von seitlichen Zuflüssen oder durch plötzliche Talquerschnittsveränderungen, größere Störungen auf, werden mit

der rechenaufwendigeren Trajektorienmethode verlässliche Werte erzielt. Für konkrete Fälle durchgeführte Vergleichsrechnungen - und zwar sowohl nach der älteren als auch nach der erwähnten Trajektorienmethode - haben sich bei nicht allzugroßen Talquerschnittsveränderungen im Zuge des Wellenfortschrittes nicht zu sehr voneinander abweichende Überflutungshöhen ergeben, weshalb bisher diese Trajektorienmethode nur in Sonderfällen für die ersten 10 bis 15 km der Laufstrecke verwendet wurde. Bei größeren Einzelstörungen - wie etwa bei hohen Gefällsstufen in der Talsohle - kann allenfalls auch mit einer einfachen Kontinuitätsbeziehung operiert werden.

Schwierig wird es aber jedenfalls, wenn sich eine Flutwelle aus einem engen Seitental über einen Schwemmkegel in ein breites Haupttal ergießt. In einem solchen Fall treten wegen der schwer abschätzbaren sich rasch vergrößernden hydraulisch wirksamen Abflußbreite zusätzliche rechnerische Schwierigkeiten auf. Ferner wird auch das Vollaufen des flußaufwärts gelegenen Vorfluttales zu berücksichtigen sein.

Es ergibt sich oft die Situation, daß in einem Tal mehrere Speicher hintereinander liegen und Täler sich vereinigen, in denen sich getrennte Speicher befinden. Beim Fortschreiten der Flutwelle, die vom höchstgelegenen Speicher ausgeht, wird in der Regel angenommen, daß, sobald diese Welle die nächste Sperre erreicht, diese als Folge des schnellen Ansteigens der Wasserführung bricht, und zwar bei kleineren Betonmauern total, bei Schüttdämmen progressiv. So kann es geschehen, daß der Scheitel einer Flutwelle während seines Laufes von der Sperre weg bis zum nächsten besiedelten Gebiet sich nur wenig vermindert.

Treffen Täler zusammen, in denen sich Speicher befinden, wird in der Regel nicht angenommen, daß die Scheitel der einzelnen Flutwellen aus beiden Tälern sich vereinen. Dies deshalb, weil es unwahrscheinlich ist, daß - selbst bei großräumigen Erdbeben - Sperren in einer Weise brechen, daß die für das Zusammentreffen der Scheitel erforderlichen Laufzeiten zustande kommen.

4.1.2 Modellversuche

Ergänzend zu den Berechnungen wurden für einzelne Probleme des Ausflusses aus einem Speicher während der 60er und 70er Jahre mehrere voneinander unabhängige hydraulische Modellversuche durchgeführt; dies insbesondere an der Technischen Universität Wien (GRZYWIENSKI, 1965, 1968, 1969), bei der Tiroler Wasserkraftwerke AG (NEUHAUSER, 1979) und an der Technischen Universität Graz (DROBIR, 1971; SIMMLER et al., 1982). Es ging dabei im einzelnen um die Abschätzung der Empfindlichkeit der Krone eines Schüttdammes für Bildung einer Initialbresche, um die hydraulische Beanspruchung des luftseitigen Dammfußes, um den Zusammenhang zwischen Ausfluß und Beschleunigung der im Speicher ruhenden Wassermassen, um die Geschwindigkeit der Dammzerstörung und in einem speziellen Fall um die Darstellung des Wellenablaufes durch ein stark geneigtes Tal, wo sich in Krümmungen zufolge der Zentrifugalkräfte starke Wasserspiegel-Querneigungen zeigten. Nicht alle Untersuchungsergebnisse konnten in Verbesserungen von Flutwellenberechnungen oder von Annahmen umgesetzt werden.

4.2 Warnung

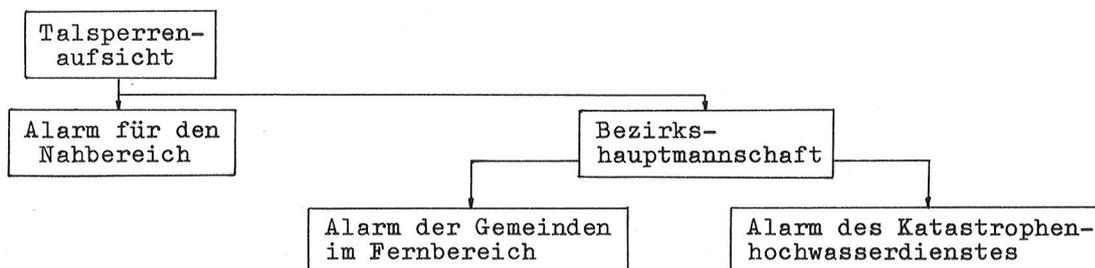
Bisher wurden in Österreich für mehr als 20 Talsperren Flutwellen berechnet.

Die auf der Grundlage dieser Flutwellenberechnung fußende Errichtung eines Alarmplanes mit entsprechenden Alarmanlagen erfolgte in Zusammenarbeit von Behörde und Sperrereigentümer (GANSER, 1974). Nach der österreichischen Bundesverfassung sind Angelegenheiten des Katastrophenschutzes bzw. der Katastrophenhilfe für jede Art von Katastrophen Sache des jeweiligen Bundeslandes. Die Ausarbeitung von Alarmplänen erfolgt in den Bundesländern gemeinsam mit den berührten Bezirkshauptmannschaften.

Ein Alarmplan für Talsperren beinhaltet nicht nur Maßnahmen, die bei Eintritt einer Katastrophe zu setzen sind, sondern auch solche, die einer Katastrophe vorbeugen sollen.

Alarmauslösende Ereignisse können sein: Schäden an Talsperren oder an deren Gründung, ferner Bergstürze, Rutschungen, Lawinenabgänge oder Gletscherbrüche in den Speicher oder auch abnormales Verhalten der Sperre, das sich durch Sperrenbeobachtungen insbesondere mittels der laufenden Messungen ankündigt. Bei einigen im Winter schwer zugänglichen großen Sperren sind Meßanlagen mit Alarmgebern mit Fernübertragung über Funk in eine Zentrale eingerichtet.

Die Art der organisatorischen Abwicklung eines Alarmes wird von den einzelnen Bundesländern in Eigenverantwortung und - den speziellen Gegebenheiten angepaßt - verschieden durchgeführt, in der Regel wird sich dabei etwa folgendes Schema als zweckmäßig erweisen:



Hiezu liegen für den Katastrophendienst Übersichten auf, aus denen der Überflutungsbereich, die Ankunftszeiten des Wellenscheitels, die Überflutungshöhen mit möglichen Folgewirkungen wie Brückeneinstürze, Ölverschmutzungen, Stauungen von flüchtenden Bevölkerungsgruppen udgl. entnommen werden können.

Da bei Flutwellen die Gefahrenzonen im Tal liegen, sind gegenüber Katastrophenplänen etwa für Kernkraftwerk-Unfälle in der Regel nur quer zum Tal verlaufende Fluchtwege möglich.

Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Sperrenbruches mit katastrophalen Folgen ist bei Jahresspeichern jahreszeitlich verschieden groß. Solche Speicher sind in Österreich am Ende des Winters leer. Bei leerem oder schwach gefülltem Speicher ist die Wahrscheinlichkeit eines Bruches praktisch null. Hingegen ist beispielsweise bei Überströmen der Sperre während eines Hochwassers eine intensive Beobachtung erforderlich. Die verantwortlichen Personen müssen in einem solchen Fall schnell und direkt erreichbar sein. Neben Telefon stehen daher oft Funkverbindungen zur Verfügung. Die Verständigung der Bevölkerung geschieht über Tyfon- und Sirenenanlagen.

Je nach Wahrnehmungen bzw. nach den besonderen Meßergebnissen wird in der Regel zwischen vier Gefahrenstufen unterschieden:

Die 1. Alarmstufe (Gefahr) tritt bei Störungen im Bereich der Stauanlage ein.

Die 2. Alarmstufe (Warnung) wird ausgelöst, wenn sich Entwicklungen abzeichnen, die zu einer Katastrophe führen können.

Die 3. Alarmstufe (Alarmbereitschaft) wird bei Eintritt eines gefahrdrohenden Ereignisses gegeben, nämlich etwa dann, wenn eine Flutwelle nicht mehr abgewendet werden kann.

Die 4. Alarmstufe (Alarm) gilt für teilweise oder gänzliche Zerstörung der Stauanlage.

Die Auslösung eines Alarmes für die Bevölkerung des gefährdeten Gebietes obliegt der Behörde. Es wird daher der Sperreneigentümer spätestens mit Eintritt der 2. Alarmstufe die Bezirkshauptmannschaft zu verständigen haben und in laufendem Kontakt mit ihr bleiben. Nur bei Gefahr in Verzug und bei nicht zeitgerechtem Erreichen der maßgebenden Behördenvertreter ist vom Sperrenverantwortlichen, der in diesem Fall rasch und daher ohne Bindung an Weisungen des Vorstandes der betreffenden Eigentümer-Gesellschaft eigenverantwortlich zu entscheiden hat, Alarm auszulösen.

Wichtig ist bei der Erstellung eines Alarmplanes auch die Unterteilung des gesamten Gefährdungsbereiches in Warngebiete, die von der Laufzeit der Flutwelle abhängig sind.

Zur Einrichtung des Alarmplanes der Bezirkshauptmannschaften gehört selbstverständlich auch die Vorinformation der im Gefährdungsbereich wohnenden Bevölkerung. Diese Information enthält neben der Festlegung der Weisungsberechtigten Angaben über das Verhalten der Bevölkerung bei den einzelnen Warnsignalen, wobei auch die Einschaltung der Rundfunkgeräte zur Übermittlung spezieller Verhaltensanordnungen vorgesehen ist. In den Wohngebäuden und Betrieben werden Merkblätter angebracht, in denen die Fluchtwege und die genügend hoch gelegenen kurzfristig erreichbaren Fluchtziele vermerkt sind. Die Bevölkerung hat, soweit bekannt, bisher derartige Informationen mit Verständnis aufgenommen.

Erwähnt soll auch werden, daß mehrfach die Auslösung eines Fehlalarmes hingenommen werden mußte. Es kann daher kein Einwand bestehen, Alarmanlagen nur in solchen Zeiten betriebsbereit zu halten, in denen der Speicherspiegel eine bestimmte Teilstaukote überschritten hat. Die Herstellung der Betriebsbereitschaft der Alarmanlage muß aber durch einfache Manipulation und kurzfristig jederzeit möglich sein.

5. SCHLUSSBETRACHTUNG

Es liegt im Wesen der Menschheit, daß sie sich durch Aneignung von immer mehr und genaueren Kenntnissen und Erkenntnissen weiterentwickelt. Eine Beschleunigung des Fortschrittes - zumindest des technischen - allenfalls durch Kurzsichtigkeit, Machtstreben oder Hybris kann zu Katastrophen führen.

Die wachsenden Kenntnisse in der Sperrentechnik ermöglichen die Errichtung immer höherer Sperren mit größeren Speicherräumen zur Verbesserung der Lebensbedingungen der Bevölkerung und Steuerung der Wirtschaft. Es werden daher auch Erkenntnisse auf dem Gebiet des Sperrenbaues immer neu kritisch zu überdenken und auf ihre Anwendbarkeit zum Wohle der Mitmenschen zu überprüfen sein.

LITERATUR:

- BAUMANN, F.: Die Staubeckenkommission; Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 1/2 (1950)
- DROBIR, H.: Der Ausfluß aus einem Speicher beim Bruch einer Sperre; Institut für Wasserwirtschaft und Konstruktiven Wasserbau an der Technischen Hochschule Graz - Mitteilung 17 (1971)
- FLÖGL, H.: Der Einfluß der zeitabhängigen Verformungen des Betons auf das Verhalten von Gewölbesperren; Die Talsperren Österreichs, Heft 25 (1979)
- GANSER, O.: Vorsorgliche Maßnahmen zum Schutz der Bevölkerung bei Gefahren durch Stauanlagen; Die Talsperren Österreichs, Heft 21 (1974)
- GANSER, O., NIEL, A.: Sicherheit und Kontrolle von Talsperren; Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 7/8 (1980)
- GRZYWIENSKI, A.: Modellversuche "Dammzerstörungen"; Technische Universität Wien, unveröffentlichter Bericht (1965)
- GRZYWIENSKI, A.: Speichermodellversuche; Technische Universität Wien, unveröffentlichter Bericht (1968)
- GRZYWIENSKI, A.: Dammzerstörungen und Flutwellen; Technische Universität Wien, unveröffentlichter Bericht (1968)
- GRZYWIENSKI, A.: Flutwellenmodellversuche; Technische Universität Wien, unveröffentlichter Bericht (1969)
- KIESSLING, H., RIENÖSSL, K., SCHOBBER, W.: Der Staudambau in Österreich; Die Talsperren Österreichs, Heft 22 (1975)
- KROPATSCHKEK, F., TREMMEL, E.: Die amtliche Überwachung der Talsperren und Staubecken Österreichs; Die Talsperren Österreichs, Heft 18 (1970)
- LANSER, O.: Technische Angelegenheiten der Wasserwirtschaft und Staubeckenkommission; Wasserbau in Österreich (Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, 1965)
- LAUFFER, H.: Die Talsperren und Flußstauwerke Österreichs und der Wasserkraftausbau; Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 9/10 (1977)
- NEUHAUSER, E.: Modellversuche über die Wirkung von Schwallwellen am Staudamm Gepatsch; Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 5/6 (1979)
- PARTL, R.: Statistik 1977 der großen Talsperren und Flußstauwerke Österreichs; Die Talsperren Österreichs, Heft 24 (1977)
- PETZNY, H., WIDMANN, R.: Meßeinrichtungen und Methoden der Auswertung an Österreichischen Talsperren; Die Talsperren Österreichs, Heft 18 (1970)
- PETZNY, H., SCHOBBER, W., WIDMANN, R.: Messungen an Österreichischen Talsperren; Die Talsperren Österreichs, Heft 23 (1977)
- SCHWAB, H., PIRCHER, W.: Die Kontrolleinrichtungen und Alarmanlagen der Staudämme Finstertal und Gepatsch; ICOLD, 14. Kongreß Rio, Q 52 (1982)

- SIMMLER, H.: Grundsätze für den Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen bei Österreichischen Talsperren; Die Talsperren Österreichs, Heft 25 (1979)
- SIMMLER, H. SAMETZ, L.: Hydraulische Modelluntersuchungen über Dammzerstörungen als Folge von Überflutungen; ICOLD, 14. Kongreß Rio, Q 52 (1982)
- TREMMELE, E.: Abschätzung des Einflusses kurzfristiger Temperaturänderungen auf den Verschiebungszustand von Gewölbe-mauern; ICOLD, 14. Kongreß Rio, Q 52 (1982)
- WIDMANN, R.: Entwicklungen beim Bau Österreichischer Staumauern; Die Talsperren Österreichs, Heft 25 (1979)
- WIDMANN, R.: Auswertung von Messungen der Felsverformungen bei der Bogengewichtsmauer Schlegeis; ICOLD, 14. Kongreß Rio, Q 52 (1982)
- WURZER, E., GRABMAYR, P.: Genehmigung und Überwachung der Österreichischen Talsperren; Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 9/10 (1977)

