

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

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

HEFT 25

13. TALSPERRENKONGRESS IN NEW DELHI 1979

ÖSTERREICHISCHE BEITRÄGE VERFASST VON

Dr. phil. W. Demmer

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Flögl

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Hautzenberg

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

Dipl.-Ing. Dr. techn. R. Rostek

Dipl.-Ing. H. Schwab

Dipl.-Ing. Dr. techn. R. Fenz

Dipl.-Ing. H. Grassinger

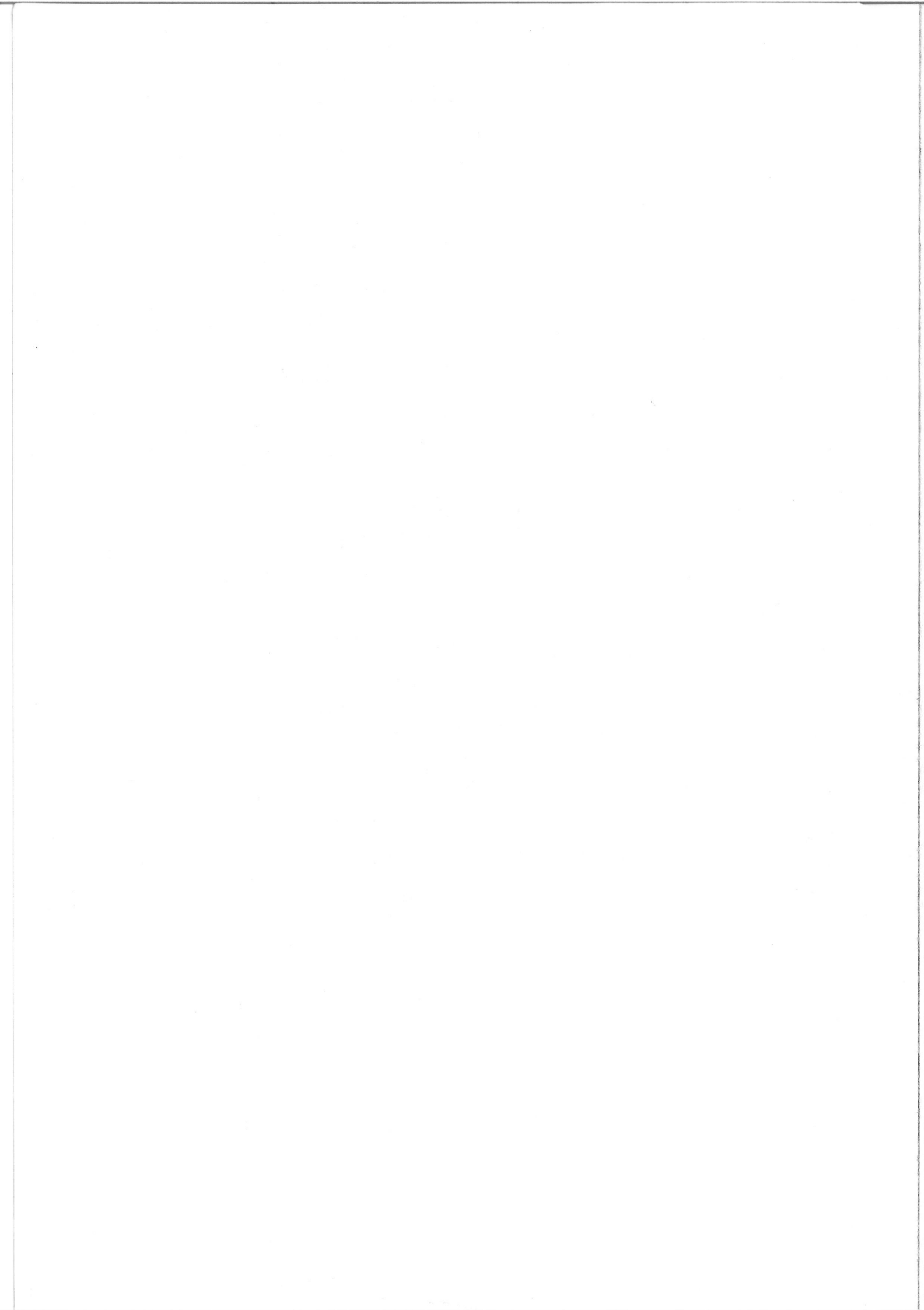
Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Kießling

Dipl.-Ing. W. Roehle

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

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

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



DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

13. TALSPERRENKONGRESS IN NEW DELHI 1979

ÖSTERREICHISCHE BEITRÄGE VERFASST VON

Dr. phil. W. Demmer

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Flögl

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Hautzenberg

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

Dipl.-Ing. Dr. techn. R. Rostek

Dipl.-Ing. H. Schwab

Dipl.-Ing. Dr. techn. R. Fenz

Dipl.-Ing. H. Grassinger

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Kießling

Dipl.-Ing. W. Roehle

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

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

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

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
bleiben, auch bei nur auszugsweiser Verwertung, vorbehalten.

© 1979 by Österreichischer Wasserwirtschaftsverband
An der Hülben 4, A-1010 Wien

Druck: Grazer Druckerei, E.Ploetz Ges.m.b.h.Nfg.KG,
A-8010 Graz
Printed in Austria

Eigenverlag des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, Wien
In Kommission bei Springer-Verlag Wien - New York
ISBN 3-211-81559-7 Springer-Verlag Wien - New York
ISBN 0-387-81559-7 Springer-Verlag New York - Wien

VORWORT DER SCHRIFTLLEITUNG

Im Jahre 1979 findet der 13. Internationale Talsperrenkongress in New Delhi statt. Wie bisher wurden auch für diesen Kongress wieder mehrere österreichische Beiträge eingereicht, die folgenden Themengruppen zugeordnet sind:

Frage Nr. 48 - Grenzflächenprobleme bei Talsperren

- a) Grenzflächen gegenüber Gründungssohle und seitlichen Widerlagern unter Ausschluß von Dichtungsschürzen und Entwässerungseinrichtungen.
- b) Grenzflächen zwischen den verschiedenen Teilen einer Talsperre.
- c) Grenzflächen zwischen der Talsperre und anderen Bauwerken.
- d) Grenzflächenprobleme bei Erhöhung bestehender Talsperren.
- e) Grenzflächenprobleme während des Baues.

Frage Nr. 49 - Alterungsschäden und Bruch von Talsperren

- a) Methoden zur Feststellung von für das Verhalten von Talsperren wichtiger Schäden.
- b) Auswahl von Kontrollparametern und Festlegung ihrer Wichtigkeit im Hinblick auf die Sicherheit der Talsperren.
- c) Reparatur und Instandhaltung in Zusammenhang mit Alterung und/oder Unfällen.
- d) Bruch von Talsperren während des Baues, der ersten Füllung oder aufgrund der Alterung. Erfahrungen, die daraus gezogen werden können.

Frage Nr. 50 - Auslässe und Hochwasser-Entlastungsanlagen für große Wassermengen

- a) Kriterien zur Bestimmung der Art und Lage des Hochwasserkontrollsystems und der Energieumwandlung während des Baues.
- b) Kriterien zur Festlegung der Art und Lage der endgültigen Bauwerke für Entlastung und Energieumwandlung.
- c) Studien und Modellversuche, Planungs- und Baumethoden für Entleerungs- und Hochwasserentlastungsorgane großer Dimension einschließlich Betriebserfahrungen.
- d) Sonderprobleme: Beseitigung von Eis, Treibholz etc., hochbelastete Schützen, Wirbel, Vibration, Kavitation etc.

Frage Nr. 51 - Erdbebensicherung und Talsperren

- a) Berichte über die Auswirkungen größerer Erdbeben auf Talsperren.
- b) Parameter für die Berechnung und Analyse der durch das Beben in den Talsperren aufgetretenen Spannungen und Ermittlung von Sicherheitsfaktoren.
- c) Geologische Gegebenheiten die eine Übertragung der Erdbeben begünstigen.
- d) Seismische Messungen vor, während und nach Füllung des Speichers.
- e) Sonderprobleme, wie Bodenverflüssigung, Schwingungen angeschlossener Bauwerke etc.

Zu diesen Katalog von Themen liegen 3 Beiträge zur Frage 48, je 2 Beiträge zur Frage 49 und zur Frage 50 und 3 Beiträge zur Frage 51 vor. Mit einem weiteren Sammelbericht des österreichischen Nationalkomitees sind es insgesamt 11 Berichte. Da dieses Heft schon vor dem Kongress in Druck geht, mußte auf die Veröffentlichung der zu erwartenden österreichischen Diskussionsbeiträge verzichtet werden. In den offiziellen Kongressbänden können die österreichischen Beiträge in englischer oder 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 Mitarbeitern für ihre Mühe herzlichst zu danken.

H. Simmler

INHALTSVERZEICHNIS

österreichische Beiträge zum 13.Talsperrenkongreß in New Delhi 1979

Seite

<u>Frage 48 :</u>	Grenzflächenprobleme bei Talsperren	
R.22	Aufrauung des Felsuntergrundes für den Felsschüttdamm Finstertal ROUGHENING OF SMOOTH AND STEEPLY SLOPING ROCK SURFACE IN THE FOUNDATION OF FINSTERTAL ROCKFILL DAM Dipl.Ing.H.Schwab, Dipl.Ing.Dr.techn.W.Pircher	7
R.55	Die Geologische Dokumentation der Sperrenaufstandsfläche GEOLOGICAL DOCUMENTATION FOR THE DAM FOUNDATION Dr.phil.W.Demmer	22
R.56	Der Scherwiderstand von Schütt-und Überlagerungsmaterial auf Felsoberflächen in der Gründungssohle eines Staudammes THE SHEAR RESISTANCE IN THE INTERFACE OF THE FILL MATERIAL OR THE ROCK OVERBURDEN AND THE BEDROCK o.Univ.-Prof.Dipl.Ing.Dr.techn.W.Schober, Dipl.Ing.Dr.techn. R. Rostek	31
<u>Frage 49 :</u>	Alterungsschäden und Bruch von Talsperren	
R.18	Die Automatische Stauüberwachung der Kölnbreinsperre AUTOMATIC SUPERVISION OF KÖLNBREIN ARCH DAM Dipl.Ing.Dr.techn.H.Hautzenberg	42
R.33	Revision und Verstärkung von Asphaltoberflächendichtungen der im Hochgebirge gelegenen Dämme EXAMINATION AND REINFORCEMENT OF ASPHALTIC SURFACE SEALINGS ON DAMS SITUATED IN HIGH MOUNTAIN REGIONS Dipl.Ing.Dr.techn.H.Kießling	50
<u>Frage 50 :</u>	Auslässe und Hochwasserentlastungsanlagen für große Wasser- mengen.	
R.52	Grundsätze für den Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen bei Österreichischen Talsperren SPILLWAY DESIGN PRINCIPLES IN AUSTRIAN DAMS o.Univ.-Prof.Dipl.Ing.Dr.techn.H.Simmler	61
R.53	Hochwasserabfuhr bei großen Flußkraftwerken an der Donau DISCHARGE OF FLOOD THROUGH LARGE RUN-OF-RIVER POWER PLANTS ON THE DANUBE Dipl.Ing.Dr.techn.R.Fenz, Dipl.Ing.W.Röhle	72
<u>Frage 51 :</u>	Erdbebensicherung und Talsperren	
R.9	Das Schwingungsverhalten von Gewölbemauern, rechnerische und messtechnische Untersuchungen THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF ARCH DAMS, INVESTIGATIONS BY MEANS OF CALCULATIONS AND MEASUREMENTS Dipl.Ing.Dr.techn.R.Widmann	83

C.1	Prüfung von Asphaltbetonaussendichtungen auf Schüttdämmen in situ IN-SITU TESTS ON IMPERVIOUS ASPHALTIC CONCRETE LAYERS IN EARTHFILL DAMS Dipl.Ing.H.Grassinger	98
C.5	Der Einfluss der zeitabhängigen Verformungen des Betons auf das Verhalten von Gewölbesperren THE EFFECT OF TIME-DEPENDENT DEFORMATIONS OF CONCRETE ON THE BEHAVIOUR OF ARCH DAMS Dipl.Ing.Dr.techn.H.Flögl	107
G.P.1	Entwicklungen beim Bau Österreichischer Staumauern DEVELOPMENTS IN AUSTRIAN CONCRETE DAM CONSTRUCTION Dipl.Ing.Dr.techn.R.Widmann	121

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

AUFRAUHGUNG DES FELSUNTERGRUNDES FÜR
DEN FELSSCHÜTTDAMM FINSTERTAL

Dipl.Ing. H. Schwab

Dipl.Ing.Dr.techn. W. Pircher

Tiroler Wasserkraftwerke AG, Innsbruck

E I N L E I T U N G

Der zur Zeit im Bau befindliche Staudamm Finstertal der Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG) wird ca. 30 km westlich von Innsbruck einen 60 hm³ großen Jahresspeicher für die neue Werksgruppe Sellrain-Silz schaffen, die in den zwei Stufen Kühtai (287 MW) und Silz (488 MW) eine Gesamtfallhöhe von 1678,5 m nutzen wird (Bauzeit 1977 bis 1981).

Über den Damm und einige der seinerzeitigen Entwurfsüberlegungen ist bereits bei den Talsperrenkongressen Madrid [1] und Mexico [2] berichtet worden.

Das nunmehr zur Ausführung gelangende Projekt dieses Steinschüttdammes ist in den Abb. 1, 2, 3 (Lageplan, Hauptschnitt, Längsschnitt) dargestellt. Die Hauptdaten sind mit 149 m Gesamthöhe über dem luftseitigen Fuß, 670 m Kronenlänge und rd. 4,5 Mio m³ Damminhalt gegeben. Der Damm weist einige technische Besonderheiten auf. Er erhält erstmalig eine durchgehend schrägliegende Innendichtung aus bituminösem Mischgut. Diese wird max. 96 m hoch sein und damit hinsichtlich einseitiger Wasserdruckbelastung derzeit die höchste Kerndichtung dieses Typs darstellen. Die Dichtungsstärke beträgt an der Sohle 70 cm, an der Krone 50 cm. Die Schüttung setzt sich über 80 % aus Felsmaterial (Granodiorit) zusammen. Dieses wird aus einem im Speicherraum eröffneten Steinbruch in gemischtkörnigem Aufbau gewonnen. Der Rest ist Überlagerungsmaterial (Moräne) vorwiegend vom Steinbruchbereich. Die Verteilung der Dammmzonen, Böschungsneigungen, Materialart, Korngrößen sowie die Einbauhöhe sind Abb. 2 zu entnehmen.

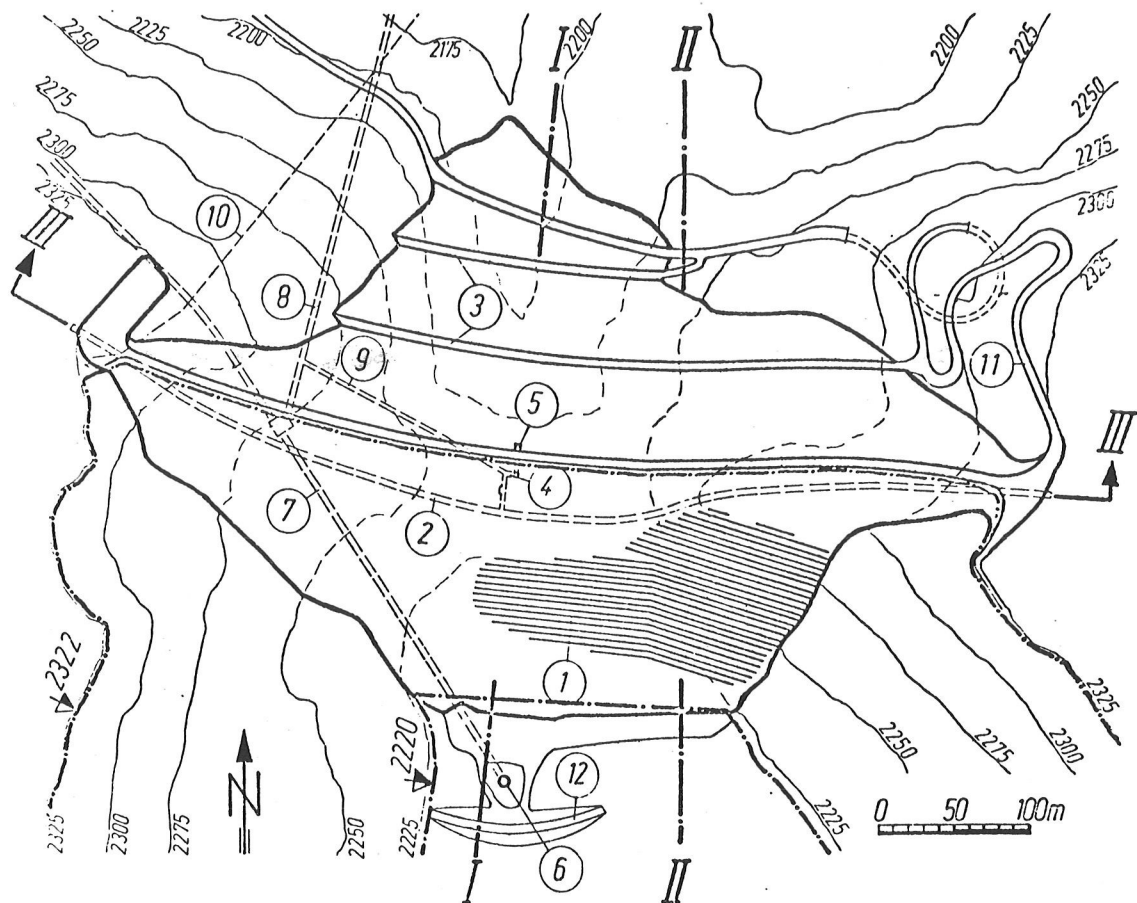


Abb. 1: Lageplan

- | | |
|---|---|
| 1 Bereich der Felsaufrauung | 7 Trieb- bzw. Grundablaßstollen |
| 2 Kontroll- und Injektionsgang
und Aufstand der Asphaltbetondichtung | 8 Grundablaß und Zugangsstollen
zur Schieberkammer |
| 3 Dammbermen | 9 Zugangs-Schrägschacht zum
Kontrollgang |
| 4 Zentrale Meßkaverne | 10 Hochwasserentlastung |
| 5 Schacht für Lotmeßeinrichtungen | 11 Dammkronen-Auffahrtsstraße |
| 6 Trieb- bzw. Grundablaßeinlauf | 12 Fangedamm |

Für Ausführung und Entwurf mußten insbesondere die harten klimatischen Bedingungen auf über 2300 m Mh beachtet werden. Es stehen lediglich rd. 6 Monate Bauzeit pro Jahr zur Verfügung, wobei Schneefälle in jedem Monat möglich sind. Der Stand der Baustelle im September 1978 ist in Abb. 4 wiedergegeben. Zu diesem Zeitpunkt und nach Erreichen von fast zwei Drittel der Gesamthöhe waren die Verformungen noch immer äußerst gering (einige Zentimeter). Dies ist auf die gute Verdichtung (15 t Vibro-Walze, 6 Walzendurchgänge), die geringen Schütthöhen (75 cm und 1,0 m) sowie den gemischtkörnigen Aufbau des Schüttmaterials zurückzuführen. Beim Steinschüttmaterial (Sprengfels mit einem Größtkorn von 700 mm) wurden, wie Großschüttversuche ergaben, nach erfolgter Verdichtung Porenvolumen von nur 19 bis 24 % erreicht.

Die Dammgründung erforderte auf Grund der besonderen topographischen Gegebenheiten der Sperrenstelle, sowie der Oberflächenbeschaffenheit des Felsuntergrundes beson-

dere Maßnahmen für die Behandlung der Aufstandsfläche. Diese sind Gegenstand des folgenden Berichtes.

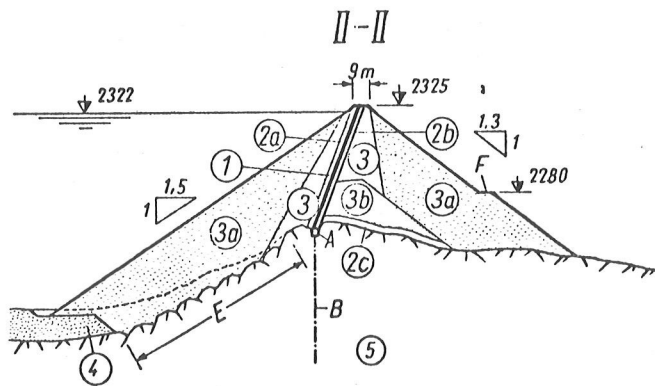
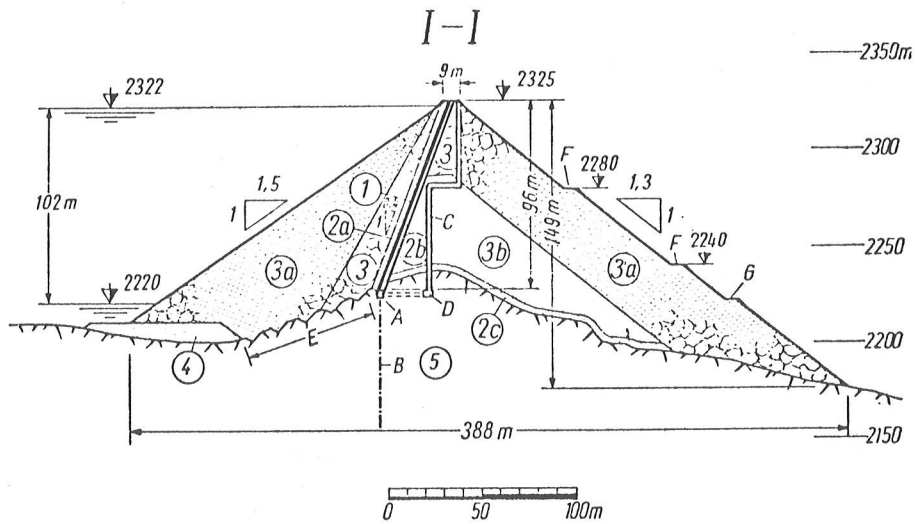


Abb. 2: Staudamm Finstertal, Schnitte

a) Hauptschnitt (I-I):

- | | | |
|----|---|---|
| 1 | Dichtungskern: Asphaltbeton, 6,3 % Bitumengehalt, Kornbereich 0 - 16 mm, Einbauhöhe 25 cm | |
| 2a | Übergangszone: Moräne, Kornbereich 0 - 100 mm, Einbauhöhe 25 cm | |
| 2b | Übergangszone: Steinbruchmaterial, Kornbereich 0 - 100 mm, Einbauhöhe 25 cm | |
| 2c | Drainagezone: Steinbruchmaterial, Kornbereich 0 - 700 mm, Einbauhöhe 100 cm | |
| 3 | Stützkörper: Steinbruchmaterial, Kornbereich 0 - 500 - 700 mm, Einbauhöhe 75 cm | |
| 3a | Stützkörper: Steinbruchmaterial, Kornbereich 0 - 700 mm, Einbauhöhe 100 cm | |
| 3b | Stützkörper: Moräne, Kornbereich 0 - 700 mm, Einbauhöhe 100 cm | |
| 4 | Felsüberlagerung: Moräne | |
| 5 | Felsuntergrund: Schiefergneis | |
| A | Kontroll- und Injektionsgang | D |
| B | Injektionsschirm | E |
| C | Schacht für zwei Lotanlagen | F |
| | | G |

b) Nebenschnitt (II-II)

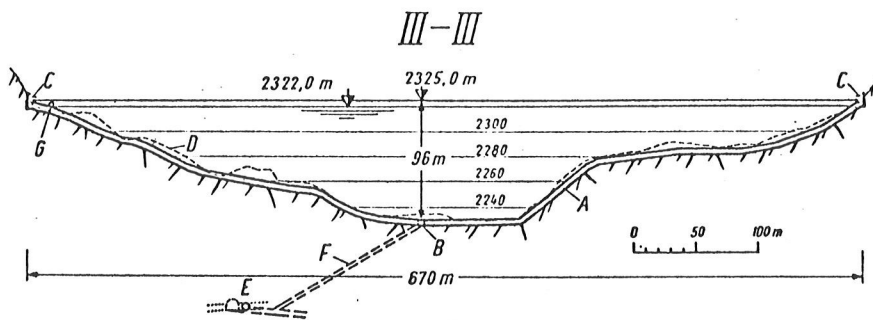


Abb. 3: Längsschnitt durch den Kontrollgang (III-III)

- | | |
|-----------------------------|--|
| A Kontrollgang | E Triebwasser- und Grundablaßstollen
mit Schieberkammer |
| B Zugangsstollen-Einmündung | F Zugangsschrägschacht |
| C Ausstieg | G Hochwasserentlastung |
| D ursprüngliche Felslage | |

ALLGEMEINES ZUR DAMMAUFSTANDSFLÄCHE UND DIE PROBLEMSTELLUNG

Das Staubecken wird von einer durch die eiszeitlichen Gletscher ausgeschürften Felswanne gebildet. In den Rückzugsstadien der Gletscher sind dort Moränen abgelagert worden, die den Großteil der heutigen Überlagerung ausmachen. Das Tal wird nach Norden durch einen Felsriegel abgeschlossen, auf welchem sich die Sperrenstelle befindet und in dessen Schutze sich der vordere von zwei kleinen natürlichen Seen gebildet hatte.

Der Fels ist im Bereich der Sperrenstelle aus festen Schiefergneisen mit eingelagerten Amphiboliten aufgebaut und tritt teilweise in großflächigen, gletscherüberschliffenen Rundbuckeln zu Tage. Die Dammaufstandsfläche ist am Osthang und in Talmitte mit Moräne nur wenig bedeckt, während am Westhang Überlagerungsstärken bis zu 25 m festgestellt wurden.

Zur Erkundung der Überlagerung und des Felsuntergrundes wurden vor Baubeginn umfangreiche Sondierungen und bodenphysikalische Untersuchungen vorgenommen.

Dabei zeigte es sich, daß im allgemeinen die Felsüberlagerung als Dammuntergrund gut geeignet ist, während der Fels selbst in einigen Bereichen wegen seiner außerordentlich glatten Oberflächenstruktur nicht befriedigte (sh. Abb. 4, Bild B). In Verbindung mit der besonderen Topographie der Sperrenstelle und der in Abb. 2, Schnitt II-II ersichtlichen teilweisen Kuppenlage des Dammes ergab sich daraus ein Problem, das nähere Untersuchungen erforderte; dies besonders deshalb, weil die Stabilitätsberechnungen gezeigt hatten, daß auf Grund der vorliegenden Materialkennwerte maßgebliche potentielle Rutschflächen mit solchen glatten Felsoberflächen koinzidieren können. Insbesondere bei steil abfallenden Profilen würde dies die Standsicherheit erheblich beeinträchtigen.

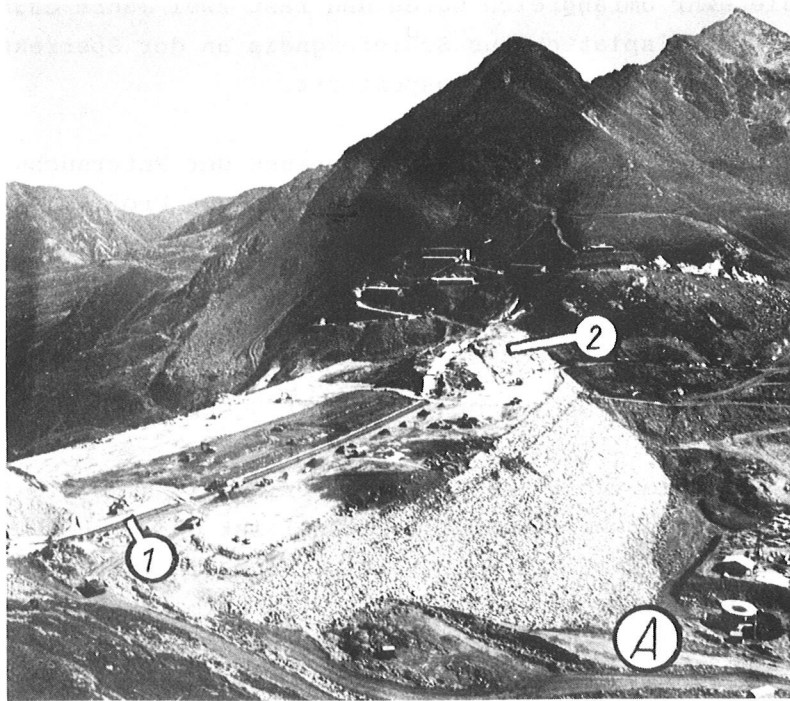


Abb. 4: Staudamm Finstertal

- A Blick von der Wasserseite, Bauzustand September 1978
 1 Asphaltbetonkerndichtung
 2 Bereich der Felsaufrauung
- B Gletscherüberschliffene Felsoberfläche im Bereich der steilen, wasserseitigen Ostflanke des Dammes

Um die aufgetretenen Fragen eindeutig beantworten zu können, mußte deshalb der verfügbare Scherwiderstand zwischen der Felsüberlagerung (Moräne) bzw. dem Steinschüttmaterial einerseits und der gletscherüberschliffenen, glatten Felsoberfläche andererseits durch Versuch bestimmt werden. Dazu schienen Großscherversuche am geeignetsten. Das dazu notwendige Gerät wurde im Auftrag und unter teilweiser

Mitwirkung der TIWAG im Labor des von Herrn Prof. Dr. W. Schober geleiteten Institutes für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck gebaut. Für die Versuche, die sehr umfangreich waren und fast zwei Jahre dauerten, wurden zwei entsprechend große Felsplatten aus Schiefergneis an der Sperrenstelle in sorgfältiger Arbeit gelöst und ins Labor transportiert.

Das Versuchsgerät sowie der Ablauf und die Ergebnisse der Untersuchungen sind in einem weiteren Bericht zur Frage 48 dieses Kongresses von Prof. Dr. W. Schober und Dr. R. Rostek beschrieben worden [3].

DER SCHERWIDERSTAND VON STEINBRUCH- UND MORÄNENMATERIAL AUF NATÜRLICH GLATTEN FELSLÄCHEN

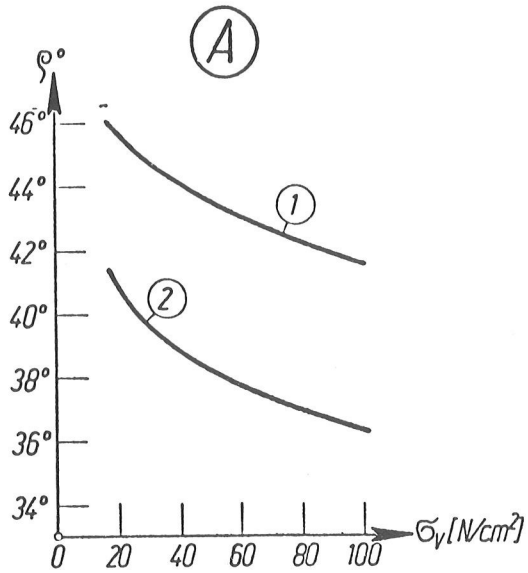
Das im Damm verwendete Steinbruch- und Moränenmaterial wie auch die im Dammuntergrund belassene Felsüberlagerung (ebenfalls Moräne) ist durch relativ hohe innere Scherfestigkeiten gekennzeichnet. In Abb. 5 (A, B) sind die letztlich für die Standsicherheitsrechnungen verwendeten ungünstigsten Reibungswinkelannahmen in Abhängigkeit von der Normalspannung in der Scherfläche aufgetragen (Kurve 1 und 2), und die zugehörigen Bereichsgrenzen der aus der Schüttung gezogenen Kornverteilungen angegeben.

Auffallend ist das stark spannungsabhängige Verhalten beider Materialien. Im Scherkasten konnte Versuchsmaterial bis zu einem Größtkorn von immerhin 200 mm eingebaut werden, was einen bedeutenden Genauigkeitszuwachs gegenüber den sonst üblichen Kleinversuchen bedeutet. Die Oberflächenrauigkeit der Gletscherschliff-Felsplatten ist für Vergleichs- und Rechnungszwecke mittels Profilograph abgetastet und registriert worden. Eine typische Aufnahme ist in Abb. 8 (D, E) unverzerrt dargestellt.

Bei den Versuchen zur Bestimmung des Scherwiderstandes von Moränen- und Steinbruchmaterial auf glatten Felsoberflächen wurden insgesamt je vier Serien mit jeweils vier Laststufen bis 100 N/cm² Normalspannung durchgeführt. Dabei wurden jeweils zwei verschieden glatte Felsplatten untersucht, gekennzeichnet durch die Zeiger 1 und 2 in Abb. 6. Zur Abklärung der unterschiedlichen Einflüsse wurden bei der Moräne zwei verschieden abgestufte Proben (a = fein, b = grob in Abb. 6) desselben Kornbereiches 0 - 200 mm verwendet, während beim Steinbruchmaterial vom gleichen Ausgangsmaterial verschiedene Kornbereiche (0 - 50 und 0 - 200 mm auf Felsplatte 1; 0 - 200 und 6 - 200 mm auf Felsplatte 2) untersucht wurden.

Die Ergebnisse waren teilweise überraschend (siehe Abb. 6). Einerseits war die Abhängigkeit des Scherwiderstandes vom Grad der Oberflächenrauigkeit bei beiden Materialien deutlich festzustellen, weil die glattere Felsplatte (Zeiger 2 in Abb. 6) unabhängig von der Kornverteilung des überschobenen Materials jeweils den geringeren Scherwinkel zeigte. Andererseits war auch auffallend, daß feinkörniges Material höhere Scherfestigkeiten lieferte als grobkörniges. Beides wird dadurch erklärt, daß der Scherwiderstand in erster Linie eine Funktion der Verzahnungsmöglichkeit ist, die eben für feinkörniges Material und auf rauher Felsoberfläche größer ist. Auf beiden in den Versuchen benutzten Felsplatten 1 und 2 waren jeweils die Scherwiderstände von Moräne bzw. Steinbruchmaterial, abgesehen

Abb. 5:



A: Innerer Reibungswinkel von Stützkörpermaterialien

σ_v Normalspannung in der Scherfläche

ϕ_0 innerer Reibungswinkel

1 Steinbruchmaterial (Zone 3a)

2 Moränenmaterial (Zone 3b)

B: Kornverteilungen von Steinbruch- und Moränenmaterial (in mm)

1 Steinbruchmaterial (Zone 3a)

2 Moränenmaterial (Zone 3b)

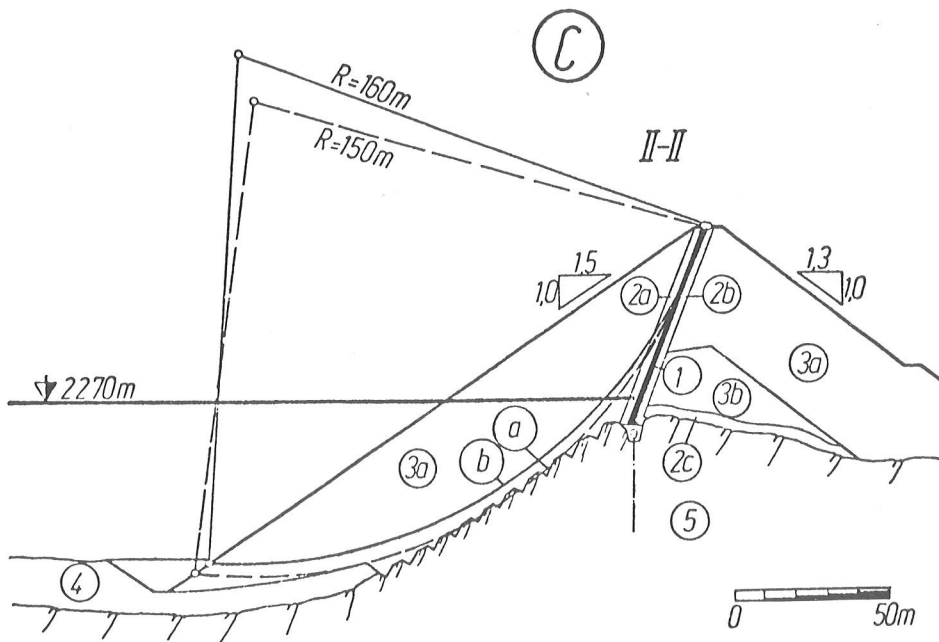
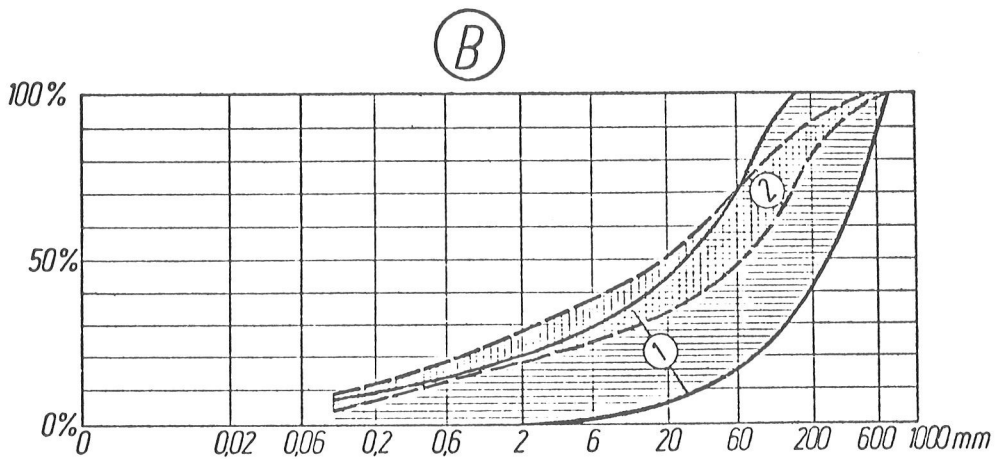
C: Ungünstigste Gleitkreise ohne und mit Aufrauhung im Bereich des Nebenschnittes II-II

a ungünstigster Gleitkreis ohne Aufrauhmaßnahmen

Sicherheit $f = 1,265$

b ungünstigster Gleitkreis mit Aufrauhung

Sicherheit $f = 1,415$



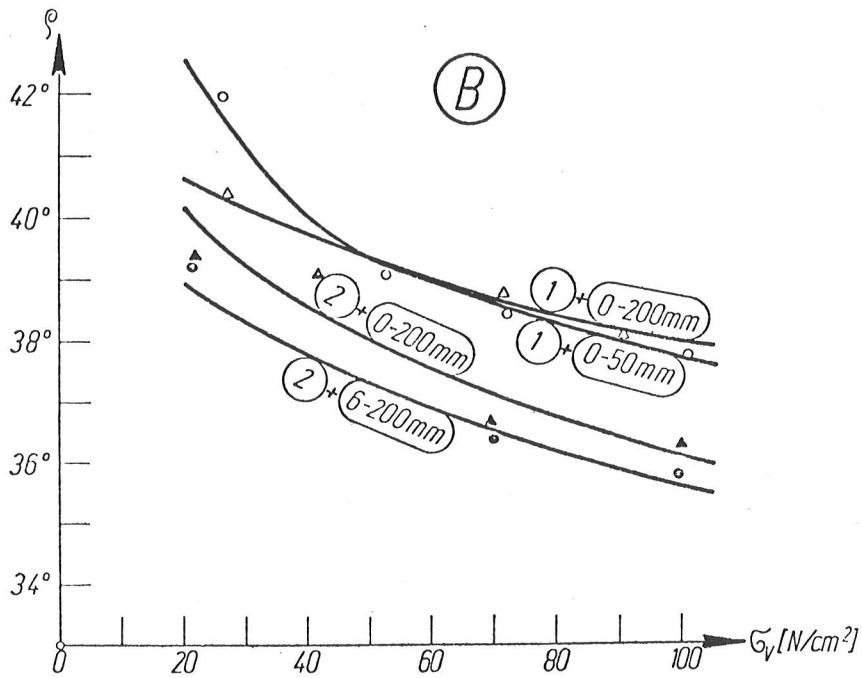
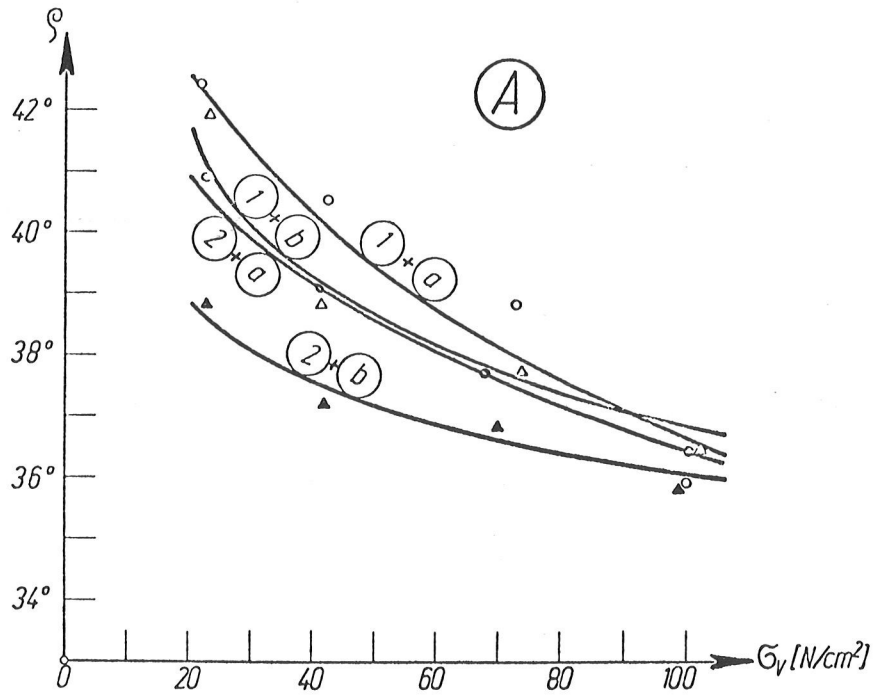


Abb. 6: Großscherversuchsergebnisse

- σ_v Normalspannung in der Scherfläche
 ρ Scherwiderstand
- A** Scherwiderstand von Moränenmaterial auf glatter Felsoberfläche
 1 glatte Felsplatte
 2 glattere Felsplatte
 a Moränenprobe feinkörnig
 b Moränenprobe grobkörnig
- B** Scherwiderstand von Steinbruchmaterial auf glatter Felsoberfläche
 o - 200 mm, o - 50 mm, 6 - 200 mm Steinbruchprobe mit verschiedenen Kornbereichen

von geringen Versuchsstreuungen praktisch fast gleich, obwohl doch die innere Scherfestigkeit von Steinbruchmaterial wesentlich höher ist als die von Moräne.

Der Grund dafür liegt darin, daß der Scherwiderstand von Steinbruchmaterial und Moräne auf glattem Fels deutlich geringer ist als die innere Scherfestigkeit beider Materialien, wobei der Unterschied beim Moränenmaterial zwar nur 2 bis 3°, beim Steinbruchmaterial aber bis zu 8° beträgt. Sein Einfluß auf die Standsicherheit durfte somit keinesfalls vernachlässigt werden.

ERMITTLUNG DES NOTWENDIGEN AUSMASSES EINER KÜNSTLICHEN AUFRAUHGUNG UND VERSUCHE ÜBER DEREN WIRKSAMKEIT

Die vorliegenden Ergebnisse machten genauere Standsicherheitsberechnungen für mehrere ausgewählte Dammquerschnitte möglich, wobei für den Scherwiderstand der Schüttmaterialien auf glattem Fels die Versuchsergebnisse gemäß Abb. 6 herangezogen werden konnten. Für jene Bereiche des Felsuntergrundes, wo die Moränenüberlagerung nicht abgeräumt werden muß, wurde der Scherwiderstand nach den ungünstigsten Grenzkurven der Großversuche eingesetzt. Das stark spannungsabhängige Verhalten der verschiedenen Schüttmaterialien wurde in den Stabilitätsuntersuchungen dadurch berücksichtigt, daß bei Anwendung der üblichen Gleitkreis- und Gleitkeilmethoden innerhalb der einzelnen Materialzonen der innere Reibungswinkel lamellenweise spannungsabhängig variiert wurde (Abb. 5, A).

Die Untersuchung zahlreicher Dammquerschnitte ergab die ungünstigsten Ergebnisse für die Wasserseite von Schnitt II-II (Abb. 2 und 5). Wegen des dort verhältnismäßig ausgedehnten Bereiches glatter Felsoberflächen mit abgemindertem Scherwiderstand und ihrer beachtlichen Neigung von fast 33° würde es dort zu geringfügigen Unterschreitungen der vorgeschriebenen Sicherheitskoeffizienten kommen. Andere Bereiche, insbesondere an der Luftseite des Dammes, waren wegen einer inzwischen vorgenommenen Lageänderung gegenüber dem Projekt von 1973 nicht mehr kritisch oder wiesen sogar Sicherheitskoeffizienten weit über den geforderten auf.

Es verblieb jedoch der oben beschriebene Bereich, in dem Maßnahmen zur Verbesserung der Standsicherheit erforderlich und auch von Anfang an vorgesehen waren. Unter Beibehaltung des bisherigen Dammkonzeptes kam dafür in wirtschaftlicher Weise nur eine künstliche Aufrauung der Felsoberfläche in Betracht. Die Flächen, in denen dies notwendig ist, lassen sich eindeutig rechnerisch eingrenzen. Voraussetzung dafür ist die technische Durchführbarkeit, worauf später noch eingegangen wird.

Im Lageplan (Abb. 1) ist der gesamte Bereich für die künstliche Aufrauung, wie sie nun zur Ausführung kommt, eingetragen. Auch in den Schnitten I und II sind diese Abschnitte dargestellt (Abb. 2).

Wie daraus zu ersehen ist, wurden auch wasserseitige Flächen beim Hauptschnitt I-I in diese Maßnahme einbezogen. Die Mindest-Sicherheit wurde dort zwar auch ohne Aufrauung gerade noch erreicht, aber wegen der einigen Rechnungsannahmen anhaftenden Unsicherheit erschien eine vorsorgliche Anhebung des Stabilitätszustandes in diesem Bereich ebenfalls angebracht.

In weiterer Folge wurde noch versucht, die Wirksamkeit einer künstlichen Aufrauung in Abhängigkeit vom Grad der Profilierung zu ermitteln. Im günstigsten Fall bei entsprechender Rauigkeit der Oberfläche muß als oberster Grenzwert des Scherwiderstandes die innere Scherfestigkeit des betreffenden Materials erreicht werden.

Zur Erzielung gesicherter Aussagen wurden ergänzende Versuche mit dem Großschergerät angestellt. Es kamen insgesamt 25 Versuchsserien zu je vier Einzelversuchen zur Ausführung. Drei Rauigkeitsstufen wurden untersucht, wobei diese durch den Anteil der aufgerauhten Fläche an der Gesamtfläche definiert wurden (25 %, 50 % und 75 % Flächenanteil der Aufrauung).

Dazu mußten in die glatte Versuchs-Felsplatte Nr. 2 Kerben eingeschnitten bzw. eingemeißelt werden. Diese waren als ungleichseitige Dreiecke mit Anstellwinkeln von 30° und 60° ausgebildet. Die Kerbtiefe bei der 25 %igen Aufrauung betrug 3,5 cm. Durch Vertiefung der Kerben auf 7,3 und 10 cm wurde die Rauigkeit bis auf 75 % gesteigert.

Die Versuche wurden nur mit Steinbruchmaterial ausgeführt. Dies ist durch den Zonenaufbau des Damms begründet. Die Moränenüberlagerung in Bereichen von Aufrauungen wird vorher natürlich entfernt.

Ähnlich den Versuchen auf glattem Fels wurde aber Material mit verschiedenen Kornbereichen verwendet (0 - 200 mm, 0 - 63 mm und 6 - 200 mm).

In Abb. 7 sind die Grenzkurven der Versuchsergebnisse bei den drei Rauigkeitsstufen dargestellt (Kurve b, Diagramm A). Zum Vergleich wurden vom selben Material auch die Scherwiderstände auf glattem, nicht behandeltem Fels (Kurven a) sowie die inneren Reibungswinkel (Kurven c) angegeben. Die Kerbendarstellung (C) soll die geometrischen Zusammenhänge bei den verschiedenen Rauigkeitsstufen veranschaulichen.

Die wichtigsten Ergebnisse können wie folgt zusammengefaßt werden:

- Die Scherwiderstände nehmen nicht, wie vermutet werden könnte, mit dem Flächenanteil der Aufrauung linear zu.
In Abb. 7/B wird z.B. bei einer Normalspannung von 50 N/cm² die rasche Zunahme der Reibungswinkel-Werte durch eine Aufrauung von 25 % deutlich gemacht.
- Bei Rauigkeitsstufe 50 % werden immerhin schon 94 bis 98 % der inneren Scherfestigkeit erreicht, während bei Stufe 75 % praktisch kaum noch Unterschiede bestehen.
- Der Scherwiderstand ist auch eine Funktion der Kornverteilung.
Feinkörniges Material kann sich besser verzahnen als grobkörniges.
- Die Geometrie der Kerbenform wirkt sich aus. Wenn der Neigungswinkel der in Scherrichtung ansteigenden Fläche groß ist, sind auch die Scherwiderstände etwas größer. (Die Versuche wurden sowohl in Richtung

gegen die steile als auch gegen die flache Kerbenflanke durchgeführt.

- Für die Wirksamkeit ist in erster Linie der Flächenanteil der Aufrauung maßgebend. Erst in zweiter Linie wirkt sich die Kerbtiefe aus. Diese ist in jedem Fall ausreichend, wenn sie annähernd die Größtkorn-Größe erreicht.

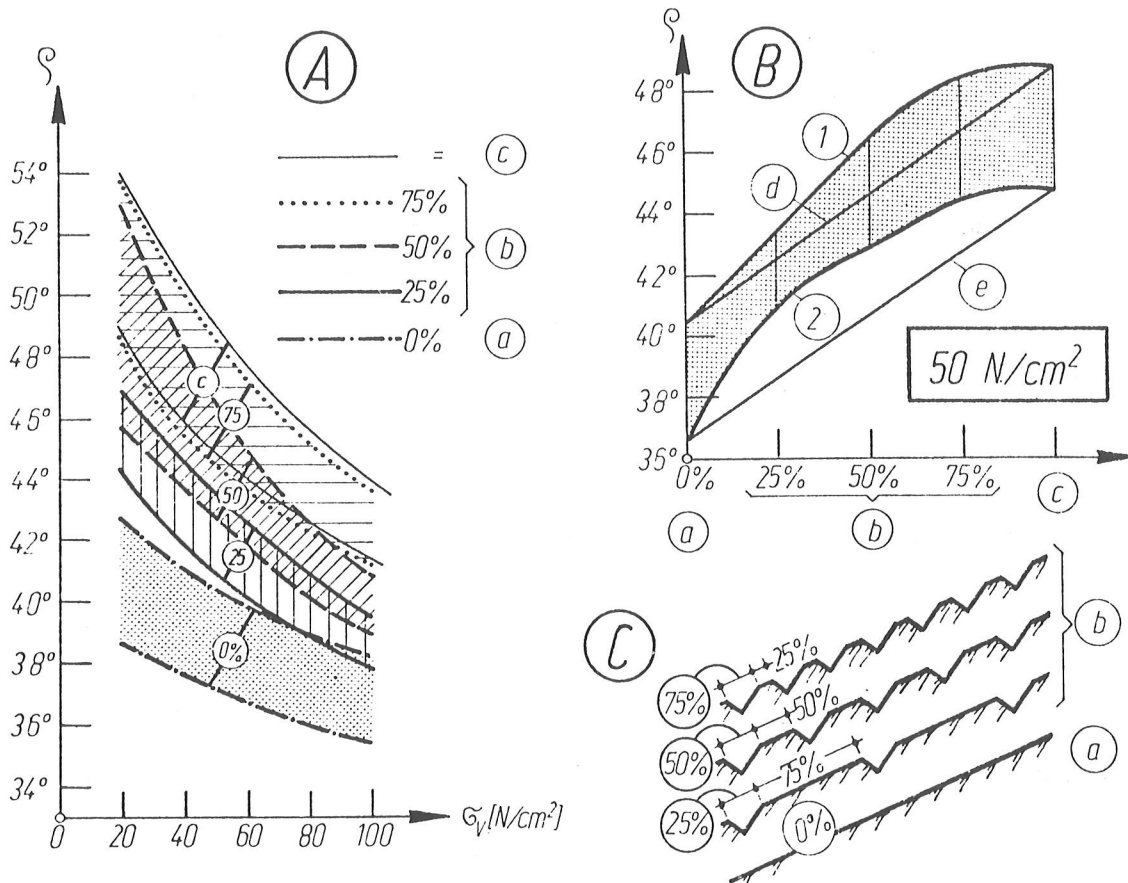


Abb. 7: Großscherversuchsergebnisse

- A Großscherversuchsergebnisse im Vergleich zueinander. Scherwiderstand (mit oberer und unterer Streubereichsgrenze) von Steinbruchmaterial (Kornbereich 0 - 200, auf Felsoberflächen mit zunehmender Rauigkeit bis hin zum inneren Reibungswinkel)
 - σ_v Normalspannung auf die Scherfläche
 - ϕ Scherwiderstand
 - a natürlich glatte Felsoberfläche
 - b Felsoberfläche mit 25 %, 50 %, 75 % künstlicher Aufrauung
 - c innerer Reibungswinkel
- B Darstellung der nicht linearen Zunahme des Scherwiderstandes z.B. bei 50 N/cm²
 - 1 obere Versuchsgrenze
 - 2 untere Versuchsgrenze
 - d,e lineare Zunahme
- C Darstellung zum 0 - 75 %igen Flächenanteil der Kerben bei den Versuchen

Mit Hilfe dieser Versuche war es möglich, die Auswirkungen einer künstlichen Aufrauung auf glatten Felsoberflächen zuverlässig zu klären. Sie trugen dazu bei, wirtschaftliche Aufrauungsmaßnahmen beim Staudamm Finstertal zu ermöglichen.

AUSWIRKUNGEN DER AUFRAUUNG AUF DIE STANDSICHERHEIT DES FINSTERTAL-DAMMES

Für die neuen Stabilitätsuntersuchungen bot sich von vornherein die Rauigkeitsstufe 50 % an, da sie einerseits hohe Scherwiderstände liefert, andererseits der Abstand zwischen den Kerben noch genügend groß ist, damit Sprengauflockerungen der stehenbleibenden Felsrippen möglichst klein werden. Die Berechnungen zeigten auch, daß mit diesem Grad der Aufrauung sehr gut das Auslangen gefunden wird.

Beim maßgebenden Nebenschnitt II-II (Abb. 5, C) ist z.B. im Betriebslastfall (Mittelstaulage auf 2270 m Mh, kein Erdbeben) eine deutliche Steigerung der Sicherheit beim selben Gleitkreis von 1,265 auf 1,417 festzustellen. Der ungünstigste Gleitkörper verläuft nunmehr im Damminnern (b) und fällt nicht mehr mit der Felsoberfläche (a) zusammen.

PRAKTISCHE DURCHFÜHRUNG DER AUFRAUUNG

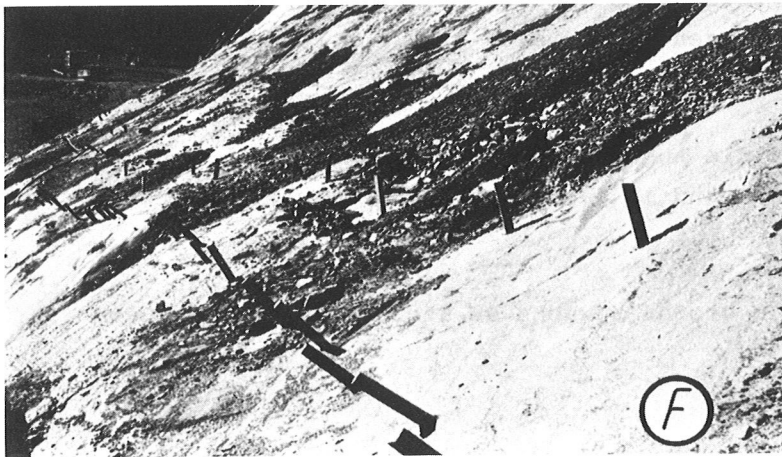
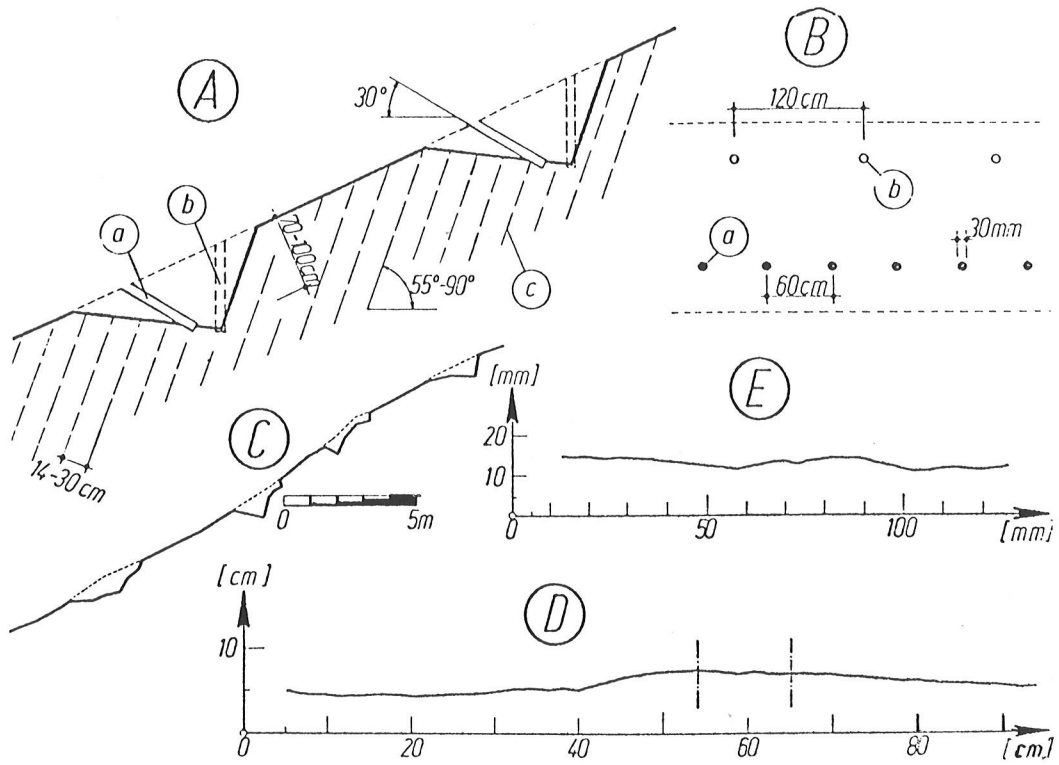
Nachdem schon zu Anfang der Planungen feststand, daß Aufrauungen in der Dammaufstandsfläche durchgeführt werden müssen, wurde die Durchführbarkeit der Einsprengung von Felsverzahnungen frühzeitig erkundet. Die geologischen Verhältnisse schienen dieses Vorhaben zu begünstigen. Der Fels ist nur wenig überlagert. Die Schieferungsklüfte fallen im angegebenen Bereich 55 bis 90° nach SSW ein und liegen daher zur Profilrichtung des Dammes wie auch in Bezug auf die angestrebte Kerbenform sehr günstig (Abb. 8). Der Kluftabstand beträgt 14 bis 30 cm, wobei die Fugen in Oberflächennähe meistens offen sind und Verwitterungsspuren zeigen. Da die Querklüfte seltener sind, verlaufen die bevorzugten Ablösungsflächen nach der Schieferung.

Vor Baubeginn wurden noch Sprengversuche an Ort und Stelle durchgeführt, wobei insbesondere auf zweckmäßigste Variationen der Bohrlochneigungen, -längen und -abstände in Kombination mit verschiedenen Ladungen Wert gelegt wurde.

Die Ergebnisse und die Schlußfolgerungen waren natürlich nicht einheitlich, doch konnten gewisse Richtlinien für die Ausführung erarbeitet werden.

Bei der praktischen Durchführung der Felsaufrauung wird vorweg das Überlagerungsmaterial aus den angegebenen Bereichen entfernt. Die Aussprengung der Kerben wird gemeinsam mit der Dammschüttung, lediglich um einige Meter vorauseilend, ausgeführt. Das gesprengte Felsmaterial wird in der Kerbe belassen.

Es wird getrachtet, eine möglichst gute Kerbenform zu erzielen. Dies ist dann ge-



A + B Praktische Durchführung der Aufrauhung durch Aussprengung von Kerben (Schnitt und Lage)

- a Hauptbohrung, Abstand 60 cm, Neigung 30°
- b "Helferbohrung", Abstand 120 cm, vertikal
- c Schieferungsklüfte

C geodät. Aufnahme einer gelungenen Aufrauhung
 D Aufnahme einer natürlichen Gletscherschliff-Felsoberfläche
 E Detail der Aufnahme D

F Felsoberfläche mit den Bohrungen für die Aufrauhung
 G Felsoberfläche mit ausgesprengter Kerbe

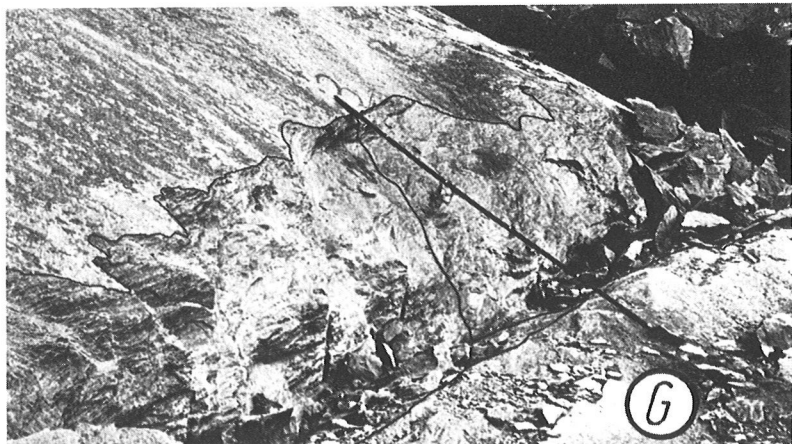


Abb. 8

geben, wenn die Neigung der ansteigenden Kerbenflanke in Scherrichtung möglichst groß ist und die Tiefe (so wie das Größtkorn des Schüttmaterials) mind. rd. 70 cm beträgt. Ein typisches Profil der gelungenen Aufrauung ist in Abb. 8/C wiedergegeben. Die Kerbenlängserstreckung wird möglichst parallel zur Dammachse geführt.

Bei den Bohr- und Sprengarbeiten ist die Anpassung an die wechselnden Felsformationen unbedingt notwendig, sonst können keine brauchbaren Kerben erzielt werden. Im allgemeinen werden die Bohrungen ($D = 30 \text{ mm}$) 80 cm tief geführt und in Abständen von 60 cm mit 30° Neigung zur Horizontalen und Orientierung zur Schieferungsfläche ausgeführt (Abb. 8).

Bergseitig darüber wird in Abständen von 1,2 m und jeweils mittig zu den Löchern der unteren Reihe ein sogenannter "Helfer", senkrecht und rd. 1,0 m tief, gebohrt. Letzterer bewirkt vor allem, daß die bergseitige Flanke des Spreng-Abschlages möglichst entlang der Schieferungsgrenze abreißt. Durch gleichzeitiges Aufschießen von rd. 100 bis 150 Bohrlöchern wird eine lange Kerbe in der glatten Felsoberfläche geschaffen. Die Sprengung erfolgt mit schwachen Ladungen, um Auflockerungen des Felsens zu vermeiden. Im Mittel werden ca. 15 bis 23 dag Dynamit ("Gelatine-Donarit") pro Bohrloch verbraucht.

Die Gesamtfläche der Aufrauung beträgt rd. 20 000 m². Es brauchen aber nicht alle Flächen dieses Bereiches bearbeitet werden. Es gibt Zonen, in denen die natürliche Rauigkeit durchaus ausreicht. Die Grenzen lassen sich nach dem Verfahren von Schober - Rostek (3) rechnerisch überprüfen.

Abschließend kann gesagt werden, daß die Ausführung der Aufrauung in beschriebener Weise klaglos durchgeführt werden kann und im Bauablauf keine Schwierigkeiten bereitet.

Mit relativ geringem Aufwand wird ein großer Zuwachs an Sicherheit für den Damm erreicht.

Z U S A M M E N F A S S U N G

Der 1977 bis 1980 im Bau befindliche Staudamm Finstertal steht auf Grund der besonderen topographischen Gegebenheiten der Sperrenstelle teilweise auf steil abfallenden Felsflächen, die durch eiszeitliche Gletscher abgeschürft wurden und sehr glatt sind. Das führte in einem gewissen Bereich der Aufstandsfläche zu ungenügenden Werten für die Standsicherheit.

Zur eindeutigen Bestimmung der Scherwiderstände maßgeblicher Schüttmaterialien auf dieser glatten Felsoberfläche wurden Groß-Scherversuche veranlaßt. Dazu wurden an der Sperrenstelle gewonnene Felsplatten verwendet. Die Ergebnisse zeigten, daß sich die Scherwiderstände im Vergleich zum inneren Reibungswinkel teilweise beträchtlich ermäßigten. Die Differenz nach unten betrug bei der Moräne zwar nur 2 bis 3° , beim Steinbruchmaterial aber bis zu 8° .

Zur Verbesserung dieses Zustandes wurde eine teilweise Aufrauung des Felsens beschlossen. Der Bereich ließ sich durch Standsicherheitsberechnungen eindeutig be-

stimmen. Ergänzende Großscherversuche mit drei verschiedenen Versuchsrauigkeiten haben die Wirksamkeit solcher Maßnahmen bestätigt. Bei Kerbenanteil von 50 % in der gesamten aufzurauhenden Felsoberfläche werden 94 bis 98 % der inneren Scherfestigkeit des untersuchten Steinbruchmaterials erreicht.

Auf Grund dieser Ergebnisse werden derzeit auf einer rd. 20 000 m² großen, glatten Felsoberfläche ca. 70 cm tiefe Kerben eingesprengt, die sich unmittelbar vor der Dammschüttung einfach und wirtschaftlich ausführen lassen. Mit diesen Maßnahmen wird eine deutliche Verbesserung der Standsicherheit des Dammes erzielt.

Literatur:

- (1) W. Schober,
Considerations and Investigations for the Design of a Rockfill Dam with a 92 m High Bituminous Mix Core.
Q. 42/R. 34, ICOLD Madrid 1973.
- (2) H. Kießling, K. Rienöbl, W. Schober,
Embankment Dams in Austria.
G.P. 4, ICOLD Mexico 1976.
- (3) W. Schober, R. Rostek,
The Shear Resistance in the Interface of the Fill Material or the Rock Overburden and the Bedrock.
Q. 48/R. , ICOLD New Delhi 1979.

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

DIE GEOLOGISCHE DOKUMENTATION DER SPERRENAUFSTANDSFLÄCHE

Dr. Wolfgang Demmer

1. E I N L E I T U N G

Die genaue geologische Untersuchung einer Sperrenstelle ist fester Bestandteil der Projektierung. Die Untersuchungsmethoden sind vielfältig und haben in Abhängigkeit vom Sperrenuntergrund ihr Schwergewicht entweder in der Spezialdisziplin Bodenmechanik oder Felsmechanik. Die geologischen Voruntersuchungen dürfen keinen Zweifel offen lassen, daß die projektierte Sperre sicher fundiert werden kann. Wo Mängel im Untergrund festgestellt werden, ist grundsätzlich noch vor Baubeginn der Nachweis zu erbringen, daß sie mit technischen Maßnahmen kompensiert werden können.

Wenn der Bau einer Sperre in Angriff genommen wird, kann die großflächige Erschließung der Sperrenaufstandsfläche noch neue, durch die Voruntersuchung nicht erkennbare Detailmängel des Untergrundes aufdecken. Bei einer gewissenhaften Planung werden sie jedoch kaum jemals so gravierend sein, daß sie die Ausführung ernstlich in Frage stellen. Auf alle Fälle müssen aber die geologischen Parameter, die der Sperrenprojektierung zugrunde gelegt worden sind, auch während des Baues laufend hinsichtlich ihrer Richtigkeit überprüft werden. In Lockergesteinen erfolgt diese Überprüfung hauptsächlich mit technischen Tests, wobei die Großaufschlüsse gewöhnlich die Anwendung von wesentlich zuverlässigeren Methoden erlaubten, als sie bei den Voruntersuchungen in Frage kamen. Bei felsigem Sperrenuntergrund konzentriert sich hingegen die Überprüfung im allgemeinen auf den Zustand und das Gefüge des Gebirges. Dabei ist vor allem die Dichte des Kluftnetzes sowie die räumliche Lage und Ausbildung der einzelnen Kluftflächen in Abhängigkeit ihrer Position zum Sperrenbauwerk einer individuellen Bewertung zu unterziehen. Im Fels steht daher nicht das objektive

Ergebnis eines Testgerätes im Vordergrund sondern die konkrete Beurteilung durch den erfahrenen Geologen oder Felsmechaniker.

Während jedoch die Ergebnisse der in-situ-oder Labor-Tests ausnahmslos in genauen Protokollen festgehalten werden und damit auch nach der Fertigstellung einer Talsperre für Prüf - oder Kontrollzwecke zugänglich sind, erfolgt die Dokumentation der Bewertung einer Sperrregründungsfläche im Fels sehr unterschiedlich. Die trotz bester Absicht immer subjektive Beurteilung durch den einzelnen Gutachter wird oft nur in schriftlicher Form festgehalten. Manchmal liegen den Protokollen noch Skizzen oder Fotos bei. Geschlossene, auch kleinste Details erfassende Aufzeichnungen des Gründungsfelsens fehlen aber noch allzu oft. Zwar haben diesbezüglich nationale und internationale Empfehlungen schon zu wesentlichen Fortschritten geführt, ein international vergleichbarer Standard, wie er gewöhnlich bei bodenmechanischen Tests gegeben ist, wird jedoch bis heute nicht überall erreicht. Dadurch kann aber im Einzelfall eine nachträgliche Überprüfung - etwa bei einem unerwarteten Verhalten einer Talsperre beim Aufstau - erschwert und eine gezielte technische Kontrolle oder Behebung des Mangels stark verzögert werden.

In der Folge wird eine nun schon bei insgesamt 5 österreichischen Talsperren bewährte Methode für die Dokumentation des später nie mehr zugänglichen Gründungsfelsens vorgestellt. Sie ermöglicht nach unserer Meinung eine ausreichende Genauigkeit in der Erfassung des Sperrregrundes bei einem vertretbaren Aufwand an Personalkosten und Zeit.

2. G E O L O G I S C H E U N D T E C H N I S C H E V O R A U S S E T Z U N G E N

Die Talsperre muß auf Fels gegründet werden. Die vorgeschlagene Methode kann dann bei Betonmauern und Schüttdämmen angewendet werden. Bei Betonmauern soll die gesamte Gründungssohle erfaßt werden und bei Dämmen zumindest jener Teil der Dammaufstandsfläche, in welchem der Dichtungsschirm ansetzt. Bei einer Oberflächendichtung ist dies gewöhnlich die Einbindungsfläche der Herdmauer und bei einem Dichtkern seine Felsaufstandsfläche. Die übrige Dammaufstandsfläche muß zwar vor dem Beginn der Schüttung einer geologischen Kontrolle unterzogen werden, doch wird hier nur eine großzügigere, skizzenhafte Dokumentation möglich sein, die im allgemeinen aber auch genügt.

Die genaue geologische Erfassung des Sperrregründungsfelsens soll sowohl in einem Lageplan als auch in Profilschnitten erfolgen. Nur dadurch bleibt die dreidimensionale Einheit von Sperrkörper und seinem Untergrund gewahrt und gut überprüfbar. Zu diesem Zweck wird in oder unmittelbar neben der Fundierungszone in Sperrrelenlängsrichtung eine Bezugsachse errichtet. Diese kann bei Gewichtsmauern beispielsweise mit der wasserseitigen Verschnittlinie zwischen Sperre und Untergrund ident sein, wie das bei der Neuen Tauernmoosperre der Fall war, während sie bei Gewölbemauern besser willkürlich angenommen wird. Letzteres war bei der 200 m hohen Kölnbreinsperre der Fall (Fig.1).

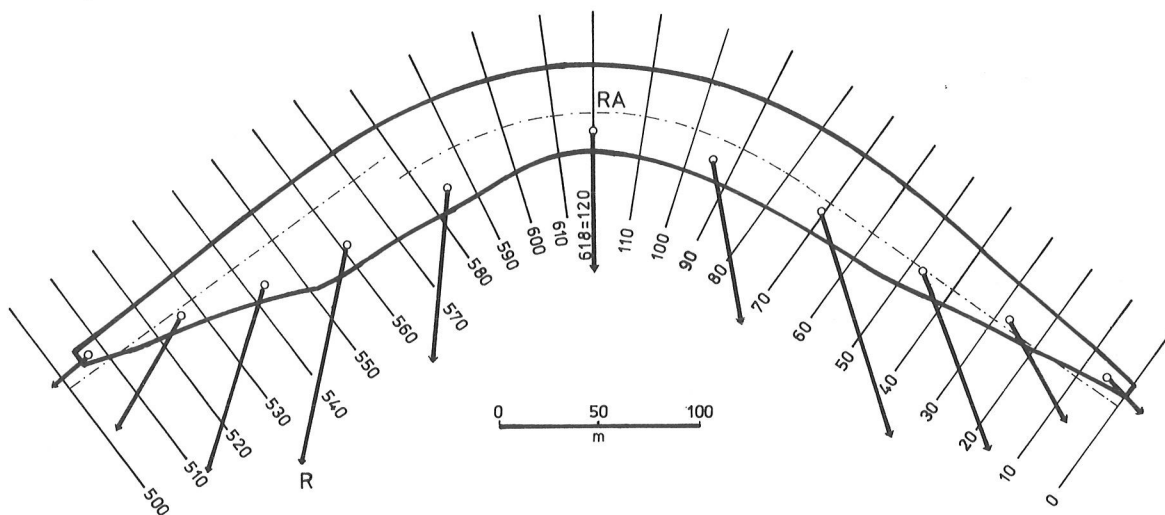


Fig. 1. Kölnbreinsperre, Grundriß der Sperrenaufstandsfläche mit der Lage der geologischen Profile

O - 120, 500 - 618 Geologische Profile

RA Bezugsachse für die Profile

R Resultierende Kraft

Normal zu dieser Bezugsachse können beliebig viele Querprofile gezogen werden. Ihr gegenseitiger Abstand wird im Mittel 3 bis 5 Meter betragen und hängt vom gewählten Maßstab der beabsichtigten geologischen Aufnahme ab. Bei der Kölnbreinsperre wurden beispielsweise die Profile im Abstand von 2,5 m geodätisch aufgenommen, die geologische Auswertung erfolgte jedoch nur bei jedem zweiten Profil, also im Abstand von 5 m. Diese Profile werden gewöhnlich auch für die Abrechnung des Sperrenaushubes benötigt, so daß ihre Erstellung keine Mehrleistung bedeutet.

Nach erfolgtem Sperrenaushub und abgeschlossener Säuberung der Gründungsfläche werden im Gelände die Bezugsachse und die Profile - es sollen Radialschnitte angestrebt werden - mit wasser- und witterungsbeständiger Farbe markiert, nummeriert und geodätisch genau aufgenommen (Fig. 2). Etwa 1,5 bis 2 Vermessungspunkte pro Profilmeter ergeben nach graphischer Auswertung ein sehr genaues Bild von der geometrischen Form und Rauigkeit der Sohlfläche. Darüberhinaus zeichnen sich bei einer überlegten Wahl der Vermessungspunkte in den Hoch- und Tiefpunkten des Aushubreliefs die Ausbisse der größeren Klüfte bereits klar ab. Sie können daher vom Geologen rasch und mit großer Lagegenauigkeit eingetragen werden, ohne daß dafür eine gesonderte geodätische Vermessung erforderlich wird.

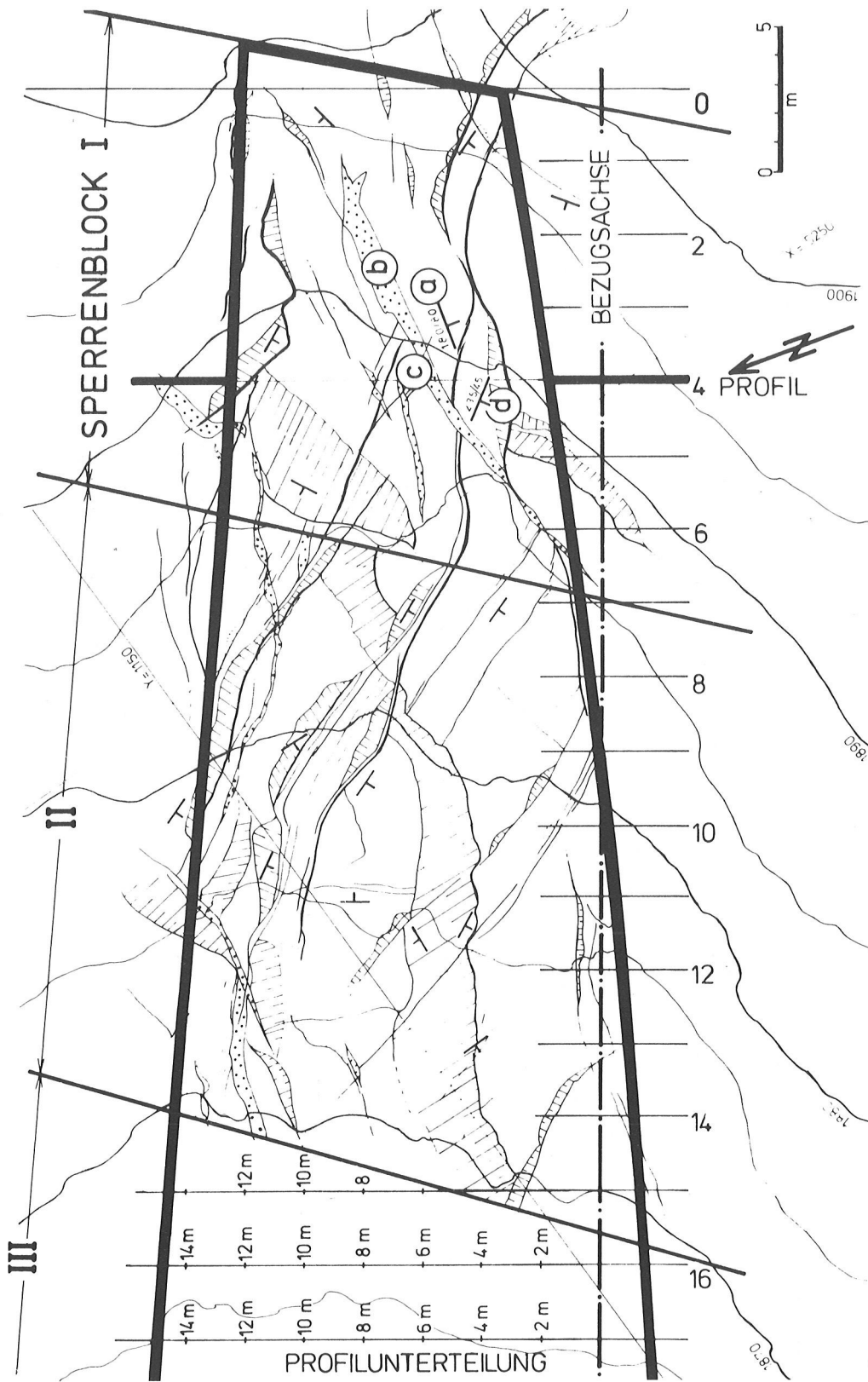


Fig.2 Kölnbreinsperre, Ausschnitt aus dem Lageplan der Gründungsfläche
 a Gneis c Richtung und Neigungswinkel des Klufteneinfalls
 b Quarzgang

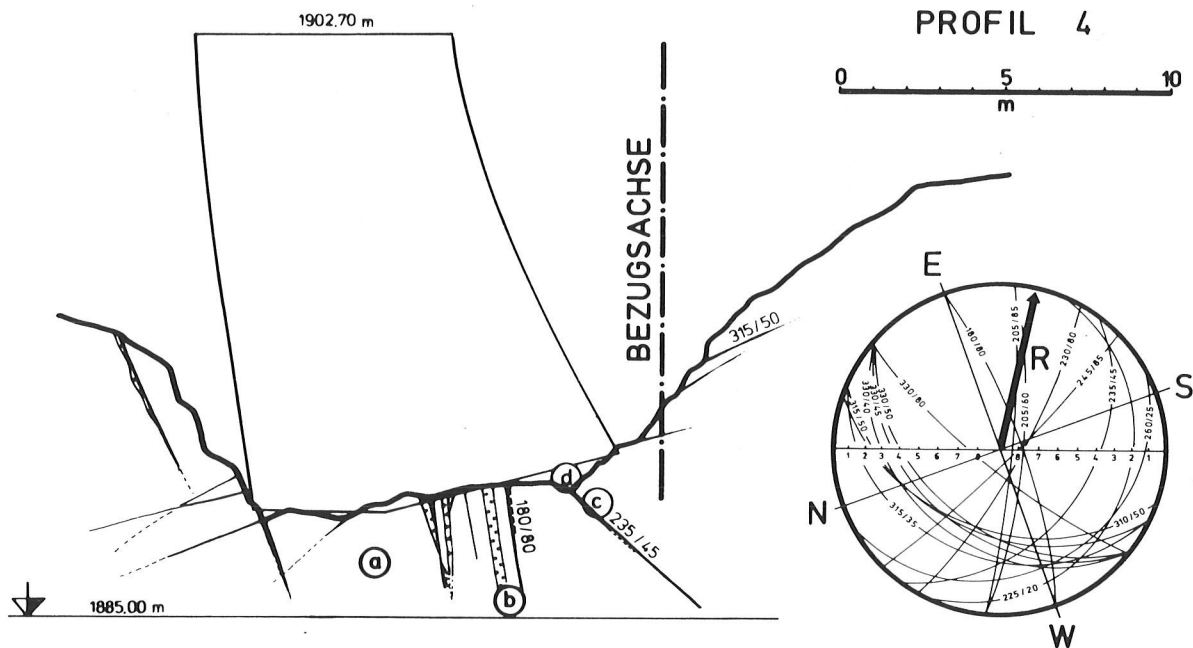


Fig.3 Kölnbreinsperre, geologisches Profil 4 mit Lagenkugeldiagramm
 R Resultierende Kraft c Richtung und Neigungswinkel des
 a Gneis Klufteneinfallens
 b Quarzgang d sichtbare Kluftfläche

Die Profilserien zeigen daher noch geraume Zeit vor der Sperrenbetonierung jene Stellen an, wo noch aus geometrischen oder geologischen Gründen Felseintiefungen notwendig sind. Die Aushubkorrekturen können daher noch zu einem so frühen Zeitpunkt erfolgen, daß weder eine Behinderung in der übrigen Arbeitsdurchführung noch eine Gefährdung bereits fertiggestellter Bauteile eintritt. Dies ist insbesondere bei Sprengarbeiten ein großer Vorteil. Nach dem Abschluß dieser Arbeiten müssen die Geländemarkierungen wieder ergänzt und die betroffenen Profile neu aufgenommen werden.

Die flächenmäßige Detailkartierung ist nach unserer Erfahrung in diesem Baustadium noch nicht notwendig. Es wird im allgemeinen genügen, wenn nur die wichtigsten Strukturen und Störungszonen in einem Lageplan erfaßt werden.

Bei Sperrereinbindungsflanken, die steiler als 70° geneigt sind, wird man die geologische Aufnahme oft nur mehr vom Stahlseilgerät aus durchführen können. In diesem Fall wird man zweckmäßigerweise von Radialprofilen auf Profile in der Falllinie umstellen.

3. DURCHFÜHRUNG DER GEOLOGISCHEN DOKUMENTATIONSARBEITEN

Unter der Voraussetzung, daß zumindest jedes größere Sperrenbauwerk unter der ständigen Mitarbeit eines Geologen steht, beginnt die Dokumentation bereits beim ersten Überlagerungsabraum und endet mit der Verschließung der Gründungsfläche durch Beton oder Schüttmaterial. Während jedoch die zahlreichen Zwischenstadien beim Sperrenaushub nur hinsichtlich des Zutreffens der Projektierungsannahmen überprüft werden müssen, und daher im allgemeinen auch keiner geschlossenen, exakten Dokumentation bedürfen, soll die endgültige Kontakfläche zwischen natürlichem Untergrund und künstlichem Bauwerk so genau wie möglich dokumentiert werden. Dafür bieten sich verschiedene Möglichkeiten an, von denen grundsätzlich jenen der Vorzug zu geben ist, die schon während der Durchführung der Arbeiten eine laufende felsmechanische Überprüfung ermöglichen. Das wird im allgemeinen bei jeder Kartierung durch einen Ingenieurgeologen der Fall sein. Geodätische oder fotografische Dokumentationen haben hingegen sehr oft den Nachteil, daß sie von Spezialisten in der jeweiligen Spezialdisziplin und nicht von Geologen ausgeführt werden, die Ausarbeitung erst zu einem Zeitpunkt vorliegt, zu dem an der Sohlfläche keine Veränderungen mehr vorgenommen werden können und eine nachträgliche geologische oder felsmechanische Überprüfung und Auswertung grundsätzlich auf größere Schwierigkeiten stößt als eine solche, die direkt am Objekt erfolgt. Vor allem wird darunter die richtige Umsetzung der flächenmäßigen Aufnahme in einen dreidimensionalen Modellkörper leiden. Die vorgeschlagene Methode wurde bis jetzt so praktiziert, daß der Geologe die Sohlfläche jedes einzelnen Sperrenblocks unmittelbar vor der Betonierung kartiert, um auf diese Weise den letzten Aushubstand zu erfassen. Die Fundierungsfläche liegt zu diesem Zeitpunkt auch in einem optimal gesäuberten Zustand vor, so daß selbst kleinste geologische Details erkannt werden können. Die Profilmarkierung in der Aushubfläche soll gut erkennbar sein und allenfalls noch eine 2 m-Unterteilung aufweisen (Fig.3, Block 3).

Wenn die vorbereiteten Planunterlagen, nämlich die Profilschnitte und der Lageplan, die unbedingt den gleichen Maßstab haben sollen, auch alle Markierungen enthalten wie die Sperrenaufstandsfläche, dann kann der Geologe in verhältnismäßig kurzer Zeit und ohne die Unterstützung durch weiteres Personal eine sehr genaue Aufnahme erstellen. Der durchschnittliche Zeitaufwand im Gelände wird bei einem geübten Geologen etwa 1,5 Stunde für 100 m² Aufnahmefläche liegen. Dieser Wert hat sich für unsere Dokumentationen im Maßstab 1 : 100 und bei gleichzeitiger Aufnahme von Profilen und Lageplänen ergeben.

G. HORNINGER hat hingegen bei seiner Aufnahme der Aufstandsfläche der Drossensperre, Kaprun [4] statt den Profillinien nur wenige, geodätisch genau eingemessene Bezugspunkte zur Verfügung gehabt. Für eine vergleichbar genaue Kartierung, jedoch ohne Profilaufnahmen, war daher nach Mitteilung Horninger schon ein Mindestzeitaufwand von 3 Stunden für 100 m² Gründungsfläche notwendig. In vielen Fällen gestaltete sich aber die Dokumentation noch erheblich zeitraubender.

Die intensive Beschäftigung mit dem Sperrenuntergrund im Zuge der geologischen Dokumentationsarbeiten garantiert auch, daß sämtliche gelockerten Felspartien noch

noch vor der Betonierung erkannt und entfernt werden. Die sofortige Markierung solcher Stellen durch aufgesprühte Farbe hat sich ebenso bewährt, wie die direkte Kennzeichnung der Ansatzpunkte samt der gewünschten Richtung und Neigung für zusätzliche Injektions- oder Drainagebohrlöcher. Ferner kann sich im Verlaufe der Untergrundaufnahmen auch einmal die Nützlichkeit einer speziellen Meß- oder Beobachtungseinrichtung ergeben. Auch der Standort einer solchen Meßstelle wird am besten gleich mit Farbe im Gelände gekennzeichnet. Selbstverständlich werden alle Sondermaßnahmen auch im geologischen Lageplan eingetragen.

Nach dem Abschluß der geologischen Aufnahme eines Sperrenblockes ist es nützlich, wenn eine gemeinsame Begehung mit dem Sperrenbauleiter oder in speziellen Fällen auch mit dem Statiker stattfindet. Im Zuge dieser Begehung werden die geologischen Besonderheiten nochmals erläutert und die vorgeschlagenen Maßnahmen diskutiert. Das Ergebnis wird in einem gemeinsam abgefaßten Protokoll festgehalten. Für die ordnungsgemäße Durchführung der noch gewünschten Maßnahmen, zu denen auch die geodätische Einmessung der einzelnen Standorte für die Sondermaßnahmen gehört, hat der Sperrenbauleiter zu sorgen.

4. A U S W E R T U N G D E R F E L D A U F N A H M E

Die Art des angetroffenen Felsens und sein Gefüge sollen in der endgültigen Planausfertigung mit Symbolen so dargestellt werden, daß alle, für die Sicherheit der Sperre bedeutenden Beobachtungen hervorgehoben und technisch belanglose Nebensächlichkeiten unterdrückt werden. Die Klüfte sind nicht nur lage-richtig sondern auch mit ihren richtigen Verschnittwinkeln mit der Zeichenebene einzutragen. Dies gelingt in übersichtlicher Form entweder mit der von L. Müller vorgeschlagenen Methode durch das Einheitsquadrat [6] oder mit der flächentreuen Azimutalprojektion, der sog. Lagenkugeldarstellung nach W. Schmidt [9]. Beide Methoden sind auch kombiniert anwendbar.

Wir haben der Gefügedarstellung im Schmidtschen Diagramm den Vorzug gegeben, denn es erlaubt die zusätzliche lage- und winkelgetreue Eintragung linearer Elemente, wie beispielsweise der resultierenden Kraft, oder planarer Elemente, wie verschiedene Schnittebenen oder die mittlere Geländeneigung etc. (Fig. 3). Die Kombination von technischen und gefügekundlichen Parametern erlaubt vielfältige Kontrollen und Vergleiche. Die Lagenkugeldarstellung ermöglicht daher zusammen mit den Schnitten und Lageplänen eine gute Überprüfung der jeweiligen felsmechanischen Situation.

Die mit dem Geologenkompaß eingemessenen Werte der Richtung und Neigung des Klufteinfallens sollen in den Plänen und Diagrammen eingetragen werden [1 u.2]. Dadurch wird nicht nur das Aufsuchen einer konkreten Kluft im Schnitt und Lageplan erleichtert, sondern auch die Grundlage für zusätzliche Auswertungen gewahrt.

Das Lagenkugeldiagramm kann entweder dem Lageplan oder dem Profilschnitt angeschlossen werden. Wir haben uns stets dazu entschlossen, das Diagramm dem Profilschnitt beizufügen, weil aus einem Lageplan eher die richtige räumliche Lage einer Struktur erkannt werden kann als in einem Vertikalschnitt und weil ferner bei gleicher Orientierung von Profil und Diagramm direkt der richtige Verschnittwinkel einer beliebigen Kluftfläche mit der Zeichenebene abzulesen ist.

Mit dieser Methode dokumentierte Talsperren in Österreich [8]
 =====

Reg.Nr.	Name	Type	Gebirge	Höhe	Länge	Kubatur	Baujahr
54 (1)	Kölnbrein	Bogenmauer	Gneis + Schiefer	198m	620 m	1,525,000m ³	1974 - 78
50(26)	Klaus	Bogenmauer	Dolomit	55m	188 m	39,000m ³	1973 - 75
46(13)	Tauernmoos	Gewichtsmauer	Gneis + Schiefer	53m	1100 m	250,000m ³	1969 - 73
48(32)	Galgenbichl	Schüttdamm	Migmatit-Gneis	50m	115 m	175,000m ³	1971 - 74
53(16)	Gösskar	Schüttdamm	Migmatit-Gneis	48m	260 m	520,000m ³	1973 - 75

5. Z U S A M M E N F A S S U N G

Die Felsaufstandsfläche stellt das wichtigste Verbindungsglied zwischen dem künstlichen Sperrenkörper und seiner Fortsetzung in dem natürlichen Untergrund dar. Da diese Kontaktfläche einerseits nach der Fertigstellung einer Talsperre nie wieder zugänglich ist und andererseits aber den besten Einblick in die Qualität des Widerlagerfelsens gibt, muß sie so genau wie möglich geologisch und felsmechanisch untersucht und dokumentiert werden. Die genaue Lage von Klüften und Störungszonen kann beispielsweise durch geodätische Vermessung festgestellt werden (Schlegeissperre, Österreich, [5]) oder durch photographische Auswertungen (Sperre El Atazar, Spanien [3]). In dem vorgelegten Aufsatz wird eine Arbeitsmethode beschrieben, die sich auf die geologische Kartierung beschränkt und weder teure Ausrüstungen noch einen zusätzlichen Personalaufwand erfordert. Die Voraussetzung ist, daß die Profile des Sperrenausbaus, die gewöhnlich immer für die Abrechnung aufgenommen werden, zeitgerecht zur Verfügung stehen und ihre

Lage im Gelände angezeichnet wird. Die geologische Aufnahme und Auswertung erfolgt in Lageplänen und Schnitten gleichen Maßstabs, um das dreidimensionale Modell auch für spätere Kontroll - oder Revisionsarbeiten zu erhalten.

Literaturnachweis:

- [1] ADLER,R., FENCHEL,W. und PILGER,A.: Statische Methoden in der Tektonik II, Clausthaler Tektonische Hefte 4 (1969)
- [2] CLAR,E.: Ein zweikreisiger Geologen-und Bergmannskompaß zur Messung von Flächen und Linearen. Verh.Geol.B.A., Wien 1954
- [3] CONFEDERACION HYDROGRAFICA DEL TAJO, CANAL DE ISABEL II,: Presa De El Atazar, Madrid 1972
- [4] HORNINGER,G.: Notizen zum Geologischen Plan der Aufstandsfläche der Drossensperre, Kaprun, Mitt.Ges. Geol. Bergbaustud.,18.Bd., Wien 1968
- [5] MIGNON,K.: Zemmkraftwerke, Überblick über die geologischen Verhältnisse. ÖZE, Wien 1972
- [6] MÜLLER,L.: Die Darstellung geologischer Flächen in Bauplänen. Geol.u.Bauw., Jg 20, H 1, 1953
- [7] MÜLLER,L.: Der Felsbau, 1. Bd., F. Enke-Verlag, Stuttgart 1963
- [8] PARTL,R.: Large Dams in Austria, Austrian National Committee of the International Commission on Large Dams, Vienna 1977
- [9] SCHMIDT,W.: Gefügestatistik, Tschermaks min. u. petr.Mitt. 38, 392 (1925)

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

DER SCHERWIDERSTAND VON
SCHÜTT- UND ÜBERLAGERUNGSMATERIAL AUF
FELSOBERFLÄCHEN IN DER
GRÜNDUNGSSOHL EINES STAUDAMMES.

o.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.tech.Walter Schober
und
Dipl.-Ing.Dr.tech.Reinhard Rostek

1.) ALLGEMEINES :

Die Standsicherheit eines Staudammes wird nicht nur von der Scherfestigkeit seiner Schüttstoffe und der im Untergrund verbleibenden, natürlichen Böden, sondern auch von dem in der Kontaktfläche mit dem Felsuntergrund vorhandenen Scherwiderstand beeinflusst. In Abb. 1 ist als Beispiel ein Staudamm mit Erdkerndichtung skizziert, bei dem sowohl wasser- als auch luftseitig die Felsoberflächen zu den Dammfüßen abfallen. Wenn diese von einem eiszeitlichen Gletscher oder durch tektonische Bewegungen glattgeschliffen sind, kann der Scherwiderstand beträchtlich unter die Scherfestigkeit des Schüttmaterials oder der Felsüberlagerung absinken. Die maßgebenden potentiellen Gleitkörper (siehe Abb. 1, Punkt 4) werden dann teilweise auch von der Felsoberflächen begrenzt. Es ist daher bei Geländebeziehungen mit sogenannten "hängenden" Profilen der Scherwiderstand zwischen den Kontaktböden und dem Felsuntergrund gesondert zu ermitteln.

Bisher wurden für die Bestimmung des Scherwiderstandes direkte Scherversuche im Feld ausgeführt, wobei je nach Korngröße Scherflächen bis zu 2,25 m x 2,25 m zur Anwendung kamen. Derartige Versuche lassen sich bei horizontalem Felsuntergrund relativ einfach ausführen; bei geneigten Felsoberflächen treten jedoch große Schwierigkeiten auf. Dies hat sich auch deutlich bei der Vorbereitung für Versuche

gezeigt, die im Auftrag der Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG) für den zur Zeit in Bau befindlichen, 149 m hohen Staudamm Finstertal [1],[2] zur Durchführung kommen sollten. Die Erschwernisse lagen neben der Geländeneigung auch bei den harten klimatischen Bedingungen des in 2300 m Meereshöhe liegenden Versuchsortes. Auf Anregung der TIWAG (Dipl.-Ing.H.Schwab) wurden die Versuche daher in das Laboratorium des Institutes für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck verlegt und die erforderlichen Felsplatten in der Natur gewonnen. Dies hatte den großen Vorteil, daß die Genauigkeit der Versuchsdurchführung sowie die Anzahl der Versuche wesentlich gesteigert werden konnten. Es lag auch nahe, mit der einmal vorhandenen Versuchseinrichtung das Problem einer allgemeinen Lösung zuzuführen. Die Verwirklichung des Vorhabens wurde in dankenswerter Weise durch Gewährung von Mitteln aus dem Forschungsförderungs fonds der gewerblichen Wirtschaft sowie durch die kostenlose Überlassung der Versuchseinrichtung durch die TIWAG ermöglicht. Durch das Entgegenkommen der TIWAG konnten auch die Ergebnisse der für den Staudamm Finstertal durchgeführten Versuche verwendet werden. Diese sind in einem eigenen Bericht dieses Kongresses von den Herren Dipl.-Ing.H.Schwab und Dr.W.Pircher der TIWAG beschrieben [3]. Das Forschungsprojekt wurde vom Mitverfasser, Herrn Dr.Rostek, bearbeitet [4].

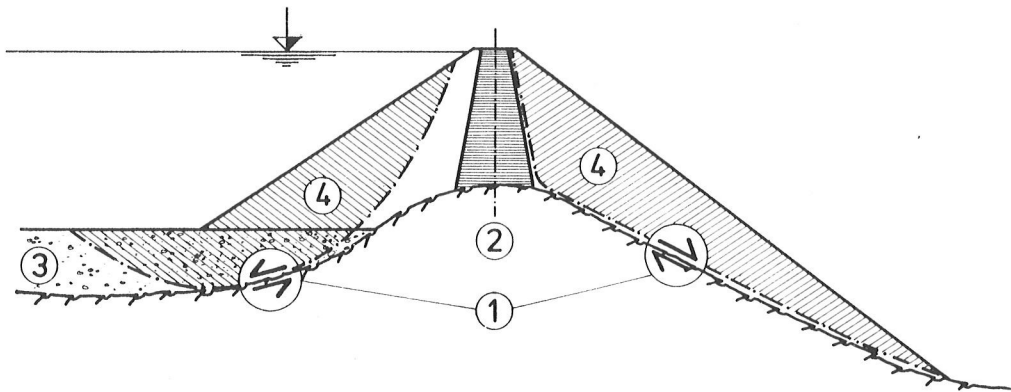


Abb. 1: Typischer Dammquerschnitt (1 Scherbeanspruchung; 2 Felsuntergrund; 3 Felsüberlagerung; 4 Potentielle Gleitkörper).

2.) VERSUCHSBESCHREIBUNG :

Um zunächst einen Überblick über systematische Einflüsse zu erhalten, wurden in einem handelsüblichen Direkt - Schergerät mit einer Scherfläche von 10 cm x 10 cm 218 Kleinversuche ausgeführt. Dabei mußte das Größtkorn des Materials auf $d = 8$ mm begrenzt werden.

Aus den Kleinversuchen wurden die grundlegenden Erkenntnisse abgeleitet, daß der Scherwiderstand im wesentlichen von der Rauigkeit der Felloberfläche sowie der Scherfestigkeit und der Korngröße des Materials beeinflusst wird, und daß auf glatten Oberflächen der Scherwiderstand aller körniger Böden etwa gleich groß ist. Ferner wurde erkannt, daß die Gesteinsfestigkeit des Felsuntergrundes bei den im Dammbau auftretenden, relativ geringen Spannungen von vernachlässigbarem Einfluß bleibt. Durch die Heranziehung der Scherfestigkeit des Kontaktmaterials als maßgebende Einflußgröße werden auch die übrigen Parameter wie Korngrößenverteilung, Kornform, Kornfestigkeit, Konsistenz und Lagerungsdichte erfaßt. Trotz dieser

wertvollen Ergebnisse waren jedoch die Kleinversuche für eine naturnahe Aussage nicht geeignet. Hiefür wurden rd. 80 Großversuche durchgeführt. Tabelle 1 gibt einen Überblick über diese Versuche:

TABELLE 1 : Anzahl der Groß-Scherversuche auf natürlichen und künstlichen Oberflächen :

Scherfläche Versuchsmaterial	Schiefergneis BLOCK 1 $F_w = 18,5 \text{ mm}^2/\text{m}$	Schiefergneis BLOCK 2 $F_w = 13 \text{ mm}^2/\text{m}$	BETON $F_w = 1,014 \text{ mm}^2/\text{m}$	Schiefergneis mit Kerben		
				Kerbtiefe 35 mm $F_w = 259,12 \text{ mm}^2/\text{m}$	Kerbtiefe 73 mm $F_w = 976 \text{ bzw. } 607 \text{ mm}^2/\text{m}$ ^{+))}	Kerbtiefe 100 mm $F_w = 4176 \text{ bzw. } 1719 \text{ mm}^2/\text{m}$ ^{+))}
Feinkörnige Moräne, Kornbereich bis 200 mm ++) U=800	4	4	4			
Grobkörnige Moräne bis 200 mm U=50-100	4	4				
Steinbruchmaterial (Granodiorit) Kornbereich bis 63 mm U = 30	4			4	6	6
Steinbruchmaterial Kornbereich bis 200 mm U = 40	4	4		4	6	6
Grobkörniger Steinbruch Kornbereich 6,3 bis 200 mm U = 5		4		4	6	6
TEILSUMME:	16	16	4	12	18	18
GESAMTSUMME :	84 VERSUCHE					

Anmerkung: +) Die unterschiedlichen wirksamen Flächenwerte bei gleicher Kerbtiefe ergaben sich durch Umdrehen der Scherrichtung.

++) U = Ungleichförmigkeitszahl: $U = d_{60}/d_{10}$; d_{60} = Korndurchmesser bei 60 % Siebdurchgang, d_{10} bei 10 %.

Das Versuchsgerät ist in Abb. 2 dargestellt. Wie ersichtlich, kam es in einer Betongrube zur Aufstellung. Es konnten dadurch alle Reaktionskräfte in die Wandung und Sohle eingetragen werden. Der Versuchsaufbau weist einen quadratischen Scherkasten von 1,0 m Seitenlänge (4) auf, der auf einer Felsplatte (12) durch eine horizontale, hydraulische Presse (3) abgeschoben werden kann. Der Anpreßdruck des im Scherkasten eingebauten Materials wird durch 4 vertikale, hydraulische Pressen erzeugt, die sich über einen, die horizontale Bewegung von 400 mm Länge ermöglichenden Rollenwagen (8) gegen einen Belastungsrahmen (7) abstützen können. Die Scherkraft wird über Stützen (13) in die der Scherpresse gegenüberliegende Wand eingeleitet. Zur Ausschaltung von Zwängungen sind alle Pressen an beiden Enden in Gelenkaugen gelagert. Zur Vermeidung von Reibungswiderständen im Rollenwagen (8) wurde eine eigene Vorschubhydraulik (16) eingebaut, die gewährleistet, daß die gesamte Schubkraft nur in der Scherfläche wirkt. Ein Gegengewicht (11) sorgt schließlich für die Ausbalanzierung des Gewichtes der Vorschubpresse.

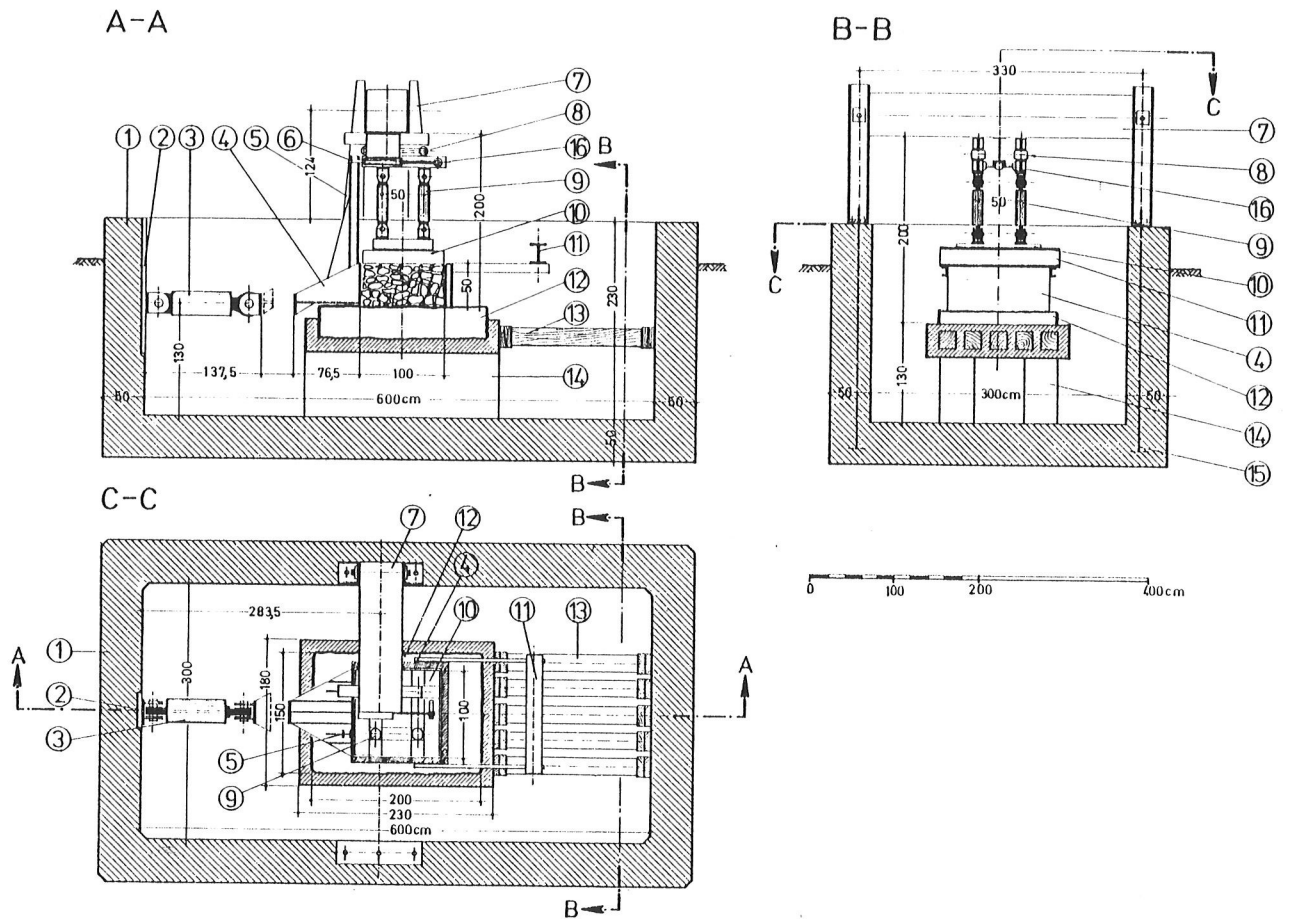


Abb. 2 : Groß-Schergerät: 1 Versuchsgrube; 2 Seitliche Druckplatte; 3 Horizontale Presse, 1300 kN; 4 Scherkasten; 5 Mitnehmer; 6 Haltebügel; 7 Belastungsrahmen; 8 Rollenkäfig; 9 Vertikaler Pressensatz 4 x 250 kN 10 Vertikale Druckplatte; 11 Ausgleichsgewicht; 12 Felsblock mit Betonummantelung; 12 Abstützung; 14 Betonfundament; 15 Vorspannanker; 16 Vorschubhydraulik

Mit dem 4 Vertikalpressen konnte eine maximale Normalkraft von 1000 kN, mit der Schubpresse eine maximale Schubkraft von 1300 kN aufgebracht werden. Diese reichen aus, um die Spannungsverhältnisse in potentiellen Gleitkörpern bis zu 50 m Dicke zu simulieren.

Bei den Abmessungen des Scherkastens mußte der Größtkorndurchmesser des Versuchsmaterials auf 200 mm begrenzt werden. Da die Scherfestigkeit eines grobkörnigen Materials stärker von der Lagerungsdichte als vom Größtkorn beeinflusst wird, ist der daraus entstehende Versuchsfehler gegenüber einem Naturmaterial von rd. 0,7 m Größtkorndurchmesser als gering einzuschätzen.

Aus den Kleinversuchen wurden die grundsätzlichen Einflüsse auf den Scherwiderstand bereits erkannt. Es konnten sich daher die Großversuche auf 2 Bodenarten - Moräne und Steinbruchmaterial - sowie auf 2 natürliche und 6 künstliche Rauigkeiten beschränken (siehe Tabelle 1). Da auch die technisch glatteste, geschliffene Oberfläche noch immer einen Scherwiderstand von $\psi'_s = 28,5^\circ$ ($\psi'_s =$ wirksamer Scherwinkel) aktiviert, scheiden alle Böden geringerer Scherfestigkeit von vorn-

herein aus. Dies betrifft vor allem jene feinkörnigen Böden, bei denen der Porenwasserdruck einen wesentlichen Einfluß auf die Scherfestigkeit ausübt. Die Versuche erfassen daher nur Böden mit relativ hoher Scherfestigkeit.

3.) RAUHIGKEITSDEFINITION :

Die grundlegende Aufgabe bestand in der Definition der Rauhhigkeit. In ihr mußten widerstrichsfrei sowohl die Kleinformen der Oberflächengestalt (Mikrorauhigkeit) als auch die Großformen über den gesamten Bereich einer Gleitfläche (Makrorauhigkeit) enthalten sein. Daneben war auch ein sinnvoller Zusammenhang mit dem Material herzustellen.

Diese Forderungen werden von der gefundenen Rauhhigkeitszahl " R " erfüllt. Für ihre Ermittlung müssen die Profillinien der Felsoberfläche in den maßgebenden Beanspruchungsrichtungen vorliegen. Dies gilt für den Klein- und für den Großbereich in gleicher Weise. Auf die praktische Durchführung der Profilaufnahmen wird noch in Punkt 5.) näher eingegangen.

In Abb. 3 sind 2 typische " Rauhhigkeitsprofile " mit Senken und Kuppen schematisch dargestellt. Die Strecke l_{pr} ist die geradlinige Verbindung zwischen freigewählten Ausgangspunkten A bzw. A' und Endpunkten E bzw. E', wobei A' und E' nicht in der Oberfläche liegen. Dies ist dann der Fall, wenn, wie aus Profil b) ersichtlich, die Lage der Verbindungsgeraden von einer höheren Erhebung (Kuppe) bestimmt wird.

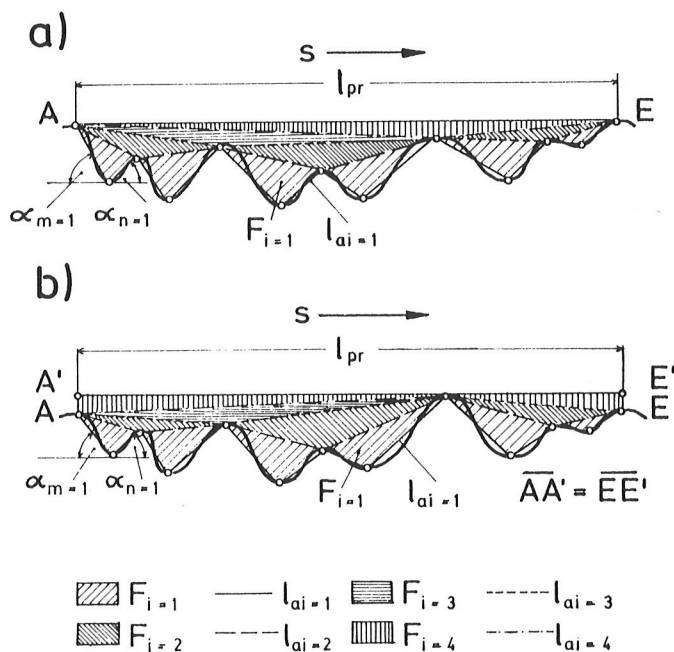


Abb. 3 : Schematische Darstellung von Rauhhigkeitsprofilen: a) Muldenartiges Profil b) Profil mit Kuppe. (F_i Teilfläche i ; l_{pr} Profillänge; l_{ai} Länge der Ausgleichslinie i ; α_m Winkel der in Scherrichtung abfallenden Ausgleichslinie $l_{ai=1}$; α_n Winkel der in Scherrichtung ansteigenden Ausgleichslinie $l_{ai=1}$; S Scherrichtung; d_{10} Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang).

Zur geometrischen Kennzeichnung des Profils ist die Fläche zwischen der Verbindungs-

geraden und der Profillinie in Teilflächen verschiedener Ordnung unterteilt. Die Fläche 1. Ordnung $F_{i=1}$ liegt zwischen den Ausgleichsstrecken der Profillinien $l_{ai=1}$ und den strichlierten Verbindungslinien der Hochpunkte $l_{ai=2}$, die Teilfläche 2. Ordnung $F_{i=2}$ zwischen $l_{ai=2}$ und $l_{ai=3}$ u.s.w.

Außerdem werden noch Neigungswinkel α_m und α_n festgelegt, die von den Ausgleichsstrecken l_{ai} mit der Verbindungslinie l_{pr} eingeschlossen werden. Zur Kennzeichnung des Kontaktmaterials wurde der Korndurchmesser des Siebdurchganges bei 10 Gewichtsprozent d_{10} herangezogen. Er ist von Material zu Material verschieden und kann daher einmal mehr und einem weniger zur Verzahnung mit dem Felsuntergrund beitragen. Natürlich trifft das auch für jeden anderen Korndurchmesser zu. Der Durchmesser d_{10} wurde jedoch gewählt, da er nicht nur die beste Eignung zur Charakterisierung aufweist, sondern auch als " wirksamer Korndurchmesser " $d_w = d_{10}$ in der Bodenmechanik eingeführt ist.

Aus diesen Festlegungen wurde die Rauigkeitszahl " R " mit :

$$R = \frac{f_w}{F_{d_{10}}} \cdot \sum_{i=1}^n F_{ai} \cdot f_{li} = \frac{F_w}{F_{d_{10}}} \quad (m^{-1})$$

definiert. Dabei ist :

$$f_w = \frac{\sum_{n=1}^n \sin \alpha_n}{\sum_{n=1}^n \sin \alpha_m} ; \quad F_{ai} = \frac{F_i}{l_{pr}} \quad (m^2/m) ; \quad f_{li} = \frac{l_{ai}}{l_{pr}} - 1$$

Es bedeuten:

f_w	Winkelfaktor	$f_{d_{10}}$	Kreisfläche mit d_{10} in (mm^2)
F_w	Flächenwert in (mm^2/m)	f_{ai}	auf 1 m bezogene Teilfläche F_i in (mm^2/m)
α_n	Neigungswinkel der in Scherrichtung abfallenden Flächen	f_{li}	Längenfaktor
α_m	Neigungswinkel der in Scherrichtung ansteigenden Flächen		

Der Winkelfaktor f_w dient zur Wichtung der Neignungsverhältnisse im Rauigkeitsprofil, da es für die Rauigkeit nicht gleichgültig ist, ob in der Summe die in Scherrichtung ansteigenden oder abfallenden Flächenneigungen überwiegen. Mit dem Längenfaktor f_{li} wird der Einfluß der jeweiligen bezogenen Teilfläche F_{ai} auf R gewogen. Je größer der Unterschied zwischen der zugehörigen abgewickelten Teillänge l_{ai} zu l_{pr} ist, umso größer wird auch ihr Einfluß auf R. Dabei müssen auch Teilflächen berücksichtigt werden, die infolge A' und E' (siehe Abb. 3, Profil b) nicht direkt an das Profil anschließen. Mit dem Flächenwert F_w kann dann die Rauigkeitsgeometrie eines Profiles beschrieben werden.

Die bei den Großversuchen mit verschiedenen Normalspannungen für jedes Material ermittelten Scherwiderstände (Scherwinkel ψ'_s) wurden in einem halblogarithmischen Diagramm den zugehörigen Zahlen R in Bezug gesetzt. Mit ausreichender Genauigkeit ergaben sich für gleiche Normalspannungen Ausgleichkurvenscharen in Form

von Geraden, die ein gemeinsames Zentrum Z aufweisen. Der Z zugeordnete Scherwiderstand ist bei allen Böden gleich groß und entspricht etwa dem auf einer geschliffenen Felsoberfläche von $\psi'_s = 28,5^\circ$. Diese als "Scherwiderstandslinien" bezeichneten Ausgleichgeraden stellen das eigentliche Ergebnis der Forschungsarbeit dar.

4.) VERSUCHSERGEBNISSE :

Wie vorstehend erwähnt, wurde für jedes Versuchsmaterial ein halblogarithmischer Bezug von R und ψ'_s hergestellt und demnach jedem Versuchskorndurchmesser d_{10} eine Kurvenschar zugeordnet. Daraus konnten durch Inter- oder Extrapolation auch Kurvenscharen für andere d_{10} - Werte abgeleitet werden.

In Abb. 4, Diagramm 1, ist das Ergebnis für $d_{10} = 0,2$ mm dargestellt. Es zeigt das Zentrum Z mit dem für alle Materialien gleichen Ordinatenwert $\psi'_s \min = 28,5^\circ$ und dem Abszissenwert $R = 8 \cdot 10^{-3} \text{ (m}^{-1}\text{)}$. Jede Gerade ist einem Material bestimmter Scherfestigkeit ψ'_i zugeordnet. ψ'_i wird erreicht, wenn die Rauigkeitszahl R entsprechend groß ist. Beim vorliegenden $d_{10} = 0,2$ mm ist dies bei $R = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ (m}^{-1}\text{)}$ der Fall.

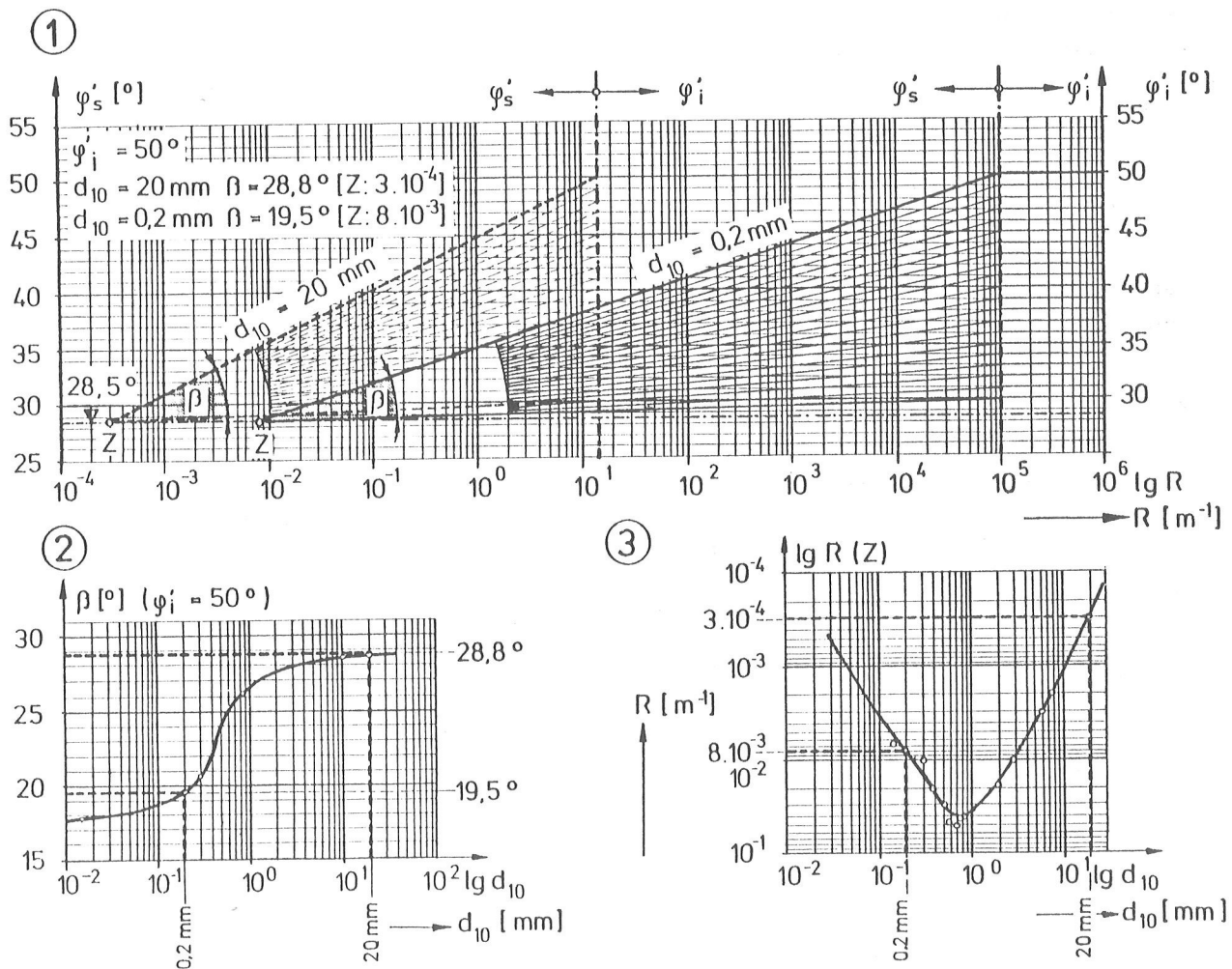


Abb. 4: Auswertediagramme (1 Scherwiderstandslinien für $d_{10} = 0,2$ mm und $d_{10} = 20$ mm für $\psi'_i = 50^\circ$; 2 Neigungswinkel β der Scherwiderstandslinien $\psi'_i = 50^\circ$ in Bezug zu d_{10} ; 3 R-Werte von Z in Bezug zu d_{10})

Für die Anwendung des Diagrammes müssen ψ'_i und R bekannt sein. Für $\psi'_i = 50^\circ$ und $R = 10 \text{ (m}^{-1}\text{)}$ würde z.B. der Scherwiderstand $\psi'_s = 37,8^\circ$ betragen. Dies bedeutet eine Reduktion von $12,2^\circ$ bzw. $24,4 \%$.

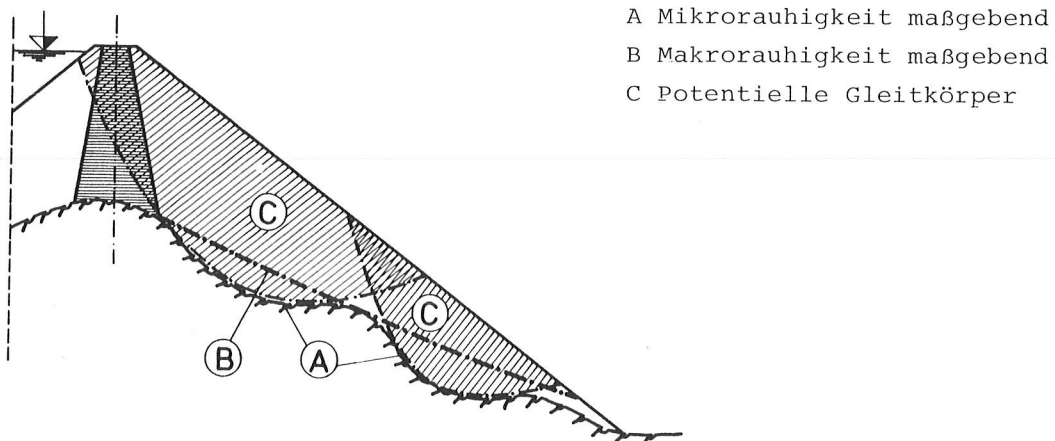
Bei den gewählten Maßstäben des Diagrammes 1 beträgt der Winkel β für die hervorgehobene $\psi'_i = 50^\circ$ - Gerade $\beta = 19,5^\circ$. Um nun für beliebige d_{10} - Werte Scherwiderstandslinien konstruieren zu können, wurde im Diagramm 2 der Abb. 4 der Bezug zwischen β und d_{10} hergestellt. Es sind darin auch die d_{10} - Werte der Großversuche eingetragen. Schließlich stellt das Diagramm 3 noch den Bezug zwischen den R - Werten von Z und verschiedenen d_{10} her. Daß Z nicht, wie erwartet werden müßte, bei allen d_{10} - Werten das gleiche R aufweist, ist ein Ergebnis der Versuche und kann nicht eindeutig erklärt werden. Es ist daher notwendig, für jeden Durchmesser d_{10} den zugehörigen R - Wert des Zentrums Z aus dem Diagramm 3 der Abbildung 4 zu entnehmen. Als Beispiel wurde in Abb.4, Diagramm 1, auch der Z - Wert für ein $d_{10}=20 \text{ mm}$ eingetragen und durch die laut Diagramm 2 unter $\beta = 28,5^\circ$ geneigte Gerade ergänzt. Im Schnittpunkt dieser Geraden mit der Linie für $\psi'_i = 50^\circ$ ist als Grenzwert des Scherwiderstandes die innere Scherfestigkeit erreicht und es kann die Kurvenschar für beliebige innere Reibungswinkel ψ'_i gezeichnet werden. In gleicher Weise ist mir jedem anderen d_{10} - Wert vorzugehen.

Besonders ist darauf hinzuweisen, daß die Profile für die Ermittlung der " Mikro-
rauhigkeit " in einem Profilographen aufgenommen werden müssen, dessen Tastrad-
durchmesser 7 mm beträgt. Die Scherwiderstandslinien sind daher nur für diesen an-
wendbar.

5.) ANWENDUNG :

Die Anwendung der Forschungsergebnisse in der Praxis ist relativ einfach. Für die Ermittlung der Rauheitszahl R müssen im Feld lediglich die Rauheitsprofile in den betreffenden Dammschnitten aufgenommen werden. Da von vornherein nicht entschieden werden kann, ob die Mikro- oder die Makrorauhigkeit maßgebend ist, sind beide zu berechnen. Aus Abb. 5 wird der Unterschied deutlich. Bei den Gleitflächen A, die der Felsoberfläche folgen, ist die Mikro-
rauhigkeit, bei der Gleitfläche B, die über den Mulden der Felsoberfläche verläuft, die Makrorauhigkeit zu beachten.

Abb. 5 : Mikro- und Makrorauhigkeit:



Wie schon erwähnt, erfolgt die Aufnahme der Mikrorauigkeit mit Hilfe eines Profilographen, dessen Tastspitze mit einem Rad von 7 mm Durchmesser ausgerüstet ist. Die Bewegungen des Taststiftes werden auf eine Schreibtrommel übertragen und dabei die Höhen unverzerrt, die Längen im Maßstab 1:5 aufgezeichnet. Die Meßlänge beträgt 1 bis 2 m. Aus Abb. 6 sind die allgemeine Anordnung mit dem Meßgestänge (A), der Taststift mit der Schreibtrommel (B), sowie 10 Mikrorauigkeitsprofile (C) zu entnehmen. Die daneben angeführten F_w - Werte geben Aufschluß über die jeweilige Rauigkeitsgeometrie (Abb. 6 siehe nächste Seite) .

Um die Ermittlungsarbeit für den F_w - Wert zu reduzieren, wurde ein Computerprogramm geschrieben. Es ist in Lit. [4] erläutert.

Um auch ohne elektronische Berechnung des F_w - Wertes zu einer brauchbaren Einschätzung der Rauigkeit zu gelangen, kann das jeweils aufgenommene Rauigkeitsprofil mit den in Abb. 6 dargestellten verglichen werden. Die Genauigkeit wird in den meisten Fällen, besonders für Voruntersuchungen, ausreichen und zumindest eine Gegenüberstellung mit dem Flächenwert der Makrorauigkeit ermöglichen. Für diese muß das ganze Profil der Felsoberfläche geodätisch aufgenommen werden, wobei nur die im Dezimeterbereich liegenden Rauigkeitskonturen von Interesse sind. Wird der Fels teilweise von Überlagerungsmaterial bedeckt, müssen für die Beurteilung der Mikrorauigkeit gleichgeartete Felsflächen außerhalb des bedeckten Bereiches gesucht werden. Für die Makrorauigkeitsprofile sind vorsichtige Annahmen zu treffen.

Im Laboratorium werden vom Dammschütt- und Überlagerungsmaterial der wirksame Korndurchmesser d_{10} und die Scherfestigkeit (wirksamer Reibungswinkel ψ'_i) bestimmt. Mit diesen Daten kann dann mit Hilfe der Diagramme in Abb. 4 die entsprechende Scherwiderstandslinie gezeichnet und mit der jeweiligen Rauigkeitszahl R der gesuchte Wert des Scherwiderstandes (wirksamer Scherwinkel ψ'_s) gefunden werden.

Entspricht der Scherwinkel ψ'_s der natürlichen Felsrauigkeit nicht den statischen Erfordernissen, sind bei freien Felsflächen Aufrauhungsmaßnahmen erforderlich.

Durch Einsprengung von Trichtern oder Kerben ist es ohne weiteres möglich, die Rauigkeit glatter Felsoberflächen so zu vergrößern, daß sich der Scherwiderstand der Scherfestigkeit des Materials annähert. Die Tiefe der Kerben soll dabei etwa dem größten Durchmesser des Schüttmaterials entsprechen.

Abschließend wird festgestellt, daß mit dem Forschungsprojekt versucht wurde, eine möglichst einfache Handhabe zur besseren Einschätzung des Scherwiderstandes auf glatten Felsoberflächen zu finden. Die Ergebnisse sind auf alle Materialien mit einer höheren Scherfestigkeit als $\psi'_i = 28,5^\circ$ anwendbar. Die erreichbare Genauigkeit darf nicht zu hoch eingeschätzt werden. Sie liegt jedoch sicher im üblichen Streubereich der Ermittlung bodenphysikalischer Kennwerte von natürlichen Böden. Es können daher künftig teure und zeitraubende Großversuche im Fels vermieden werden.

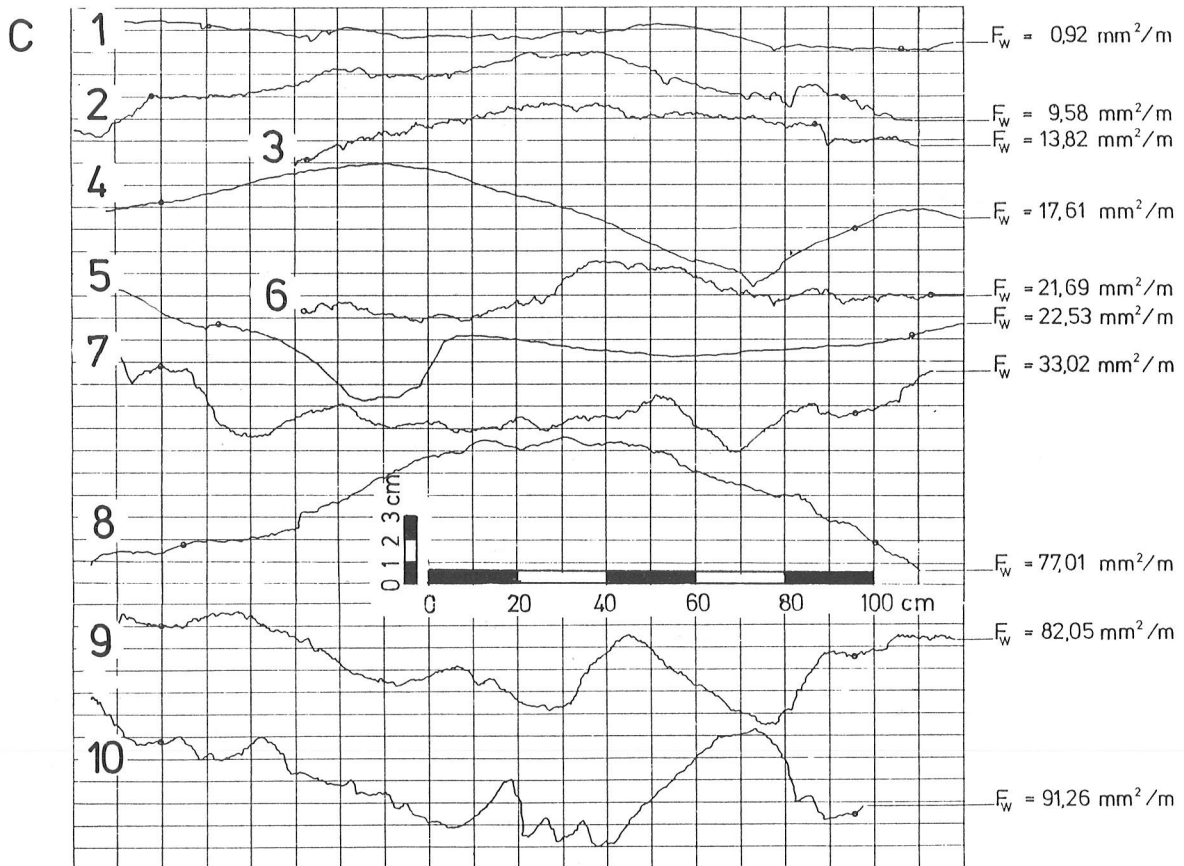
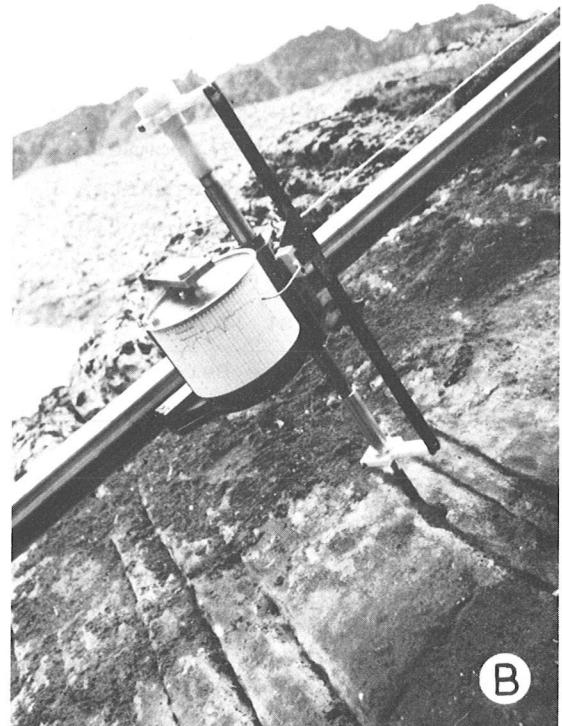


Abb. 6 : Rauigkeitsprofile: Aufnahme und Beispiele. (A Meßgestänge ,B Schreibtrommel mit Tastarm, C Rauigkeitsprofile, F_w = Flächenwert)
 1 Dolomit; 2 Schiefergneis; 3 Schiefergneis; 4 Dolomit; 5 Schiefergneis; 6 Dolomit; 7 Phyllit; 8 Schiefergneis; 9 Phyllit; 10 Phyllit.

6.) ZUSAMMENFASSUNG :

Die Standsicherheit eines Staudammes auf geneigten, zu den Dammfüßen abfallenden Aufstandsflächen wird nicht nur von der Scherfestigkeit seiner Schüttstoffe und der im Dammuntergrund verbleibenden Böden, sondern auch vom Scherwiderstand in der Felsoberfläche beeinflusst. Dieser kann bei glatten Gletscherschliffen bis zu 20 % unter der Scherfestigkeit des Materials liegen. In einer Forschungsarbeit wurde versucht, dieses Problem einer allgemeinen, für alle Böden und Felsrauigkeiten anwendbaren Lösung zuzuführen. Es werden sowohl die Versuchseinrichtungen als auch die Ergebnisse und deren Auswertung beschrieben. Zur Ermittlung des Scherwiderstandes können daher künftig teure und zeitraubende Feldversuche vermieden werden. Der Arbeitsaufwand beschränkt sich im Feld auf die genaue Aufnahme von Felsprofilen mit Hilfe eines Profilographen sowie geodätische Aufnahmen, wobei zwischen Profillängen von 1 bis 2 m zur Feststellung der Kleinformen (Mikrorauigkeit) und der gesamten überdeckten Länge mit ihren Großformen (Makrorauigkeit) zu unterscheiden ist. Mit einem aus der Oberflächengeometrie ermittelbaren Flächenwert F_w und dem wirksamen Korndurchmesser d_{10} des Kontaktmaterials bei 10 % Siebdurchgang wird die Rauigkeitszahl R als Maß des Scherwiderstandes erhalten. Die Ermittlung des wirksamen Scherwiderstandes σ'_s erfolgt mit Hilfe von Diagrammen.

Reicht der vorhandene Scherwiderstand in der Felsoberfläche nicht aus, kann die Rauigkeit durch Einsprengung von Kerben und Trichtern erhöht werden. Eine derartige Maßnahme wurde beim Bau des Staudammes Finstertal der Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG) ausgeführt. Sie stellte eine erste Grobanwendung der Forschungsergebnisse dar. Darüber liegt ein eigener Bericht zur Frage Nr. 48 vor.

7.) LITERATUR :

- [1] Schober, W. Considerations and Investigations for the Design of a Rockfill Dam with a 92 m High Bituminous Mix Core. Q 32, R 34, ICOLD, Madrid 1973.
- [2] Kiessling, H., Embankment Dams in Austria. G.P.4, 12. ICOLD, Mexico 1976.
Rienössl, R.,
Schober, W.
- [3] Schwab, H., Roughening of Smooth and Steeply Sloping Rock Surfaces in the
Pircher, W. Foundation of Finstertal Rockfill Damm. 13. ICOLD, New Delhi 1979
- [4] Rostek, R. Der Scherwiderstand von Lockergestein auf Felsuntergrund.
Heft 1 der Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik,
Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck, 1977.

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

DIE AUTOMATISCHE STAUMAUERÜBERWACHUNG
DER KÖLNBREINSPERRE

Dipl.-Ing. Dr. techn. Hans Hautzenberg
Vorstandsmitglied der Österr. Draukraftwerke AG

I. V O R W O R T

Kraftwerksgesellschaften, die in so dicht besiedelten Gebieten Europas eine Talsperre errichten, haben die selbstverständliche Verpflichtung, für die Beobachtung dieser Sperre ein lückenloses technisches Konzept zu erstellen, das jeden nur denkbaren Zweifel ausschließt. In der Folge wird ein solches Konzept beschrieben, wie es an der Talsperre Kölnbrein der Kraftwerksgruppe Malta eingesetzt wird.

II. E I N L E I T U N G

Der Bau der Kölnbreinsperre, mit ihren 1,6 Mio m³ Beton, 200 m Höhe und einem dahinterliegenden Wasserinhalt von 200 Mio m³, erfolgt zu einem Zeitpunkt, da die Entwicklung im Bereich der Elektronik Möglichkeiten eröffnet, auch an die Automatisierung der Meßdatenerfassung für diesen Baukörper zu denken.

Die Automatisierung erfolgt nur für Meßstellen deren Grundmeßprinzip an sich schon elektrisch ist oder durch Anbau von elektrischen Gebern an mechanische Meßfühler leicht entsprechend adaptiert werden kann. Verschiedene Messungen erfolgen nach wie vor nur händisch.

Die Grundidee ist, sowohl automatisch als auch händisch erfaßte Werte auf einem Datenträger zu speichern, um jederzeit jeden gewünschten Wert abberufen zu können und für die weitere Verarbeitung zur Verfügung zu haben.

III. G R U N D K O N Z E P T

Die diversen Meßstellen verteilen sich über die ganze Mauer, wobei sich gewisse Schwerpunkte, also Häufungen von Meßstellen ergeben. Dieser Umstand wurde dazu benutzt, um sogenannte Meßwerterfassungspunkte zu schaffen. In jedem dieser Stützpunkte werden alle Meßleitungen geführt und über eine Meßstellenumschalteneinrichtung abgefragt. Eine getrennte Einrichtung überträgt die nun in digitaler Form vorliegende Information in eine Meßzentrale. Im vorliegenden Falle wurden 9 Meßwerterfassungspunkte gewählt. Die Übertragung der Meßwerte erfolgt galvanisch getrennt, sodaß die gefürchtete Beeinflussung durch Blitzschläge weitestgehend gebannt ist.

In der Meßzentrale übernimmt eine Logik A die Meßwerte und speichert sie in einem Tagesspeicher laufend ab. Vorher werden jedoch die einlaufenden Meßwerte, die an sich Rohwerte darstellen, über geeignete Umrechnungsroutinen in physikalische Meßwerte umgerechnet. Einmal täglich erfolgt die Umspeicherung aller Daten auf einen externen Datenträger. Über eine sogenannte Logik B erhält nun der Bedienende über geeignete Bedienungsgeräte Zugriff zu diesen Daten.

IV. M E S S W E R T G E B E R

Mit den nachstehend angeführten Meßmethoden (Abb.1) werden die Bewegung der Sperre, die relative Bewegung zwischen Fels und Beton sowie andere Spannungszustände überwacht. Zur Anschaulichkeit sei angeführt, daß sich die Sperrenkronen allein in Abhängigkeit von Temperatur und Stauspiegel bis zu 100 mm bewegen kann.

4.1. Automatisch erfaßte Werte

4.1.1. Lotmessung

Die Erfassung der Position des Meßdrahtes erfolgt über eine Optik und ein Diodenarray. Der Meßdraht wird unter Verwendung einer Lichtquelle auf einem hellen Feld dunkel abgebildet und elektronisch abgetastet. Der Meßwert steht bereits digital an und wird als Impulsfolge zum nächstgelegenen Meßwerterfassungspunkt übertragen.

4.1.2. Temperaturmessung

Alle Temperaturmessungen erfolgen durch Messung eines Widerstandes bzw. dessen Änderung in Abhängigkeit von der Temperatur.

4.1.3. Teleformeter

Durch Messung an Widerständen von drei in Form eines Sternes eingebauten Widerstandsgebern wird die Richtung und der Winkel einer resultierenden Kraft erfaßt bzw. errechnet.

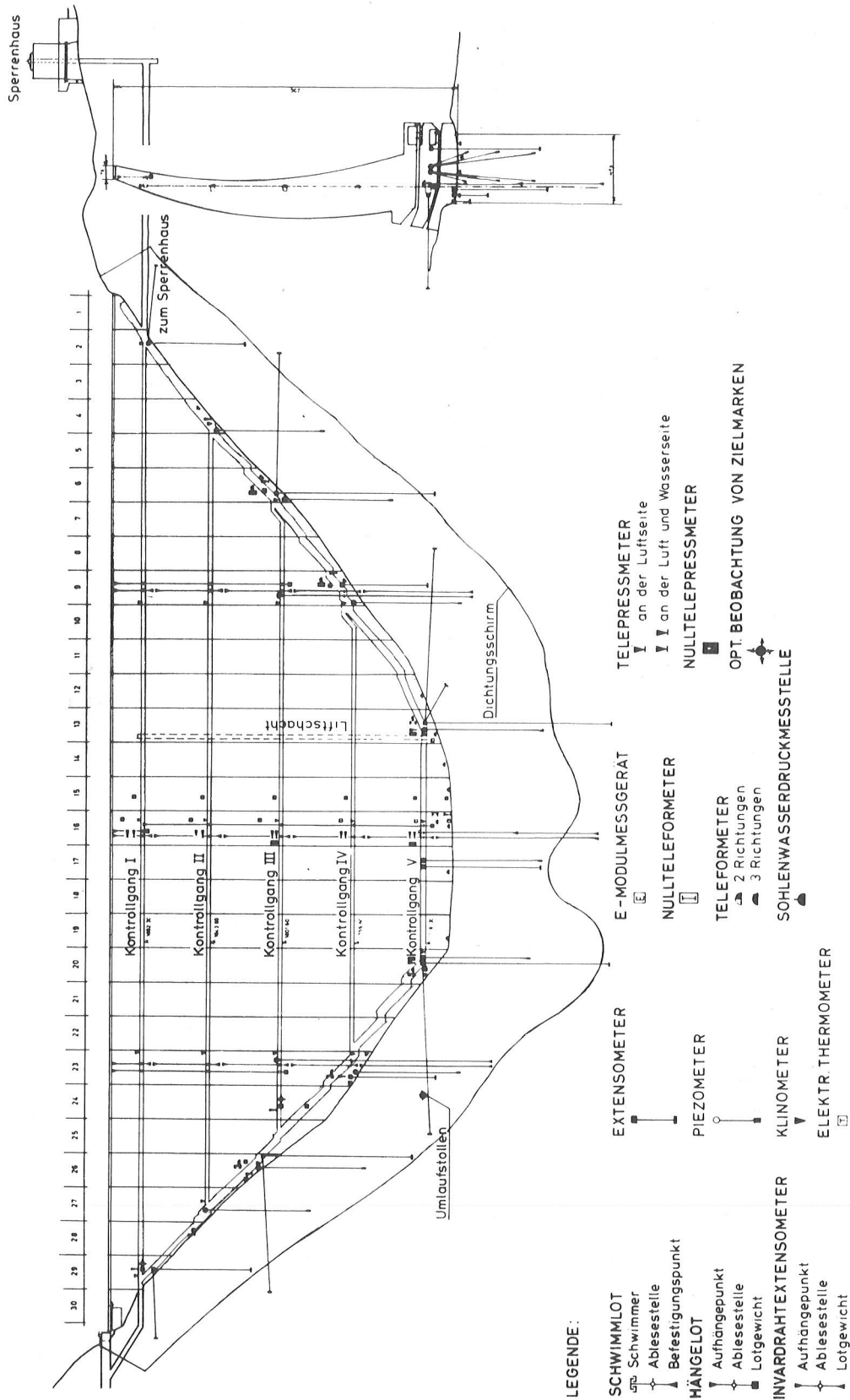


Abb. 1
 Meßtechnische Einrichtungen

4.1.4. Telepreßmeter

Es gilt die gleiche Meßmethode wie unter 4.1.3.), jedoch wird nur ein Geber, aber in der zu erwartenden Spannungsrichtung, eingebaut.

4.1.5. Invardrahtmessung

Vergleichende Längenmessung mittels Invardraht; wird durch Anbau eines induktiven Weggebers erfaßt.

4.1.6. Piezometermessung

In die bis zum Austritt aus dem Fels direkt verrohrten Bohrlöcher werden Kunststoffschläuche eingeführt, in die man Luft perlen läßt. Mit einem Gebermanometer wird der Luftdruck gemessen und ergibt somit den Wasserstand. Steigt der Druck soweit an, daß das Wasser austritt, wird das Gebermanometer direkt angebaut und der Überdruck gemessen.

4.1.7. Sohlwasserdruckmessung

Bei den, an den Aufstandsflächen der Mauer eingebauten Auftriebsglocken erfolgt die Druckmessung wie unter 4.1.6.) angeführt.

4.1.8. Sickerwassermessung

Das Sickerwasser wird über Meßgerinne abgeleitet, wobei der Pegel in diesen Gerinnen mittels Druckgebern erfaßt wird.

4.1.9. Extensometermessung

An die, in eigenen Köpfen aus dem Fels austretenden Extensometerstangen werden induktive Geber, wie unter 4.1.5.) angeführt, angebaut.

4.1.10. Sonstige Messungen

Einige meteorologische Werte sowie der Pegel des Speichers werden ebenfalls elektrisch erfaßt.

4.2. Händisch erfaßte Werte

Nachstehend angeführte Werte werden zwar nur händisch erfaßt, jedoch mittels händischer Eingabe ebenfalls für die spätere Verarbeitung abgespeichert.

- a) Blockfugenweiten
- b) Setzklinometer

V. M E S S W E R T E R F A S S U N G S P U N K T

Die Meßleitungen aller Meßwertgeber im Umkreis von ca. 30 m werden zusammengefaßt. In der Grundverdrahtung sind Trennungsmöglichkeiten vorgesehen, um jeder-

zeit händische Kontrollen zu ermöglichen. Über Multiplexer werden diese Geräte an eine schnelle Datenübertragungseinrichtung angeschlossen, die innerhalb von ca. 120 Sekunden alle Meßwerte in digitaler Form zur Meßzentrale überträgt.

Vor Ort besteht ferner noch die Möglichkeit über eine Tastatur und eine damit kombinierte Leuchtdiodenanzeige händisch gemessene Rohwerte einzugeben und den umgerechneten physikalischen Meßwert als Anzeige zu erhalten. Da man von jedem Meßwerterfassungspunkt alle anderen Meßdaten der gesamten Staumauer abberufen kann, sind sofort vor Ort vergleichende Überprüfungen möglich.

VI. MESSWERTZENTRALE

6.1. Örtliche zentrale Istwertanzeige (Abb. 2)

In einer Zentralen Logik A werden alle Meßwerte der 9 Meßwerterfassungspunkte sowie die meteorologischen Meßwerte und der Pegelstand in physikalische Meßwerte umgerechnet und jeweils als aktuelle Istwerte abgespeichert. Auf einem Symbolbild sind die einzelnen Meßwerterfassungspunkte mit deren Lage in der Staumauer dargestellt. Ferner sind noch die Gruppen der Meßwertgeber durch spezielle Symbole abgebildet. An einem Anwahlfeld wird über eine geeignete Tastenkombination jeder gewünschte Meßwert angewählt. Zur Kontrolle leuchtet am Schaubild das zugeordnete Leuchtsymbol. Auf einer Leuchtdiodenanzeige erscheint dann der Meßwert und die zugeordnete Meßwertnummer. Auch die Tastenfelder und Anzeigen in den Meßwerterfassungspunkten sind an diese Logik angeschlossen.

6.2. Zentrale Meßwertspeicherung (Abb. 2)

Für die eigentliche Speicherung der Meßdaten bzw. deren Abruf aus dem Massenspeicher ist eine sogenannte Logik B vorhanden. Der Externspeicher bestehend aus einem Magazin mit 32 Floppy-Disketten und einem Laufwerk ist ebenfalls an diese Logik angeschlossen. Es werden daher auch die in der Logik A jeweils für einen Tag gespeicherten Daten über eine entsprechende Datenleitung zur Logik B übertragen und von dieser abgespeichert.

Berücksichtigt man die bisherige händische Erfassung, mit nur einigen Meßwerten am Tag und das relativ langsame Bewegungsbild der Mauer, kommt man auf relativ wenig zu speichernde Daten. Unabhängig davon werden die Meßwerte trotzdem dauernd überwacht. Von jeder automatisierten Meßstelle wurden nachstehend angeführte 6 Werte pro Tag zur Abspeicherung ausgewählt:

- a) Tagesmittelwert
- b) Minimalwert
- c) Maximalwert

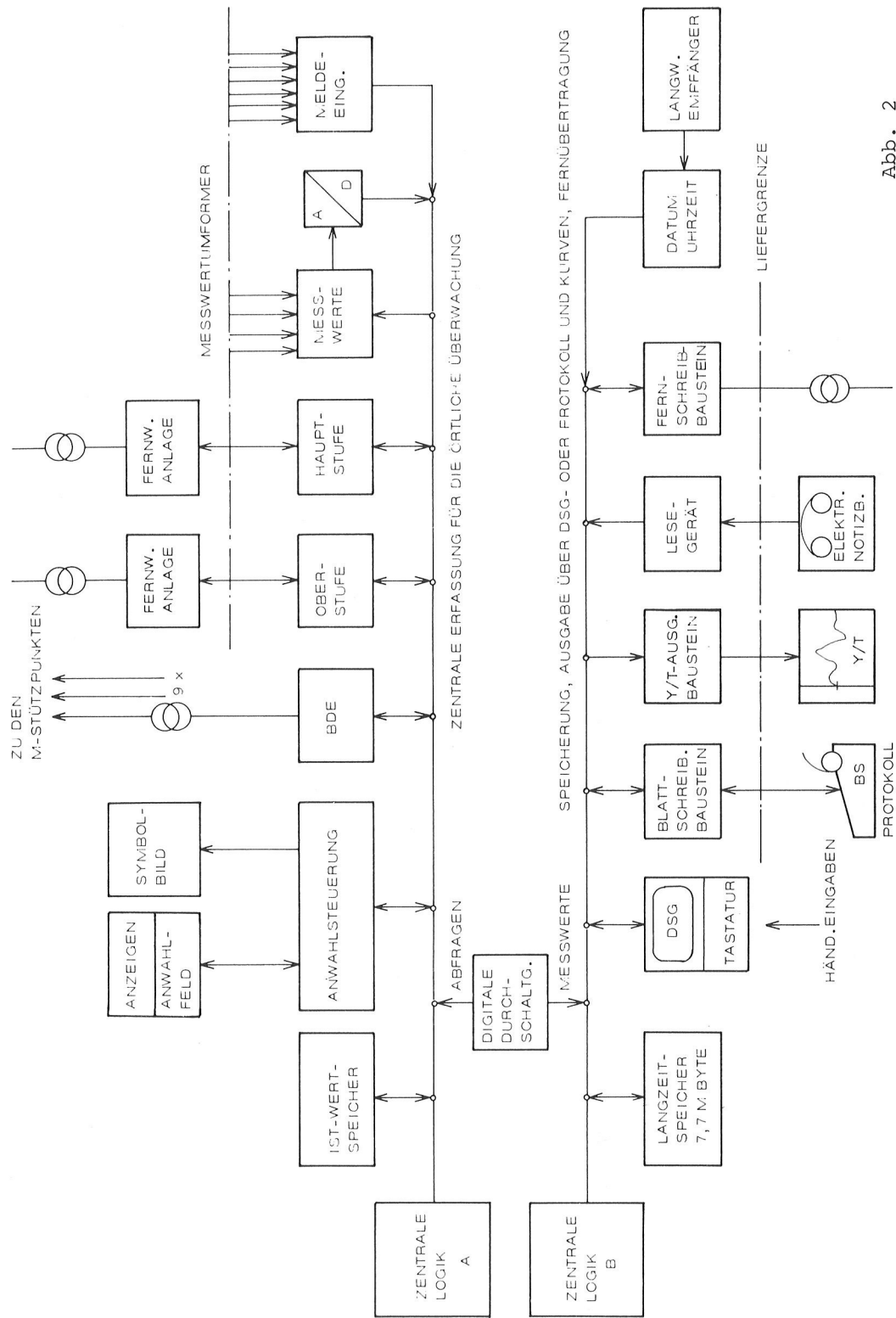


Abb. 2
Zentrale Meßwerterfassung

- d) 0-Uhr-Wert
- e) 12-Uhr-Wert
- f) händischer Meßwert (falls Kontrollwert vorhanden)

Händisch gemessene Werte werden ebenfalls gespeichert. Diese werden entweder, wie unter Abschnitt V) angeführt, am Meßwerterfassungspunkt oder über das Datensichtgerät eingegeben. Eine weitere Eingabemöglichkeit besteht in Form eines elektronischen Notizbuches. Dieses besteht aus einem tragbaren Kästchen mit Eingabetastatur, Leuchtdiodenanzeige und Meßwertspeicher. Die Eingabe erfolgt ähnlich wie unter V) angeführt. Die Logik B hat ein Interface zum Anschluß des elektronischen Notizbuches, das ein automatisches Überspielen der Daten gestattet.

VII. S I C H E R H E I T S B E T R A C H T U N G E N

Alle aufgenommenen Daten werden grundsätzlich auf 2 Disketten gespeichert. Dadurch wird gewährleistet, daß ein zufälliges Zerstören der Daten nicht möglich ist.

Bei Ausfall einer Logik, also A oder B, werden die Meßwerterfassungspunkte jeweils auf die andere Logik umgeschaltet. Es muß jedoch auf das Ein- und Ausgeben der Daten über die Istwertanzeige in den Meßwerterfassungspunkten bzw. in Verbindung mit dem Schaubild verzichtet werden.

Die Abfrage von Meßwerten und deren Anzeige am Datensichtgerät kann allerdings auch nur in eingeschränktem Umfang erfolgen. Es sei jedoch hervorgehoben, daß die Ersatzschaltung so konzipiert wurde, daß die Meßwerterfassung und -Abspeicherung weiter ohne Informationsverlust arbeitet.

B I B L I O G R A P H I E

- (1) E. MAGNET - "Wasserkraftnutzung in Kärnten", Österr. Wasserwirtschaft, Vol. XIV, Nr. 10/11, 1962.
- (2) E. WERNER - "The Malta hydroelectric scheme", Water Power, August 1972.
- (3) E. MAGNET und R. WIDMANN - "Foundation Problems of Koelnbrein Arch Dam", 3rd I.S.R.M. Congress 1974, Denver, Colorado.
- (4) W. FINGER, J. RAINER, H. STAEUBLE, R. WIDMANN - "The Development of the Koelnbrein Arch Dam Project", ICOLD, Mexiko, 1976, Q. 46, R. 27.
- (5) O. GANSER - "Staumauer Kops-Verhalten des Bauwerkes in den ersten Betriebsjahren", Österr. Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, Vol. XXIII, Juli 1970.

Z U S A M M E N F A S S U N G

Die installierte Einrichtung gestattet die dauernde Überwachung der Kölnbreinsperre durch Erfassung von ca. 350 Meßwerten und eine entsprechende Grenzwertkontrolle.

Ferner werden diese Werte automatisch und zusätzlich über eine Eingabetastatur auch händisch gemessene Werte auf externen magnetischen Datenträgern abgespeichert. Somit stehen alle Werte für eine Abfrage über ein Datensichtgerät jederzeit zur Verfügung. Die Aufstellung dieses Sichtgerätes braucht nicht mehr vor Ort, sondern kann über eine normale Fernmeldeverbindung an jedem beliebigen Ort erfolgen.

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEU DELHI 1979

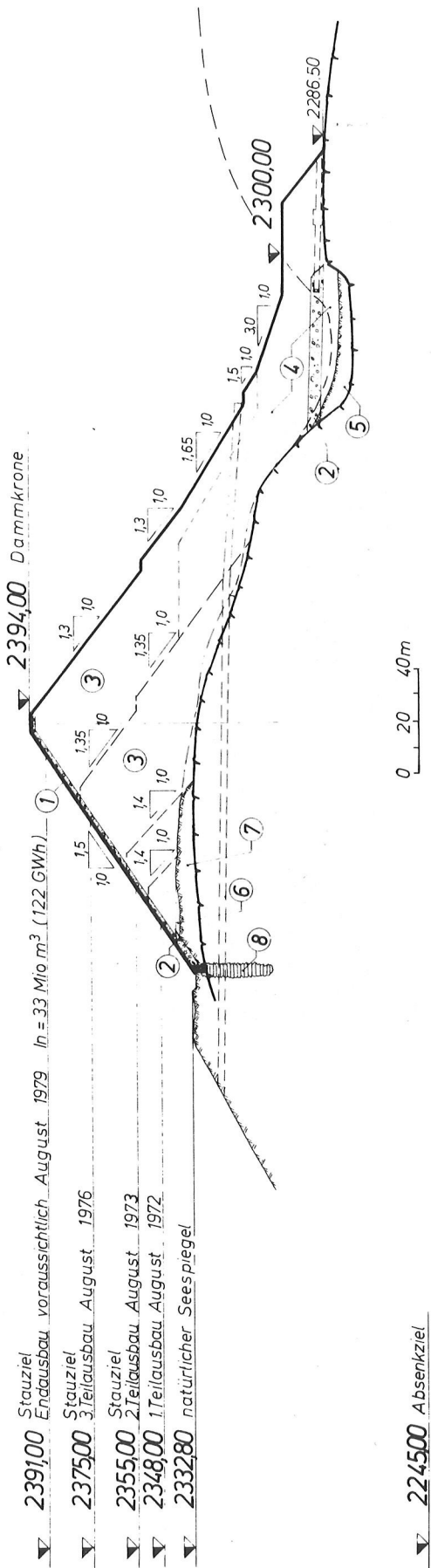
REVISION UND VERSTÄRKUNG VON ASPHALTOBER-
FLÄCHENDICHTUNGEN DER IM HOCHGEBIRGE GELEGENEN DÄMME

Dr. techn. Herbert Kießling

1.) Die Asphaltoberflächendichtung und ihre Probleme
im Hochgebirge:

Die Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft hat seit 1966 zwei Kunstspeicher und fünf Dämme mit Asphaltoberflächendichtung im Hauptkamm der Hohen Tauern errichtet. Dabei fand mit dem Aufstieg in die größere Höhenlage eine schrittweise Anpassung an die Anforderungen des Hochgebirges statt.

In Kenntnis der Probleme einer Eisbildung auf höher gelegenen Stauseen und insbesondere bei den Asphaltoberflächendichtungen wurde trotz allem für die Dämme diese Oberflächendichtung gegenüber einer Kerndichtung aus mehreren Gründen vorgezogen: Es konnte weder im erweiterten Baustellenbereich ein geeignetes Material für eine Kernausbildung aufgeschlossen werden, noch ist es möglich, den Bau eines solchen Kernes infolge der großen Regenhäufigkeit im Tauernhauptkamm sowie der dadurch hervorgerufenen fortwährenden Aufweichung des Schüttmaterials bei der im Sommer nur kurz vorhandenen Bauzeit innerhalb der sonst benötigten Bauzeit für eine Kraftwerksstufe fertigzustellen. Vor allem mußte bei der mehrjährigen Arbeitsdurchführung aus finanziellen Gründen bzw. um die Bauzinsen einzusparen, ein schrittweiser Einstau des Dammes berücksichtigt werden. Dies allein ist in wirtschaftlicher Weise bei einem Damm mit Asphaltoberflächendichtung zu erzielen, weil mit der stufenweisen Höherschüttung des Dammes auch die Asphalthaut abschnittsweise aufgebracht werden kann, ohne daß dabei der Damm in seiner vollen Basisbreite aufgeschüttet werden muß. Die Breite des Dammes wächst dabei an der Luftseite nur in jenem Ausmaß als es die jeweilige Stauhöhe erfordert.



▼ 2391,00 Stauziel
 Endausbau voraussichtlich August 1979 $ln = 33 \text{ Mio m}^3$ (122 GWh) ① Dammkrone

▼ 2375,00 Stauziel
 3. Teilausbau August 1976

▼ 2355,00 Stauziel
 2. Teilausbau August 1973

▼ 2348,00 Stauziel
 1. Teilausbau August 1972

▼ 2332,80 natürlicher Seespiegel

▼ 2245,00 Absenkziel

Bild 1: Schnitt durch den Damm Oscheniksee

- 1 Oberflächendichtung
- 2 Drainagezone
- 3 Steinbruchmaterial
- 4 Hangschutt / Moräne
- 5 Grundmoräne
- 6 Felsüberlagerungsmaterial
- 7 Felsüberlagerung
- 8 Injektionsschirm

Von den fünf Dämmen liegen die drei größeren in einer Seehöhe von über 2.300 m. Die Einzugsgebiete dieser Jahresspeicher sind so klein, daß für den größten Teil der Speicherfüllung Wasser aus tieferen Horizonten gepumpt werden muß; dies jedoch zu einer Zeit, wo die Schneeschmelze in der Hochregion noch nicht eingesetzt hat. Daher bleibt die aus Eis und gepreßtem Schnee gebildete Decke von mehr als 1,50 m Stärke an der Oberfläche des Speicherbeckens liegen und schwimmt erst bei Höherstau im Wasser wieder auf, ohne daß dabei die Speicheroberfläche bzw. die Asphaltoberfläche des Dammes eisfrei wird.



Bild 2: Oscheniksee (14.7.1975)

Um die Asphaltoberfläche anlässlich einer Revision besichtigen zu können, muß sie jedoch frei von jeglicher Eis- und Schneeaufgabe sein. Dies trifft insbesondere für den Damm auf der Wurtenalm zu, der auf 1.700 m Seehöhe in einem Bereich liegt, in dem auch mit Steinschlag zu rechnen ist. Der Damm erhielt daher vorsorglich als einziger in der Kraftwerksgruppe zusätzlich als Bremszone einen Kern aus einer 3 m starken Schichte bindigen Materials. Zwischen der Asphalt-dichthaut und der Bremszone wurde, um gegebenenfalls größere Wassereinbrüche abführen zu können, eine verstärkte Filterschichte eingebaut.

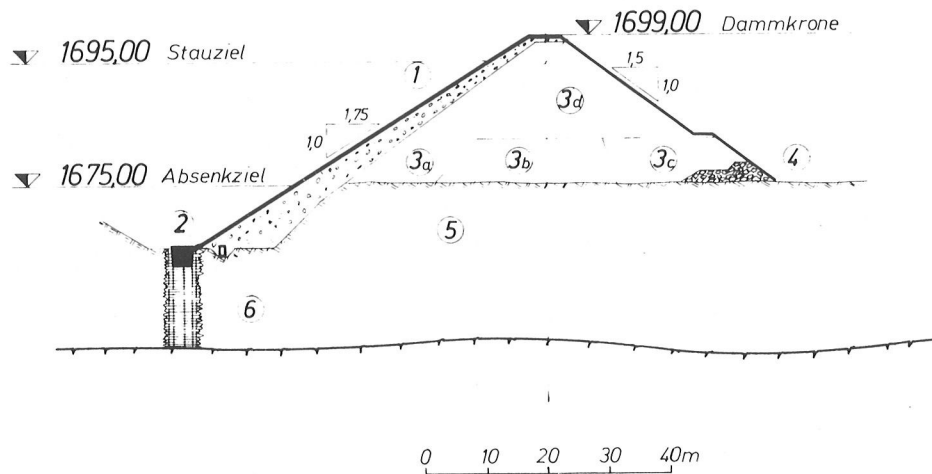


Bild 3: Schnitt durch den Damm Wurtenalm

- 1 Asphaltichtung
- 2 Drainageschicht
- 3a, 3c Stützkörper - Hangschutt
- 3d Steinschüttung
- 4 Fußdrainage (Steinbrocken)
- 5 Felsüberlagerung
- 6 Injektionsschirm

2.) Eisfreihaltung der Asphaltoberflächendichtung:

Die Erfahrung am Damm Hochwurten in 2.400 m Seehöhe hat gezeigt, daß die am Asphalt aufliegende Eisdecke nach Freilegung eines Schlitzes am Dammfuß bei einer Neigung der Asphaltoberfläche von 1:1,65 trotz Einsetzen der Schneeschmelze am Asphalt haften bleibt. Sie war angefroren und mußte, um die Oberfläche freilegen zu können, mit üblichen Baugeräten wie Schaufellader etc. abgeschoben werden.



Bild 3



Bild 4

Bild 3 u. Bild 4: Schneeräumung Hochwurtendamm im Juni 1978:
Infolge flacherer Dammeigung (1:1,65) mit Hilfe
angehängter Raupenfahrzeuge möglich.

Bei längeren Asphaltoberflächen und bei steileren Böschungen mit einer Neigung von 1:1,5 ist dies nicht durchführbar. Hiefür wurde, um die Eisbildung zu verhindern, eine Art Bubbleranlage, die jeden Winter bei einem anderen Damm eingebaut werden soll, konstruiert. Dabei konnte auf die Erfahrungen bei der Absenkung des Oscheniksees in 2.300 m Seehöhe zurückgegriffen werden, wo die schwimmende Pumpstation und die daran anschließende schwimmende Druckrohrleitung von einer Eisbildung durch Umwälzung des Wassers mittels eingepreßter Druckluft freigehalten wurden, indem wärmeres Wasser aus einer tieferen Schichte an die Oberfläche gelangt.

Nunmehr wurde in der vierten und letzten Ausbauphase die Aufschüttung des Oschenikseedammes um 16 m auf die endgültige Höhe von 2.394,00 m abgeschlossen. Im Zuge dieser Arbeiten war die Aufbringung einer Verstärkung der Dichtschichte im unteren Dammbereich vorgesehen. Zu diesem Zweck mußte über den Winter 1977/78 die Bubbleranlage in Betrieb gehalten werden. Die technische Lösung der Eisfreihaltung beruht auf dem bereits erprobten Prinzip der Umwälzung von Wasser mittels Druckluft. Zum Zwecke der Druckluftversorgung wurde ein perforiertes Rohrleitungssystem auf der Dammoberfläche verlegt. Da die Dammoberfläche während der Rohrverlegung bereits zu etwa 2/3 eingestaut war, wurden taktweise einige Schläuche parallel zur Dammkrone auf der trockenen Oberfläche an den hierzu senkrecht liegenden Halterungsseile, die mit Zuggewichten versehen waren, befestigt, beschwert und der fertig montierte Teil anschließend durch Abgleiten längs der Oberflächendichtung im See versenkt.

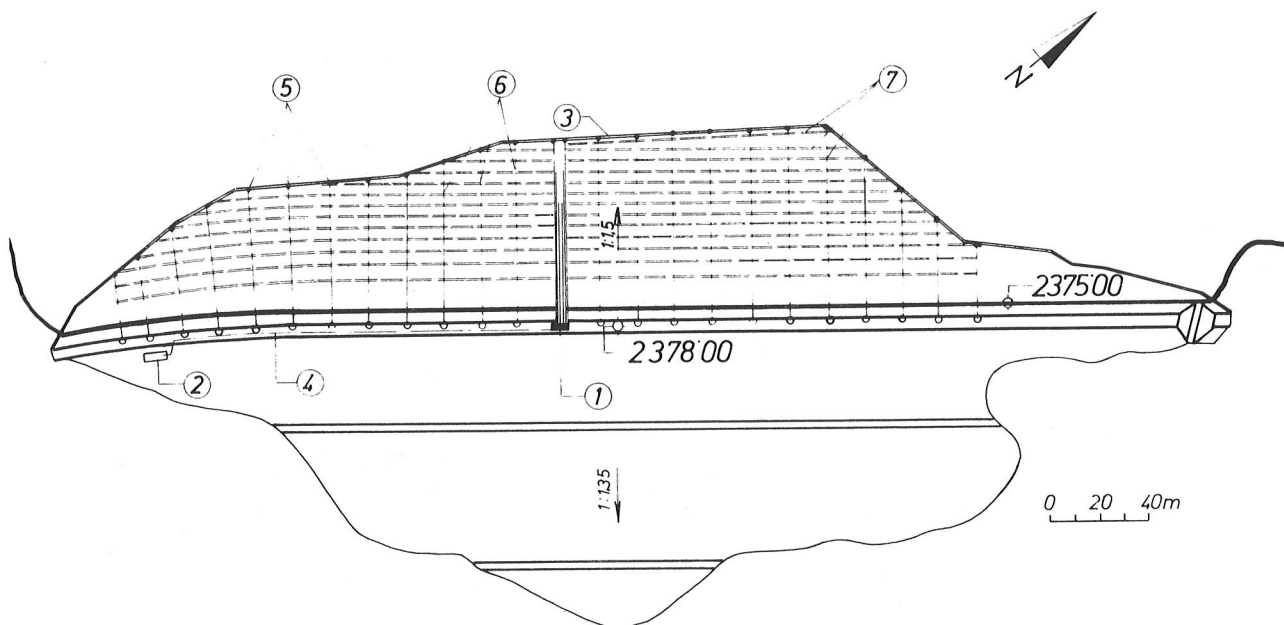


Bild 5: Eisfreihaltung der Asphaltoberflächen am Oschenikseedamm.

- 1 Verteilstation
- 2 Kompressorstation
- 3 Herdmauer
- 4 Versorgungsleitung 3"
- 5 Zuggewichte
- 6 Halterungsseile
- 7 Perforierte Schläuche 3/4"

Weiters mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß der Wasserspiegel zwischen den Höhen 2.375,00 m und der Herdmauer auf 2.330 m im Hochwinter abgesenkt wird, wofür jeweils nur die im Wasser liegenden Schläuche wahlweise beaufschlagt werden sollten. Aus diesem Grund wurde jeder waagrechte perforierte Schlauch gesondert zu einer auf der Dammkrone liegenden Verteilstation geführt und konnte dort je nach Speicherspiegellage an die Druckluftzuleitung angeschlossen oder abgekuppelt werden.

Die Druckluftversorgung der Anlage sicherten zwei Elektrokompressoren mit einer Nennleistung von je 8 m³/min, wobei im Notfall für eine mögliche Betriebsstörung noch ein Reserveaggregat zur Verfügung stand. In der Regel erfolgte nur eine Lufteinpressung in die jeweils ersten zwei bis drei unter dem Wasserspiegel liegenden Schläuche. Dies entsprach im Mittel einem Luftverbrauch für den laufenden Meter Schlauch von etwa 10 l/min. Als Leitungen wurden Kunststoffschläuche mit einem Durchmesser von 3/4" und einem Nenndruck von 6 bar gewählt, wobei der Lochabstand etwa 1 m und der Lochdurchmesser 1 mm betrug. Der Kompressorenbetriebsdruck von 4 bis 5 bar genügte für optimale Versorgungsbedingungen des gesamten Leitungssystems.

Der positive Effekt der Bubbleranlage zeigte sich anhand der durchgeführten Wassertemperaturmessungen an der Oberfläche, die bei + 2° bis + 3° C im umgewälzten Teil und bei 0° C im unberührten Teil lagen. In 20 m Tiefe wurden Temperaturen von + 3,5° bis + 4° C gemessen. Die Lufttemperatur fiel bis auf etwa - 35° ab. Mit all diesen Maßnahmen ist es gelungen, trotz dieser extremen Bedingungen, ein Zufrieren der Wasseroberfläche in einem mehrere Meter breiten Bereich über der Asphaltoberflächendichtung zu verhindern.

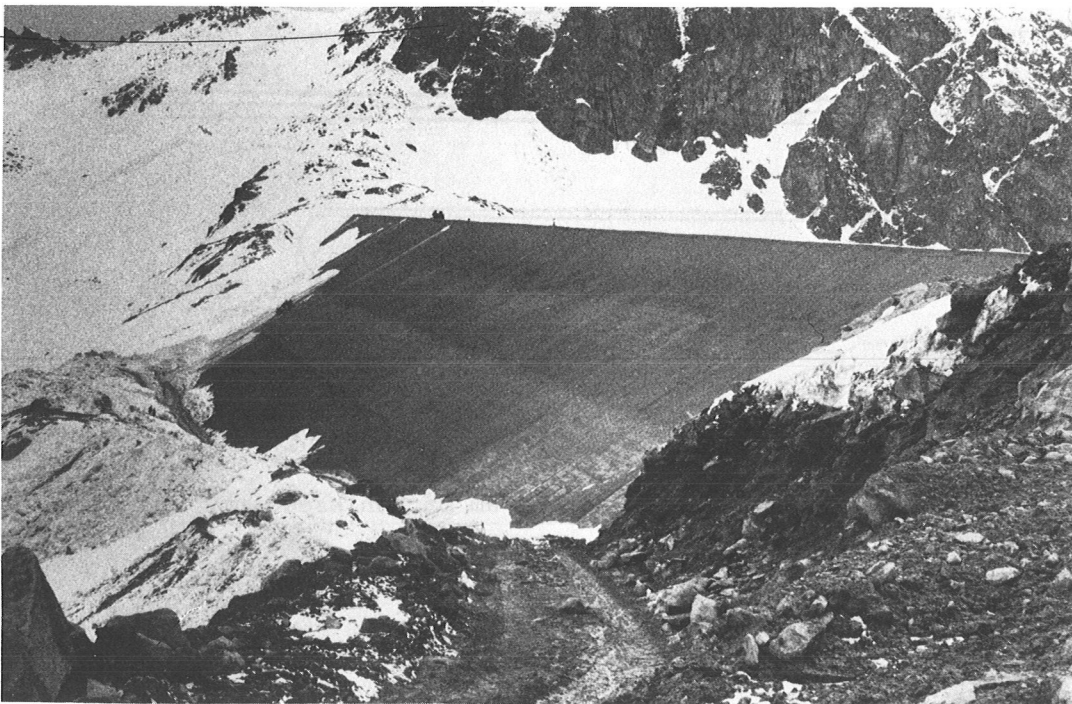


Bild 6: Erfolgreiche Eisfreihaltung der Asphaltoberfläche Oschniksee (Juni 1978).

3.) Besondere Erkenntnisse für höhere Dämme mit Asphaltoberflächendichtung:

Bei der Freilegung größerer Asphaltoberflächendichtungen konnte ganz allgemein festgestellt werden, daß die Asphaltheut im Bereich höherer Staudrücke großflächige Eintiefungen, die nur wenige cm betragen, aufweist. Diese sind daraus zu erklären, daß das Filtermaterial und die darunterliegenden Schüttzonen nicht ausreichend verdichtet werden können, weil beim Schüttvorgang die schweren Walzen nicht bis zum Böschungsrandaufahren dürfen, um das Schüttmaterial nicht aus dem Verband zu drücken. Wenn auch die auf der Böschung aufgebrauchte Frostkofferschicht einschließlich ihres kalten Bitumen- oder Teerpechvorspritzes mit leichten Walzen eingerüttelt wird - schwere Walzen drücken das Filtermaterial aus - so kann die darüber liegende Binderschicht nur mit mittelschweren Walzen verdichtet werden. Die Einwalzung dieser Schicht und auch der darüber liegenden Dichtschicht reicht nicht aus, um bei hohen Dämmen zusätzliche Verformungen zu vermeiden. Für höhere Dämme ist daher vorgesehen, nicht wie bisher nur eine Asphaltbinderschicht, sondern zwei Schichten einzuwalzen, weil die Verdichtung der zweiten Binderschicht mit schweren Rüttelwalzen vorgenommen werden kann. Dadurch wird auch die Filterschicht besser stabilisiert. Die Aufbringung von zwei Asphalt-dichtschichten geringerer Stärke sollte zugunsten einer Asphalt-dichtschicht fallen gelassen werden, wobei Stärken bis 15 cm erreichbar sind. Die größere Dicke dieser Schicht gewährt bei einer längeren Abkühlzeit einen zeitlich längeren Einwalzvorgang sowie eine bessere Verbindung der Nähte, ein Vorteil für eine größere Dichtigkeit bei dem höheren Wasserdruck.

4.) Nachträgliche Verstärkung von Asphaltbelägen:

Die Verstärkung bestehender Asphaltoberflächendichtungen durch Auflage einer weiteren Asphalt-dichtschicht bringt noch größere Probleme mit sich als sie schon bisher infolge der Blasenbildung bei zweilagigen Dichtschichten bekannt sind. Aus den bisherigen Erfahrungen muß besonders darauf geachtet werden, daß für das Einwalzen als Antihafmittel zwischen Walzen und Mischgut gleich dem Straßenbau auf keinen Fall Dieselöle, sondern nur ölfreie Trennungsmittel verwendet werden dürfen. Diese Dieselöle haben zu einer Aufweichung der Asphaltoberfläche bis zu einer Tiefe von nahezu 1 cm geführt und damit einen wesentlichen Anteil an der Blasenbildung gebracht. Am Oscheniksee konnte bei der alten Dichtschicht etwa 1/2 cm Materialersetzung nach sechs Betriebsjahren gemessen werden. Insbesondere ist bei der extremen Höhenlage der Baustelle (über 2.300 m) die Ausführung einer zweiten Dichtschicht aus Heißmischgut als Verstärkung abzulehnen, weil auch nach sorgfältigem Trocknen der Oberfläche das

Verbleiben von Restfeuchtigkeit nicht auszuschließen ist. Diese Feuchtigkeit führt auf alle Fälle zur bekannten Blasenbildung.

Aus diesem Grund wurden für die Verstärkung schon 1 Jahr vorher mehrere Probeflächen angelegt und bei der Ausschreibung von verschiedenen Firmen noch weitere Varianten eingeholt. Dabei wurden Aufklebungen von Kunststoffbahnen, Verstärkungen aus Bitumenmörtel, Mastix, Asphaltwarmbelägen und schließlich auch vorvernetztes Polyester-Elastomer aufgebracht. Die Polyester-Elastomer waren ungesättigt, vorvernetzt und mit Polyester-Vlies armiert. Alle Proben - auch die Kunststoffbahnen - haben sich gegenüber Eisabrieb gut bewährt. Am besten jedoch hat den Winter das Polyester-Elastomer überstanden, ist jedoch in seiner Ausführung weitaus die teuerste Variante.

Aufgrund des Preisvergleiches wurde vorerst eine Verstärkung aus Kalk-Mastix von etwa 1 cm Stärke nach Herstellung von Probekörpern vorgesehen. Die Probekörper haben ergeben, daß diese Schichte nach zweimaligem Frost-Tau-Wechsel dicht blieb und ein Absintern des Mastix bei Temperaturbelastungen im Trockenschrank nicht festgestellt werden konnte. Auch die Versuche mit Eisbildung, das am Mastix angefroren war, bestätigten die Eignung für eine Verstärkung. Trotz der zufriedenstellenden Laborergebnisse und der problemlos ausgeführten Versuchsflächen auf bereits bestehenden Böschungen brachte die Aufbringung der Mastixschichte in der Natur auf der Dichtung Oschenikseedamm erhebliche Schwierigkeiten mit sich. Dies vor allem infolge der schlechten Witterungsverhältnisse in dieser exponierten Lage. Nachdem für dieses kalt zu verarbeitende Mastix eine anionische Bitumenemulsion mit speziellen Zusätzen verwendet wird, ist eine bestimmte, von den Temperaturverhältnissen abhängige Zeit zum Brechen der Bitumenemulsion erforderlich. Dies war durch die herrschende Wetterlage nur zeitweise gegeben. Plötzlich einsetzende Niederschläge verursachten auf der langen Asphaltfläche zwischen Krone und Verstärkungsstrecke das Abfließen von so großen Wassermengen, daß die frisch aufgebrachte, noch nicht abgebundene Mastixschichte nicht standhielt. Die Mastixschichte wurde großflächig wieder zerstört.



Bild 7: Zerstörter Mastixbelag am Oschenikseedamm.

Um infolge dieser Schwierigkeiten nicht erhebliche Terminverluste beim Stauprogramm in Kauf nehmen zu müssen, wurde eine andere Baumethode gewählt.

Da die vorhandene Asphalthaut bei einer Stauhöhe von nicht ganz 50 m an und für sich dicht war - insgesamt wurden bisher nur Sickerwasserverluste von maximal 5 l/s gemessen - wurde anstelle einer Verstärkung nur eine Versiegelung bzw. Neutränkung der Oberfläche mit Bitumenemulsion als Porenverschluß ausgeführt. Darüber ist noch zum Schutz gegen Verwitterung usw. ein verschleißfester Asphalt-Feinbeton im Heißverfahren aufgebracht worden, dessen Hohlraumgehalt 10 % beträgt, wodurch eine Blasenbildung auszuschließen ist.

Schlußfolgerung:

Die nachträgliche Verstärkung und Regeneration einer Asphaltoberfläche kann auch im Hochgebirge vorgenommen werden; es sind dabei mehrere Ausführungsvarianten möglich. Als Voraussetzung hat sich die Eisfreihaltung durch in das Wasser gepreßte Luft voll bewährt.

Aus der bisherigen Erfahrung sollen bei höherem Einstau von Asphaltbelägen zur Verdichtung des Filtermaterials an der Böschung und des der Asphaltbinderschichte schwerere Walzen verwendet bzw. eine zweite Binderschichte eingebaut werden, damit nachträgliche Setzungen infolge der Wasserauflast vermieden werden.

Literatur:

- KIESSLING H. : Planung und Ausführung der Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, 22.Jahrgang (1969), Heft 10.
- KIESSLING H. : Erstmalige Entleerung des Oscheniksees. Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, 22.Jahrgang (1969), Heft 10.
- KOLB H. : Druckluft als Schutz gegen Vereisung von Kraftwerksanlagen. Elektrizitätswirtschaft, 63.Jahrgang (1964), Sonderdruck, Heft 23.
- ULLMANN S. : Die Eisfreihaltung von Wasserstraßen mittels Druckluft. Tryck-Luft 1961, Heft 1.
- TSCHERNUTTER P. : Eisfreihaltung der Asphaltoberfläche des Oschenikseedammes. Österreichische Wasserwirtschaft, 31.Jahrgang (1979), Heft 1/2.

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

GRUNDSÄTZE FÜR DEN ENTWURF
VON HOCHWASSERENTLASTUNGSANLAGEN BEI
ÖSTERREICHISCHEN TALSPERREN

o.Univ.-Prof.Dipl.Ing.Dr.techn.Helmut Simmler

I. E I N L E I T U N G

Die Entwicklung der Entlastungsanlagen österreichischer Talsperren ist durch mehrere Parameter geprägt : wechselnde hydrologische Grundlagen je nach Lage der Sperre im alpinen Raum [2] mit einem spürbaren Erfahrungszuwachs im Laufe des fortschreitenden Talsperrenausbaues, Ausbau der Speicher vorwiegend für die Elektrizitätserzeugung, verbunden mit dem Bedürfnis für Hochwasserschutz sowie Typ, Größe und Höhenlage der Sperre [1, 4] und wachsendes Sicherheitsbedürfnis bezüglich Auslegung und Funktion der Entlastung.

Österreich verfügt derzeit über 58 Talsperren, die vorwiegend im Westen des Landes situiert sind, wo sich aufgrund topografischer Gegebenheiten für die Energiewirtschaft kürzere Triebwasserwege und größere Gefälle ergeben. Drei davon sind noch im Bau (Nummer 56,57,58 in chronologischer Folge nach Tabelle 1). Abb.1 zeigt den Zusammenhang zwischen der Höhenlage der einzelnen Sperren und dem jeweiligen Einzugsgebiet.

Grundsätzlich verfügen alle Talsperren über eine Oberflächenentlastung und zumindest eine Tiefenentlastung, die bis auf wenige Ausnahmen im Normalfall nicht für die Hochwasserentlastung herangezogen wird. Über den Betrieb von Oberflächenentlastungen liegen allerdings nur wenig Erfahrungen vor, weil die meisten der Speicher für die Wasserkraft betrieben werden und wie das Beispiel in Abb.3 zeigt, der maximale Stauwasserspiegel innerhalb eines Jahres nur kurzfristig und oft überhaupt nicht erreicht wird. Widmann [3] hat an 25 Speichern, die der Wasserkraftwirtschaft dienen, und durchschnittlich 15 bis 25 Jahre in Betrieb stehen, nachgewiesen, daß die beobachtete Häufigkeit des Anspringens der Hochwasserentlastungsanlagen vom Verhältnis des Speicherinhaltes zum Jahreszufluß zum Speicher im Regeljahr abhängig ist, also von der Größe des Speichers abhängt.

SYSTEME DER OBERFLÄCHENENTLASTUNGEN
ÖSTERREICHISCHER TALSPERREN

STATISTIK TALSPERRE 1977			KRONE SEITL. HANG TRICH- TER									PHQ	ÜBERSTAU		SPEZ. ABFLUSS	ENERGIE	VERSCHLUSS- TYP	BEMERKUNG
NR.		TYP	LC	VC	LB	VB	LT	VT	LM	VM	$\frac{3}{m^3/s}$	m	m	$\frac{3}{m^3/s, m}$	MW			
1	WIENERBRUCK	PG								x	115				12.4	ZYLINDER- SCHÜTZ	FRÜHER ZYLIN- DERSCHÜTZ	
2	ERLAUFKLAUSE	PG								x	130				47.2		FRÜHER ZYLIN- DERSCHÜTZ	
3	GOSAU	TEC				x					60				10.0	KLAPPE 6x3 AUTOM.	STOLLEN Ø 2.30 m	
4	WIESTAL	PG				x					300			9.40	82.4	DACHWEHR 32 x 3.10		
5	STRUBKLAMM	PG				x					300			7.50	105.9	DACHWEHR 2x20.0x2.50m		
6	SPULLERSEE (SÜDSPERRE)	PG	xR		x						12 20	0.20 0.60	102 20	0.17 1.00	12.3			
7	LANGMANN	PG	xR								42.5	1.00	18	2.36	10.8		FRÜHER VERSCHLUSS	
8																		
9	VERMUNT	PG	xR				x				35 94	0.80	25	1.40	67.1		NACHTRÄGLICH EIN- GEBAUT	
10	PACK	PG		xR							130	2.20	20.1	6.50	42.1	3x6.7x2.20m SENKSCHÜTZ		
11	ENZINGERBODEN	PG					x				125	1.00	52.3	2.39	35.6			
12	GERLOS	PG	xR								216	2.00	28	7.70	82.6			
13	SILVRETTA	PG	xR								36 68	0.90 0.82	20.6 39.0	1.75 1.74	81.7		ZUSÄTZL. IM JAHRE 1969	
14	BÜRG	PG	xR								82	1.50	20	4.10	15.3			
15	SALZA	VAC	xN								140	0.65	121	1.16	72.8			
16	HOLLERSBACH	TEC					x				150	-1.68 2.70	30	5.00	23.5			
17	HIERZMANN	VA	xN								180	1.47	45.2	3.98	102.4			
18	RANNA	VAC	xN								160	1.00	94	1.70	70.6			
19	LIMBERG	VAC					x				26	0.80	24	1.08	30.6		MIT RECHEN UND STOLLEN	
20	BÄCHENTAL	VA	xN										52					
21 b	MARGARITZEN	PG	xN								210	1.65 bzw. =	44+88 132	3.60bzw. 0.60	80.3			
22	DOBRA	VRC	xR								500	2.28	65	7.69	255.0			
23	THURNBERG WEGSCHEID	TES +PG				x					400 (500)	3.40 (4.40)	25.8	15.50 (19.40)	102.0 (127.5)		SENKSCHÜTZEN (8.6 x 3.40 m)	
24	WEISSEE	PG			x						23	0.70	18.4	1.25	8.8		MIT SCHUSSRINNE	
25	WIEDERSCHWING	VRC	xN								85	1.20	30	2.80	25.0			
26	MOOSER, DROSSEN	PG, VAC				x					100	1.00	50	2.00	105.0		AUTOM. STAUKLAPPE 2x25.0x1.00	
27	OTTENSTEIN	VAC	xN								420 (470)	2.60 (2.80)	54	7.80 (8.70)	284.3 (318.1)		2 KLAPPEN 27.0 x 2.6 m)	
28	ROTGÜLDENSEE	ERC		x							54	1.50	14	3.90	9.5		MIT SCHUSSRINNE	
29	GROSSER MÜHL- DORFSEE	PG	xR								12.6	0.74	8.4	1.50	5.7			
30	KLEINER MÜHL- DORFSEE	PG	xR								14.6	0.74	10	1.50	5.9			
31	HOCHALMSEE	PG	xR								13.5	0.69	10	1.40	3.2			
32	RADLSEE	ERC			x						19.80	0.88	10	2.00	3.1			

STATISTIK		TALSPERRE	KRONE SEITL. HANG								TRICH- PHQ	ÜBERSTAU	SPEZ.	ENERGIE	VERSCHLUSS-	BEMERKUNG
1977			TER									HÜ	LÄNGE	ABFLUSS	TYP	
NR.		TYP	LC	VC	LB	VB	LT	VT	LM	VM	$\frac{3}{m^3/s}$	m	m	$\frac{3}{m^3/s, m}$	MW	
33	LÜNERSEE	PG					x				12.0	0.25	50	0.24	3.5	
34	SALZPLATTE	PG	x								6.0 (1.5)	0.1 0.2	69 8	0.09 (0.19)	0.9	BELLEITUNG ÜBER ROHRLEITUNG I.D. WEISS-SEE
35	AMERSEE	PG				x					12.5	0.7	15	0.80	3.7	SATTEL
36	LUTZ	PG		x							475	4.5	20	23.75	88.5	2 KLAPPEN
37	FREIBACH	TEC					x				200	1.5	57.3	3.50	80.4	TROG MIT SCHUSS- RINNE
38	KOPS	VA +PG	xR								42	0.86	28	1.50	17.7	
39	GEPATSCH	ERC							x		250	2.00	Ø13.3/ 3.8	6.0	375.2	
40	DIESSBACH	ERS					x				61	1.0	29	2.1	21.5	
41	RAGGAL	PG		xR							475	4.95	20	23.75	223.7	KLAPPE 20.0x4.50 m
42	DURLASSBODEN	TEC							x		200	1.65	Ø31/ 3.60	4.0	162.8	
43	SCHLEGEIS	VA							x		199	1.50	Ø51/ 5.90	3.3	255.7	
44	STILLUP	TEC							x		450	2.60	Ø50/ 6.50	7.5	123.6	
45	WURTEN	TES							x		160	1.67	Ø11/ 4.00	4.6	65.9	
46	TAUERNMOOS	PG				x					108	1.00	67	1.6	56.2	
47	FELDSEE	TES				x					25	1.00	25	1.0	3.2	TRAPEZGERINNE AUS ASPHALTBETON
48	GALGENBICHL	TES				x					196	1.70	40	4.9	96.1	
49	OSCHENIKSEE	ERS				x					6.4	1.20			4.9	KERBE AN DER TAL- FLANKE DES DAMMES AUS ASPHALTBETON
50	KLAUS	VA	xN								340 (600)	2.00 -2.80	5x9 =45 (3.00-3.80)	10.6 bis 4.6	183.4 (323.7)	ABGETREPPT, ZUSÄTZL. GRUNDABLASS
51	GROSSEE	ERS				x					8.0	1.90			3.2	2 BETONROHRE Ø 1.0 m
52	HOCHWURTEN	TES				x					21	1.80	6.0		9.9	SATTEL
53	GÖSSKAR	TES							x		96	1.28	Ø9.5/ 3.5	3.2	51.8	
54	KÖLBREIN	VA					x				138	1.70	20	6.9	270.8	TROG AN DER SPERRE
55	SÖLK	VAC	xN								200	0.78	110	1.8	76.5	KRONE AN DEN TAL- FLANKEN 0.3 m TIEF
56	LÄNGENTAL	TES							x		112	1.87	Ø8/ 3.40	5.6	40.7	
57	FINSTERTAL	ERC					x				3.0	1.00	4.5	0.7	4.4	TROG ÜBERDECKT
58	BOLGENACH	TEC				x					340	3.4 1.7	14 2x12	i.M. 11.3	306.9	2 FREIE FELDER 2x12 1 FELD MIT KLAPPE 14 x 3.40

Tabelle 1

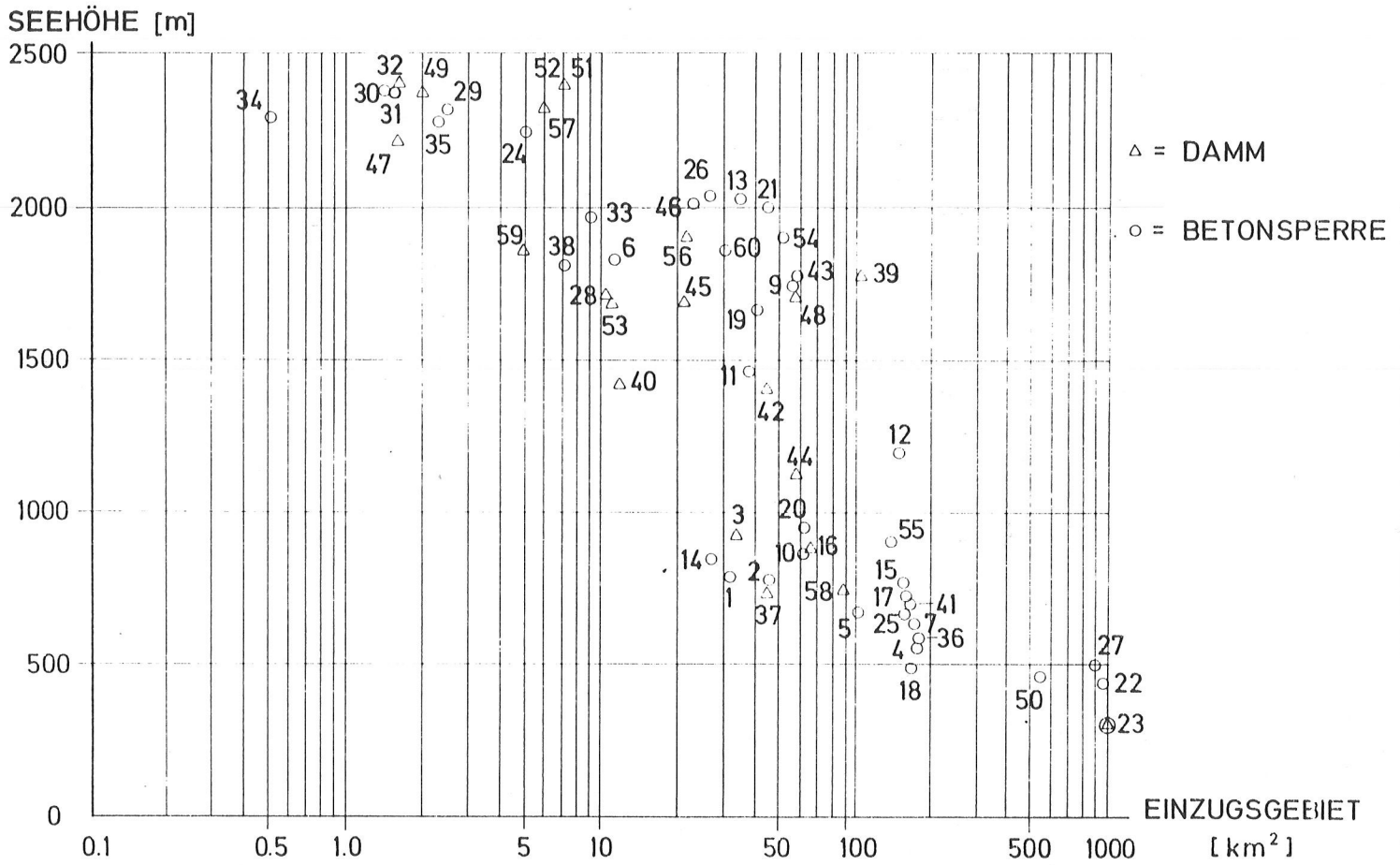


Abb.1

Stauziele österreichischer Talsperren (nach Korber)

Aus Abb.2 geht hervor, daß von den genannten Speichern bisher nur 3 Entlastungsanlagen im Betrieb waren. Es sind dies Speicher, bei denen das Verhältnis Nutzinhalt zur Jahreswasserfracht kleiner als 0,26 ist. Dies beweist einerseits die erwünschte Nebenwirkung der Speicher für den Hochwasserschutz, erklärt aber auch den Mangel an Erfahrungen über den Betrieb von Entlastungsanlagen.

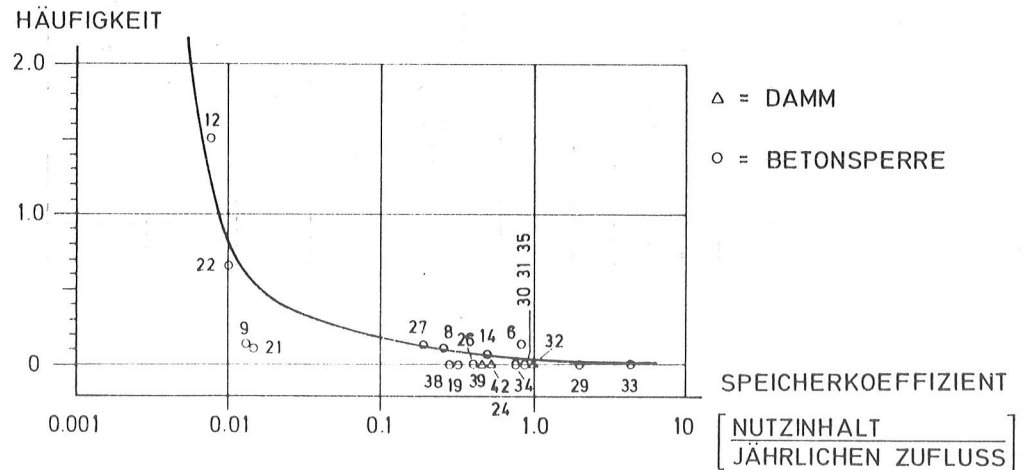


Abb.2

Beobachtete Häufigkeit des Anspringens der Hochwasserentlastungsanlage in Abhängigkeit von der Speicherkennziffer.

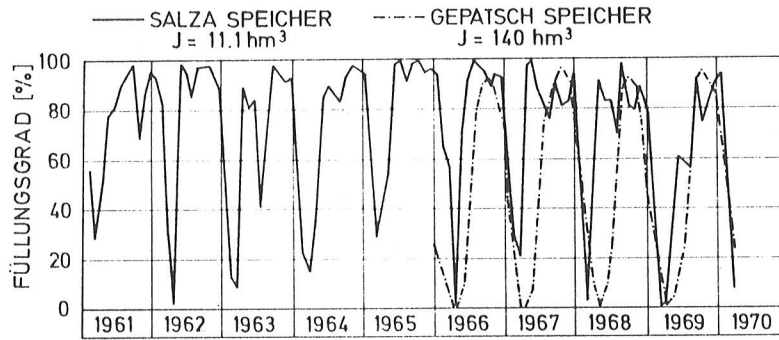


Abb. 3
Typische Speicherganglinien des Salza- und Gepatschspeichers

II. H Y D R O L O G Y

Die hydrologischen Grundlagen für die Bemessung der Entlastungsanlagen sowie die bisher gemachten Beobachtungen sind zum Teil in Lit. [1] enthalten. Eine ausführliche Behandlung liegt von Korber [2] vor. Es ist bekannt, daß hydrologische Daten kleiner Einzugsgebiete im alpinen Raum nur spärlich vorhanden sind. Das Erfahrungspotential wächst allerdings mit dem Speicherausbau durch die Kraftwerksgesellschaften. Vielfach ist man daher bei der Neubemessung von Entlastungsanlagen auf Analogieschlüsse bzw. theoretische Überlegungen angewiesen.

BEMESSUNGSHOCHWASSER [m³/s km²] = Pq

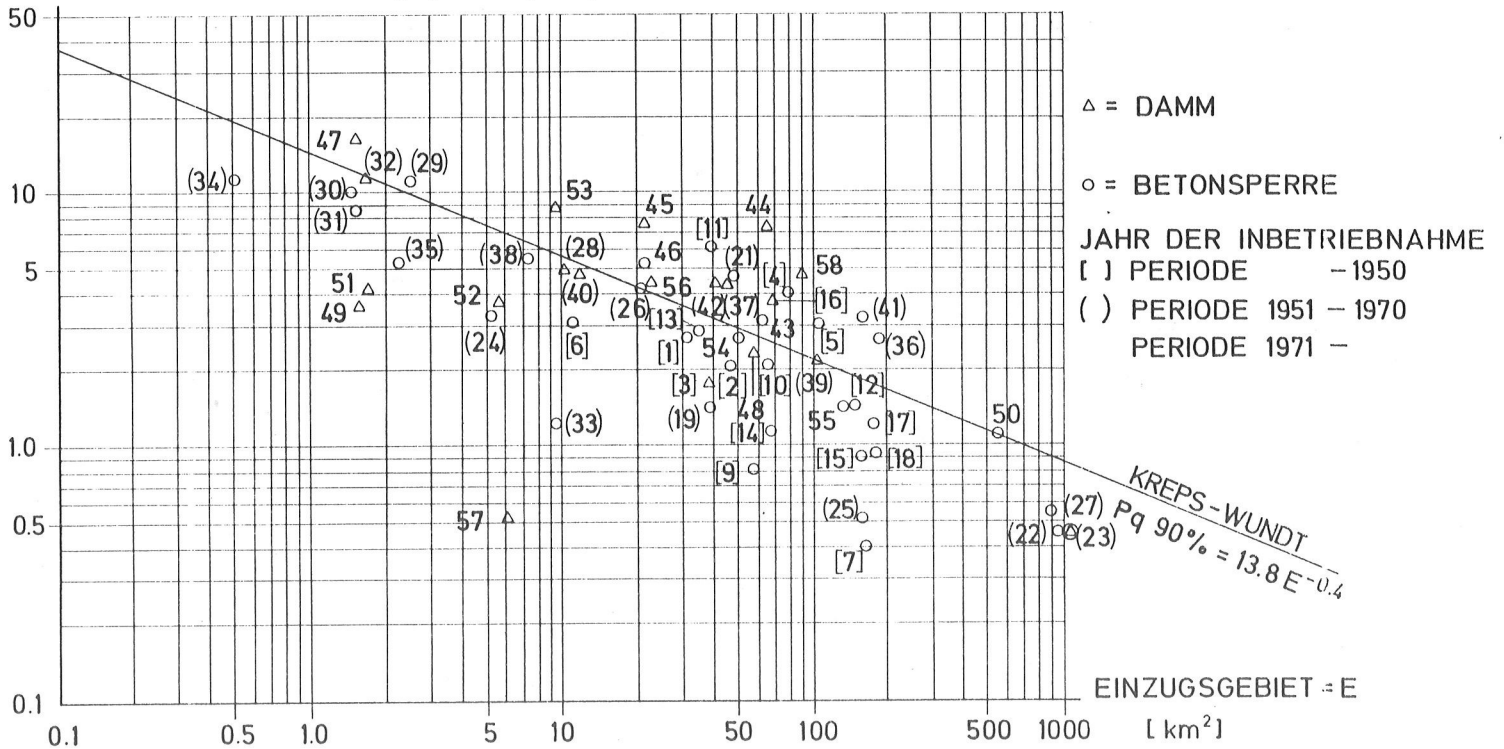


Abb. 4
Entwurfshochwasser für die Hochwasserentlastung

Allgemein ist jedoch die Tendenz erkennbar, das maßgebende Projektshochwasser nach Spitzenwert und maximaler Hochwasserfracht zu charakterisieren. Hierbei ist die angenommene Jährlichkeit nicht überall einheitlich und von örtlichen Gegebenheiten abhängig, wobei das wachsende Sicherheitsbedürfnis die anzunehmenden Werte beeinflusst. Es ist heute vielfach üblich, für die Bemessung der Oberflächenentlastungen Hochwässer mit einer Jährlichkeit von 1 000 anzunehmen. Eine auf die Wundt-Kreps-Kurve bezogene Übersicht der angenommenen Projektswässer ist in Abb.4 enthalten. Es zeigt sich, daß die Werte jüngerer Datums im allgemeinen über der Wundt-Kreps-Kurve liegen, was auf eine vorsichtigerere Einschätzung der Hochwässer zurückzuführen ist. Die Werte aus der Periode bis zum Jahre 1950 liegen überwiegend unter dieser Kurve.

III. KONSTRUKTIONSTYPEN FÜR OBERFLÄCHENTLASTUNGEN

Die Tabelle 1 gibt in chronologischer Anordnung eine Übersicht über die Bautypen der Oberflächenentlastungen bei den einzelnen Talsperren. Die Nummerierung entspricht der Statistik [1]. Eine natürliche Unterscheidung bei der Type ergibt sich durch die Zuordnung zur Betonsperre oder zum Damm, der heute noch eine von der Sperre unabhängige Entlastung erfordert. In der Tabelle werden folgende Typen unterschieden:

Kronenüberfall (C) mit einem auf dem Sperrenrücken anliegenden Strahl (R) oder freiem Strahl (N), seitlicher Überfall (B) unmittelbar an die Sperrre anschließend oder von der Sperre abgesetzt mit einer Beaufschlagung in Richtung Tal, Hangüberfall (T) mit einer Beaufschlagung senkrecht zur Talrichtung und sodann der Trichterüberfall (M), wobei diese Gruppe den Kreistrichter und den Halbkreistrichter umfaßt. Innerhalb dieser Gliederung wird zwischen Entlastungsanlagen mit festem Überfall (L) und mit Verschlüssen (V) unterschieden.

Eine Auswertung der in Tabelle 1 enthaltenen Angaben ergibt folgende Gliederung:

Entlastungstyp	Betonsperren		Dämme		insgesamt	
	L	V	L	V	L	V
Kronenüberfall (C)	20	4	-	-	20	4
seitl.Überfall (B)	4	3	8	2	12	5
Hangüberfall (T)	7	-	4	-	11	-
Trichterüberf. (M)	2	1	6	-	8	1
	33	8	18	2	51	10

Tab.2: Gliederung der Entlastungstypen nach Betonsperren und Dämmen

Bei Betonsperren ist der Kronenüberfall weitaus am häufigsten vertreten. Bei Dämmen hat sich neben dem seitlichen Überfall vor allem der Trichterüberfall oder der an den Hang angebaute Halbtrichter als eine wirtschaftliche Bauweise durchgesetzt. Die überwiegende Zahl der Entlastungsanlagen wurde ohne Verschlüsse ausgeführt, weil einmal die Überstauhöhen sehr niedrig zwischen 0,10 und 2,28 m (Sperre Dobra) gehalten werden konnten (im Mittel auf ca. 1,1 m). Eine Ausnahme bildet nur die Sperre Klaus mit 3,00 bzw. 4,00 m Überstau bei voller Ausnützung des Überlaufes bis zur Sperrenkrone. Ein weiterer Grund ist die relativ große Seehöhe in der die Anlagen liegen, wo auf einen störungsfreien Betrieb besonders geachtet werden muß.

Bei den Entlastungsanlagen mit Verschlüssen wurden vorwiegend Klappen bis zu 4,5 m Stauhöhe verwendet. Diese Sperren liegen jedoch nicht in extremen Hochlagen, sondern in Höhenbereichen zwischen 500 und 700 m Seehöhe. Die Freibordmaße sind aus Abb.5 zu entnehmen, wobei der Freibord als Abstand zwischen dem Wasserspiegel beim Projektshochwasser (PHQ) und der Sperrenkrone bzw. der Krone einer durchgehenden festen Brüstungsmauer definiert wird. Die Festlegung des Freibordes erfordert besondere Vorsicht bei den Dämmen. Er liegt hier im allgemeinen zwischen 1 und 3 m. In der Entwicklung zeichnet sich jedoch eine begrenzte Reduzierung des Freibordmaßes ab, die damit erklärt werden kann, daß für das Projektshochwasser im allgemeinen eine 1000-jährliche Wahrscheinlichkeit angenommen und neben dem Spitzenwert auch die maximalen Frachten aus Langzeitregen bzw. Kurzzeitregen für die Dimensionierung berücksichtigt werden.

FREIBORD
SPERRENKRONE - ÜBERSTAU [m]

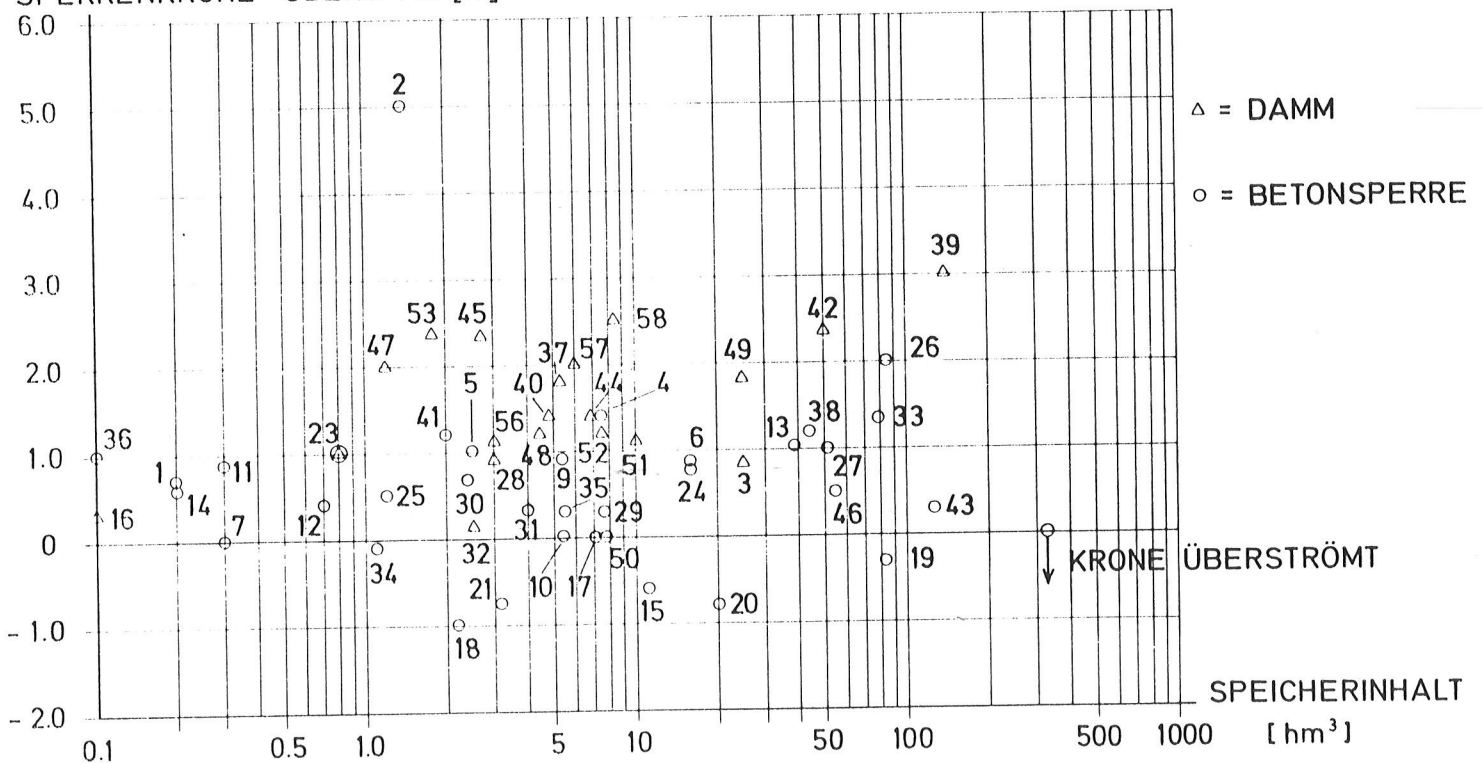


Abb. 5

Freibord österreichischer Talsperren

Eine zusätzliche Sicherheit ergibt sich auch dadurch, daß bei manchen Anlagen, wie z.B. Gepatsch und Bolgenach ein Steinwall auf die Dammkrone gesetzt wird, der vor allem dem Schutz des Dammes gegen überschwappendes Wasser durch Windstau oder durch Wellenschlag dient. Auf einen Zuschlag zum Freibordmaß aus diesen Ursachen konnte daher verzichtet werden.

Außerdem führen hydraulische Modellversuche zu sicheren Grundlagen für Entwurf und Funktion von Entlastungsanlagen. Eine weitere Sicherheit liegt auch darin, daß in einem unerwarteten Extremfall der Grundablaß und, soweit verfügbar, auch der Turbindurchfluß für die Entlastung herangezogen werden können.

Es besteht außerdem der Grundsatz, daß auch in Fällen eines ausreichenden Retentionsvolumens über dem Stauziel, das der maximalen Hochwasserfracht entspricht, eine Oberflächenentlastung anzuordnen ist (z.B. Finstertal), um in Notfällen, wenn zum Beispiel aus irgendwelchen Gründen die Energieversorgung ausfallen sollte und der Speicher sich selbst überlassen bleibt, Hochwässer gefahrlos abgeführt werden können.

Bei Betonsperren wurde das Freibordmaß bis zu 1,50 m angenommen. Im Durchschnitt liegt es jedoch zwischen 0,3 und 1,0 m. Negative Werte in der Abb.4 deuten auf eine Überströmung der ganzen Kronenlänge hin.

Die spezifischen Belastungen der Entlastungsanlagen sind relativ niedrig. Sie liegen im Mittel bei etwa 1,5 bis 2,0 $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ beim Kronenüberfall mit anliegendem Strahl (R), nur bei der Sperre Dobra (22) wird ein Wert von 7,69 $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ erreicht. Beim freifallenden Strahl (N) liegen die Werte ebenfalls in der zuerst genannten Größenordnung. Eine Ausnahme bildet die Sperre Klaus mit 4,6 bis 10,6 $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ bei einer in der Höhe gestaffelten Überfallkrone. Die spezifische Belastung des Mittelfeldes beträgt im normalen Hochwasserfall 10,6 m^3/s und im Falle der Blockierung des Grundablasses der zur Hochwasserentlastung mitherangezogen wird sowie voller Ausnützung des Freibordes 18,7 $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$. Da bei einer Fallhöhe ca. 50 m der Strahl noch kompakt bleibt, wurde im Unterwasser der Sperre ein Tosbecken angeordnet.

Bei der Sperre Sölk [5] wird die gesamte 200 m lange Sperrenkrone für die Entlastung herangezogen. Die mittlere spezifische Belastung beträgt 1,8 $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$. Um eine bessere Energieumwandlung im Unterwasser zu erreichen, wurde die Überlaufkrone in Längsrichtung als Dachprofil ausgebildet, sodaß sie an den Talflanken um ca. 30 cm tiefer liegt. Der Hochwasserabfluß beginnt daher an den Rändern und wird über Betonstufen an den Talflanken in Talmitte geleitet. Durch dieses System konnte ein Tosbecken oder auch eine Gegensperre zur Schaffung eines Wasserpolsters erspart werden. Bei den Hangüberfällen liegen die Überstauhöhen ebenfalls in einer Größenordnung bis zu 2,70 m. Der spezifische Abfluß beträgt maximal 5,0 $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$. Die Fortleitung des Wassers erfolgt meist in einem Stollen, der bei Betonsperren auch knapp unterhalb der Krone an der Talflanke ausmündet (Kölbrein). Solche Lösungen sind allerdings nur dort möglich, wo das anstehende Gestein einen gefahrlosen Abfluß über die Talflanke ermöglicht. Die Überstauhöhen der seitlichen Entlastungen betragen bis zu 1,9 m und bei Anwendung von Verschlüssen bis zu 5,1 m (Mittelfeld der Entlastung beim Damm Bolgenach), entsprechend einer spezifischen Belastung von ca. 23,0 $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$.

Trichter und Halbtrichter wurden für Überstauhöhen von 1,28 bis 2,00 m entsprechend spezifischen Beaufschlagungen von 3,3 bis 9,5 $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ gebaut. Die Dimensionierung erfolgte in allen Fällen so, daß bei voller Beaufschlagung mit dem Projekthochwasser der freie Abfluß zum Trichter zu einem Abfluß unter Druck übergeht. Der Kronendurchmesser der Trichter liegt zwischen 8,0 und 13,5 m mit anschließenden

Schachtdurchmessern zwischen 3,4 und 4,0 m.

Verschlüsse finden sich relativ selten und nur dort, wo in tieferen Lagen die Zugänglichkeit auch in Katastrophenfällen gesichert erscheint (Ottenstein, Lutz, Raggal). Aus Sicherheitsgründen wird darauf geachtet, daß auch bei Blockierung eines Verschlusses die Krone von Dämmen nicht überströmt wird (Bolgenach). Schwingungsprobleme traten nur in einem einzigen Fall bei Ottenstein (27) auf, sie konnten durch bauliche Änderungen beseitigt werden.

Die Abflußleistungen der Entlastungsanlagen bezogen auf die Sperrenhöhe sind relativ gering und erreichen Werte bis zu maximal 375 MW (Speicher Gepatsch). Nur 8 Anlagen erreichen Werte über 200 MW. Alle anderen Anlagen liegen darunter.

RETENTIONS-VOLUMEN [hm³]
MAX. SPEICHERSPIEGEL - SPERRENKRONE

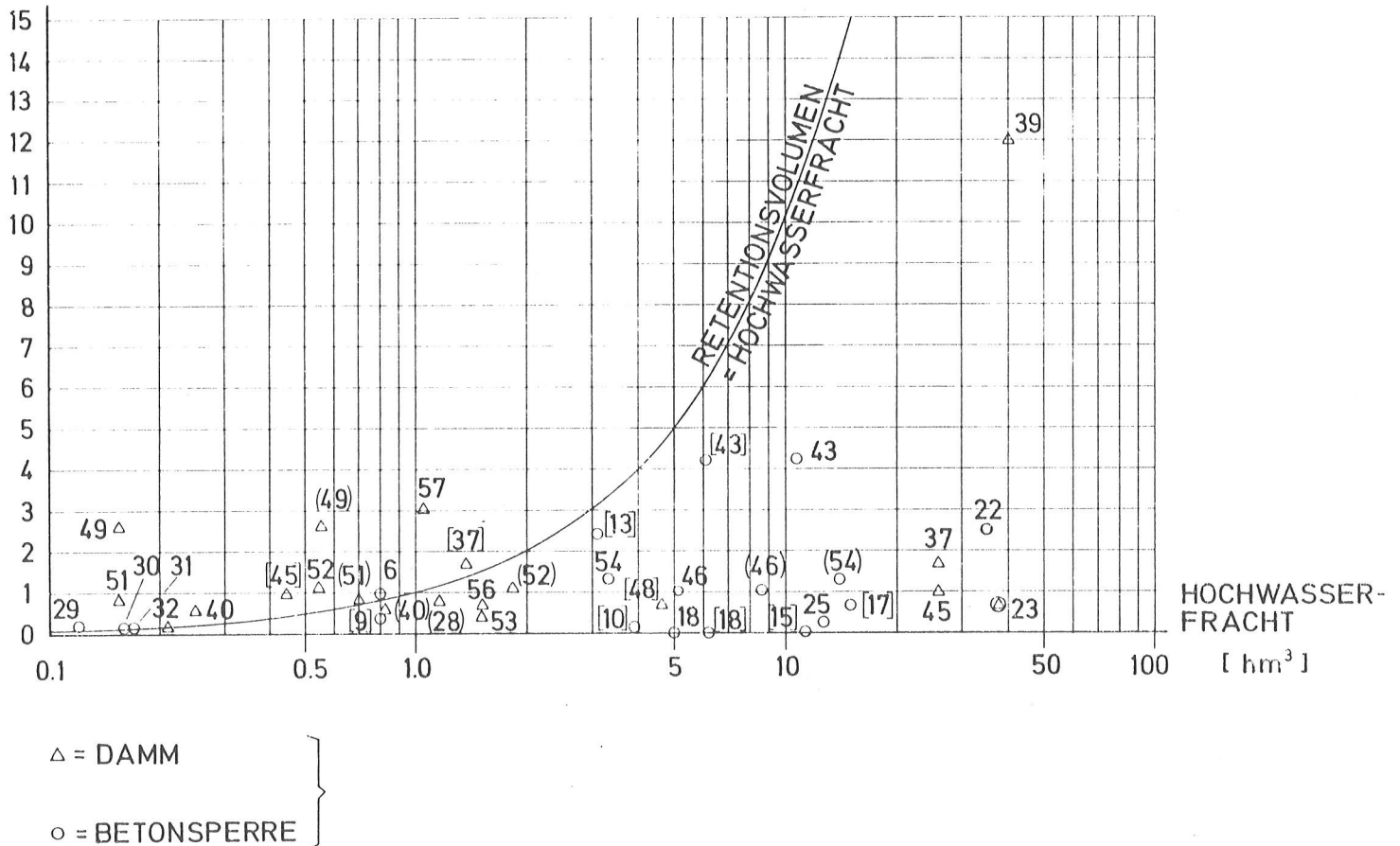


Abb. 6

Zusammenhang zwischen der Hochwasserzuflußfracht und dem Retentionsraum über dem höchsten Stauziel.

Bei der Situierung der Entlastungsanlagen im Gebirge mußte auf eventuelle Lawinengänge oder auch Murengänge und Steinschlag Rücksicht genommen werden. Dagegen werden Baumholzsperrern bei Trichterüberfällen mit relativ engem Kronen- und Schachtdurchmesser nur bei bewaldeten Einzugsgebieten für notwendig erachtet.

Das Verhältnis des Speicherinhaltes zwischen Stauziel und Sperrenkrone zur maximalen Hochwasserfracht für den Kurzzeitniederschlag und den Langzeitniederschlag sowie zur maximal beobachteten Hochwasserfracht nach Lit. [2] gibt Abb. 6 an. Danach könnten 10 Anlagen auch ohne Entlastung die maximalen theoretischen Frachten bei Kurzniederschlag aufnehmen (29, 30, 31, 32, 40, 49, 51, 52, 57, 6) und nur 2 Anlagen bei Langzeitniederschlag (41, 49).

Fast alle Dämme liegen (mit Ausnahme 45 und 37) nahe der Retentionskapazitätskurve Abb.6 , woraus ersichtlich wird, daß eine relativ hohe Sicherheit bei der Auslegung der Entlastungsanlagen vorhanden ist. Für Betonsperren ist diese Beurteilung nicht so wichtig.

Zur Beurteilung der Sicherheit sei abschließend noch der Zusammenhang zwischen der Förderleistung der Oberflächen- und der Tiefenentlastung in Abb.7 angegeben. Werte oberhalb der 100 %-Kurve zeigen an, daß die gesamte Hochwasserfracht auch durch den Grundablaß allein abgeführt werden könnte. Im allgemeinen liegen die Werte jedoch darunter.

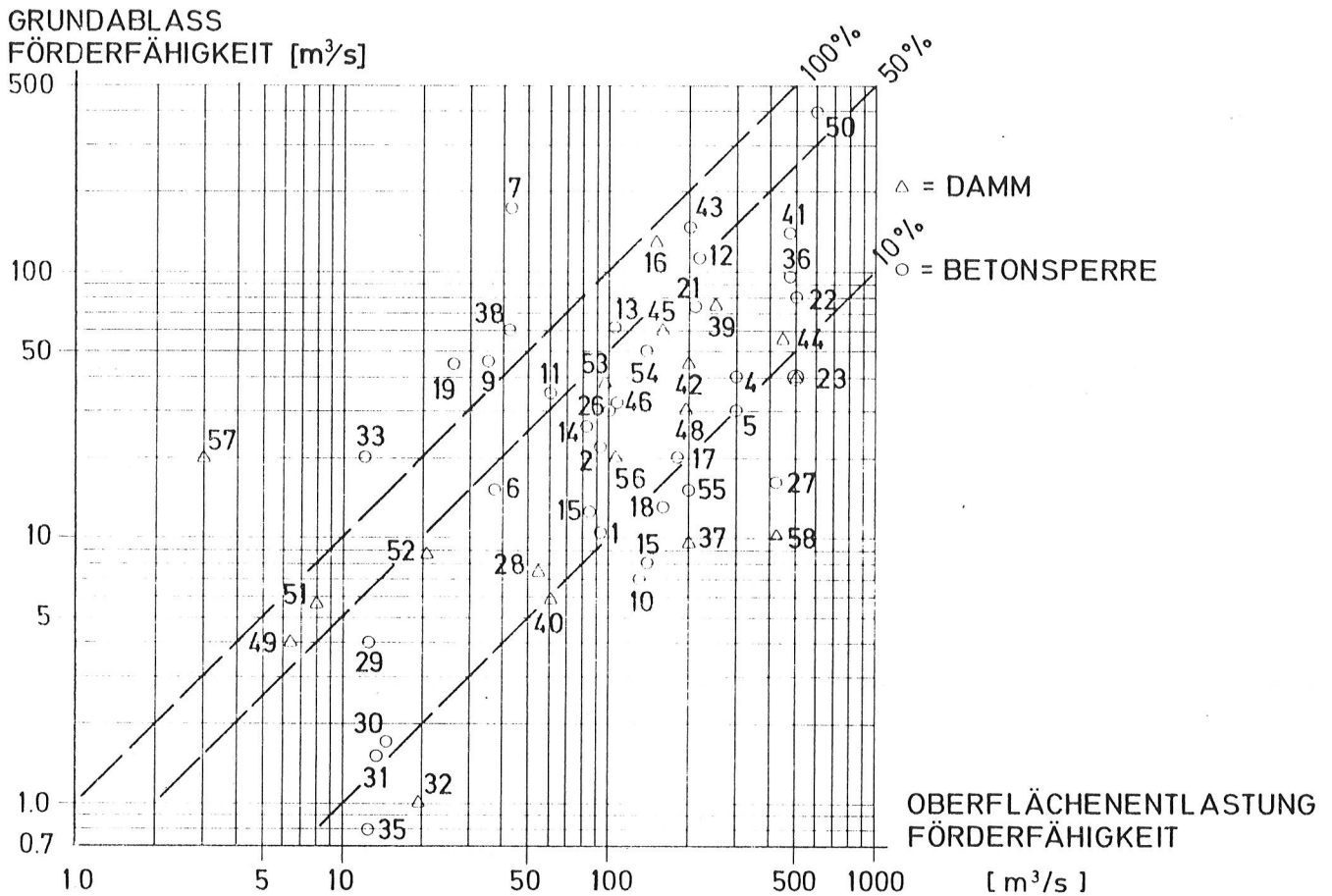


Abb.7

Zusammenhang zwischen der Förderfähigkeit der Hochwasserentlastung und der Förderfähigkeit des Grundablasses.

L I T E R A T U R

- 1 R.PARTL. - Statistik 1977. Die Talsperren Österreichs, H.24 (1977)
- 2 J.KORBER. - "Die Entlastungsanlagen der österreichischen Talsperren. Grundlagen für ihre Bemessung sowie Beobachtungen der Kraftwerksgesellschaften", Die Talsperren Österreichs H.20 (1973).
- 3 R.WIDMANN.- "Erfahrungen mit Hochwasserentlastungsanlagen österreichischer Talsperren", Österr.Wasserwirtschaft H 5/6 (1974)
- 4 H.LAUFFER.- "Die Talsperren und Flußstauwerke Österreichs und der Wasserkraftausbau", Österr.Wasserwirtschaft, H 5/6 (1977)
- 5 H.SIMMLER.- "Study of nappe oscillations on an arch dam", IAHR-Congress Baden-Baden, C 57 (1977).

IV. ZUSAMMENFASSUNG

Die Entwicklung der Entlastungsanlagen österreichischer Talsperren umfaßt viele Jahrzehnte. In dieser Periode wurden nicht nur die hydrologischen Grundlagen verbessert, sondern auch die einzelnen Konstruktionstypen neuesten Entwicklungen und Erkenntnissen angepaßt. Im allgemeinen verfügen die Entlastungen über eine ausreichende, jedoch unterschiedliche Sicherheitsreserve, die noch durch Reserven, wie den Grundablaß und den relativ hohen Ausbaugrad der Wasserkraftnutzung weiter erhöht wird.

Wo immer es geht, werden die Hochwasserentlastungen mit fester Überlaufkrone ausgebildet. Dies gilt besonders für Anlagen in großer Seehöhe. In tieferen Lagen wurden auch Entlastungen mit oder kombiniert mit Verschlüssen gebaut. Erfahrungen über die Hochwasserabfuhr liegen nur in begrenztem Ausmaß vor, weil durch die Bewirtschaftung der Speicher stets ein ausreichender Raum für den Hochwasserrückhalt vorhanden ist. Daraus leitet sich indessen eine durchaus positive Wirkung auf die Hochwassersituation im Unterwasser der Talsperren ab.

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

HOCHWASSERABFUHR BEI GROSSEN
FLUSSKRAFTWERKEN AN DER DONAU

Dipl.Ing.Dr.techn. Robert FENZ, Wien
und
Dipl.Ing. Werner ROEHLE, Wien

Die Donau, Mitteleuropas größter Strom, entwässert ein Einzugsgebiet von über 800.000 km². Dieses 11 Staaten umfassende Gebiet weist große topographische, geologische und hydrographische Verschiedenheiten auf; die schweizerische und die österreichische Alpenregion, die süddeutschen Voralpenzonen, die ungarische Tiefebene, der rumänische, jugoslawische und der bulgarische Raum sind die Hauptregionen. An der insgesamt 2900 km langen Donau wurden bisher systematisch nur im oberen Bereich, d.i. in der deutschen und in der österreichischen Strecke ihres Laufes, Ketten von Kraftwerken errichtet. Das Kraftwerk Eisernes Tor - Djerdap, an der rumänisch-jugoslawischen Grenze bei Turn-Severin, ist bis jetzt ein Einzelfall im Unterlauf der Donau.

1. HOCHWASSER

Im Zusammenhang mit den Kraftwerken sollen im Nachstehenden die dabei auftretenden Probleme und Lösungen der Hochwasserabfuhr im endgültigen Zustand erörtert werden. Zur Erläuterung der Hochwasserverhältnisse an der Donau ist in Tabelle 1 die Wasserführung an markanten Punkten der Donau angegeben. Man erkennt aus der Zusammenstellung, daß in Fließrichtung die Mittelwasserführung (MQ) und die Niederwasser-

Tabelle 1 Die Wasserführung der Donau

Ort	Strom- km	E	F	MQ	Mq	HHQ 100	HHq	NNQ	NNq	$\frac{HHQ}{NNQ}$
1	2	3	4	5	5a	6	6a	7	7a	8
Ulm (D)	2586	7,6	3,6	114	15	1 200	158	20	2,6	61
Regensburg (D)	2376	35,4	13,4	426	12	2 800	79	107	3,1	26
Passau (D)	2225	76,6	44,5	1410	18	8 800	115	280	3,7	31
Linz (A)	2135	79,5	46,4	1470	18	8 500	107	291	3,7	29
Wien (A)	1934	101,7	60,5	1920	19	10 400	103	392	3,9	27
Budapest (H)	1647	184,8	74,4	2360	13	8 400	45	590	3,2	14
Beograd (Yu)	1171	512,8	168	5320	10	13 500	26	1400	3,1	9,7
Orsowa (R)	955	574,9	177	5610	10	16 000	28	1500	2,6	10,6
Mündung (Su) (Schwarzes Meer)	0	817,0	203	6430	8	17 000	21	1700	2,1	10,0

Legende: 1 Ort (Land)

2 Distanz von Mündung (km)

3 Einzugsgebiet (10^3 km^2)

4 jährl. Wasserfracht (10^9 m^3)

5 Mittelwasserführung (m^3/s)

5a spez.Mittelwasserführung ($1/\text{s}/\text{km}^2 = 0,001 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$)

6, 6a ... detto, 100 jährliches Hochwasser

7, 7a ... detto, Niederstwasserführung

8 Hoch - Niederstwasserungsverhältnis

führung (NNQ) in ihren Absolutwerten mit der Vergrößerung des Einzugsgebietes zunehmen, bei den Hochwasserführungen (HHQ) erfolgt eine sehr starke Zunahme im oberen Bereich, wobei ein Maximum etwa im österreichischen Abschnitt zwischen Linz und Wien erreicht wird; sodann nimmt die Hochwasserführung in ihrem Absolutwert sehr wesentlich ab, insbesondere im Bereich der ungarischen Tiefebene, so daß in Budapest bei einem Einzugsgebiet (E) = 185.000 km^2 ein kleineres Höchsthochwasser (HHQ) = $8.400 \text{ m}^3/\text{s}$ auftritt, wie in Passau bei E = 76.000 km^2 mit (HHQ) = $8.800 \text{ m}^3/\text{s}$. Erst unterhalb Beograd beginnt der Absolutwert des Hochwassers (HHQ) wieder anzusteigen, allerdings auch dort nicht im Verhältnis der Einzugsgebiete. Sehr informativ sind in diesem Zusammenhang die spezifischen Hochwasserabflußwerte HHq, die im österreichischen Abschnitt ein Maximum von 115 bis 103 $1/\text{s}/\text{km}^2$ aufweisen, ein Wert, der im flacheren Bereich der Donau auf etwa $1/4$ absinkt. Diese Erscheinung hängt in erster Linie mit der wesentlichen Verflachung der flußabwärtigen Hochwasserwellen durch die Retentionswirkung von flußaufwärts gelegenen Niederungen, die bei Hochwässern überflutet werden, zusammen.

Es ist selbstverständlich, daß diese Erscheinung eine besondere Berücksichtigung bei der Projektierung und Ausführung der Kraftwerksketten erfordert, da nur die Erhaltung der Retentionswirkung von Überflutungsgebieten einen entscheidenden Einfluß auf die Sicherung der bisherigen Hochwasserverhältnisse im Unterliegerbereich ermöglicht. Wenn dazu noch eine gegenseitige Beeinflussung von verschiedenen Anrainerstaaten auftritt, ist es begreiflich, daß eine genaue technische, rechtliche und zwischenstaatliche Überwachung der Beeinflussungsgrößen des Hochwassers durch Kraftwerksbauten erfolgen muß. Die Gefahr der Beeinflussung des Hochwasserabflusses liegt darin, daß durch Eindämmung und Ausschaltung von Retentionen einerseits es zu einer Erhöhung der Wasserspiegelspitzen im Ablauf von Hochwasserereignissen kommt. Andererseits verursacht die raschere Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Hochwasserwelle in den Staubeichen eine Beschleunigung des Hochwasserereignisses. Die Häufigkeit von Hochwasserabflüssen insbesondere für die österreichisch-ungarische Donaustrecke ist in Tabelle 2 angegeben.

Tabelle 2 Hochwasser in der österreichischen und in der ungarischen Donaustrecke

m^3 / s	Linz (A) E = 79.500 km ²	Wien (A) E = 101.700 km ²	Budapest (H) E = 184.800 km ²
HQ _{min}	1 800	3 100	2 840
HQ ₂	4 600	5 850	5 020
HQ ₁₀	6 000	7 300	6 870
HQ ₃₀	7 330	9 350	7 720
HQ ₁₀₀	8 530	10 400	8 400
RHHQ	12 000	14 000	10 000

2. KRAFTWERKSKETTEN

Da man sehr bald erkannte, daß der Ausbau eines Flusses sowohl als Energieträger als auch besonders als Schifffahrtsweg in geschlossenen Ketten von Staustufen erfolgen muß, will man nicht wesentliche Nachteile in Kauf nehmen, wurden von den einzelnen Staaten an der Donau sehr bald Rahmenpläne erstellt, die den geschlossenen Ausbau zumindest in großen Teilabschnitten vorsehen.

2.1. Die deutsche Donaustrecke

vom Ursprung bis Passau (Grenze Deutschland - Österreich) mit rd. 650 km Länge

ist nur auf ca 370 km Länge genutzt und die Kraftwerke weisen nirgends Ausmaße auf, die als große Anlagen zu bezeichnen sind. Da oberhalb Passau auch der HHQ nur rd. $3600 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt, sind für die Hochwasserabfuhr keine besonderen unüblichen Maßnahmen oder Einrichtungen vorgesehen worden. Erst die Einmündung des Inn bringt die Donau in die Klassifikation eines europäischen Stromes, gleichzeitig betritt sie damit österreichisches Gebiet.

2.2. Die österreichische Donaustrecke

ist ca. 350 km lang und weist einen natürlichen Höhenunterschied der Wasserspiegeln von ca. 145 m auf, d.h. das mittlere Gefälle beträgt 0,44 ‰ oder 44 cm auf 1 km Flußlänge. Daraus resultiert einerseits ein relativ großer Energieinhalt von fast 15.000 GWh/a bei Vollausbau, andererseits das starke Interesse der Schifffahrt am geschlossenen Ausbau. Nur durch eine Kette von Staustufen können die starken Strömungen und die geringe Wassertiefe bei Niederwasser ausgeschaltet werden. Der Rahmenplan der Österreichischen Donaukraftwerke AG beinhaltet 11 Kraftwerke, die von dieser Gesellschaft geplant, gebaut und betrieben werden. 6 Kraftwerke sind ab 1979 in Betrieb, mit dem Bau des 7. wurde im Winter 1978/79 begonnen.

Alle diese Kraftwerke weisen 3 Hauptbauwerksteile auf, und zwar das **K r a f t - h a u s** mit den Turbinen (vertikale Kaplan- oder Rohrturbinen), das **W e h r** zur wesentlichen Abfuhr von Hochwasser mit 5 - 6 Öffnungen, und die **S c h l e u - s e n a n l a g e** mit den durch die Internationale Donaukonvention festgelegten Ausmaßen, und zwar Doppelkammerschleusen mit je 230 x 24 m Größe. Eine Besonderheit ist die Tatsache, daß für die Abfuhr extrem hoher Wasserführungen die Schleusen herangezogen werden, was u.a. dadurch möglich ist, daß die Schifffahrt schon bei Erreichung einer Wasserführung von HSQ (höchste Schifffahrtswasserführung), d.i. ca. 45% von HHQ, gänzlich eingestellt wird. Bei Erreichung dieses max. Schifffahrtswasserstandes, der durchschnittlich nur an 3 - 4 Tagen pro Jahr erreicht wird, werden auch alle sonstigen Schifffahrtsanlagen, wie Kai-Anlagen, Hafen, etc. nicht mehr voll benützbar, außerdem verringert sich die Durchfahrts- höhe unter den zahlreichen Brücken so sehr, daß eine Einstellung des Schiffs- verkehrs erforderlich wird.

Eine weitere Eigentümlichkeit der österreichischen Donaustrecke liegt im Wechsel zwischen Engtälern und flachen Aulandschaften, wodurch ein wesentlicher Unterschied in der Abfuhr der extremen Hochwässer bewirkt wird.

2.3. Untere Donaustrecke.

Das wesentlich geringere Gefälle (nur 0,07 ‰) in der östlich von Österreich gelegenen Strecke, hat bisher kein derartig dringendes Bedürfnis nach Verbesserung des Schifffahrtsweges Donau hervorgerufen wie in Österreich. Nur die singuläre Steilstufe beim "Eisernen Tor" hat dort 1970 zur Errichtung der Staustufe "Eisernes Tor - Djerdap" geführt. Bei diesem im Stromkilometer 943 gelegenen Kraftwerk, das eine Wehranlage von 14 Feldern mit 25,0 m Breite aufweist, wird das gesamte Hochwasser ($\text{HHQ}_{100} = 16.000 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. das $\text{RHHQ}_{10.000} = 21.200 \text{ m}^3/\text{s}$) über die Wehranlage abgeführt.

3. HOCHWASSERABFUHR BEI DEN KRAFTWERKEN AN DER ÖSTERREICHISCHEN DONAU

3.1. Hochwasserabfuhr in Retentionsgebiete (Überströmdämme).

Wie schon erwähnt und im ICOLD-Beitrag Q 46, R 29, eingehend von FENZ und NEIGER beschrieben, ergibt sich bei Kraftwerken, deren Stauraum in einem Engtal gelegen ist, die Notwendigkeit, das gesamte Hochwasser durch die Bauteile des Hauptbauwerkes (Wehr und Schleuse) abzuführen. Bei Kraftwerken in der flachen Niederung, die auch im Naturzustand von Hochwässern weiträumig überflutet werden, ist die Erhaltung der Retentionswirkung äußerst wichtig; es werden daher die Uferdämme im oberen Bereich des Stauraumes derart ausgebildet, daß ein Ausströmen von Teilmengen des Hochwassers ermöglicht wird. Zu diesem Zweck erhält ein jeweils 2 - 4 km langer Abschnitt an beiden oder an einem Ufer eine verminderte Kronenhöhe von nur ca. 75 cm über Staulinie eines MQ, während alle sonstigen Dämme bis auf 1,50 m über Staulinie bzw. HW-Linie ausgeführt werden. Außerdem erhalten diese Überströmabschnitte eine entsprechende Steinsicherung auf der Wasser- und Luftseite, eine Spundwandsicherung im Inneren und einen als Beruhigungsbecken wirkenden Begleitgraben; aus ihm tritt das überströmende Wasser gleichmäßig in die Niederung ein. Aus der überfluteten Niederung, dem Hinterland, tritt die ausgeuferte Wassermenge erst unterhalb des Hauptbauwerkes wieder ins Flußbett bzw. vereinigt sich mit dem durch das Hauptbauwerk abströmenden Hochwasser. Dadurch wird ein nennenswerter Teil (je Ufer etwa 1500 m³/s) der rd. 10.000 m³/s betragenden Hochwassermenge außerhalb des Kraftwerkes abgeführt. Diese Lösung wird an beiden Ufern (z.B. "Wallsee", "Ottensheim") oder nur an einem Ufer ("Altenwörth", "Abwinden-Asten") angewendet, je nachdem es die örtlichen topographischen Verhältnisse gestatten. Die Aufteilung in den bisher errichteten oder in Bau befindlichen Kraftwerken zeigt Tabelle 3. Über die zum Teil sehr komplizierten hydraulischen Verhältnisse und die Notwendigkeit, keine Verschlechterung der natürlichen Überflutungsdauer bzw. -höhe im Hinterland zu verursachen, kann nur ein hydraulischer Modellversuch (Maßstab 1 : 200 : 50) Auskunft geben.

Tabelle 3 Aufteilung der Hochwasserabfuhr bei den Kraftwerken an der österreichischen Donau

Kraftwerk	HHQ ₁₀₀	m ³ /s		
		Wehr + Schleuse	Überströmen	Ufer l/r
(Jochenstein)	8 900	8 900	-	-
Aschach	8 900	8 900	-	-
Ottensheim	8 920	5 940	2 980	l/r
Abwinden	9 500	8 460	1 040	l/-
Wallsee	11 100	8 550	2 550	l/r
Ybbs	11 100	11 100	-	-
Melk (In Bau)	11 170	11 170	-	-
Altenwörth	11 170	9 300	1 870	l/-

3.2. Hochwasserabfuhr über Wehr und Schleuse

Jene Teilmenge des Hochwassers, welche, wie in 3.1. beschrieben, über Überströmdämme in die Retentionsräume abgeleitet wird, entlastet die zur Hochwasserabfuhr bestimmten Bauteile des Hauptbauwerkes. Bei HQ_{100} werden, wie Tabelle 3 zeigt, z.B. bei Abwinden-Asten 11 % und bei Ottensheim 33 % der Hochwassermenge abgeleitet.

Die im Stromschlauch verbleibende Hochwassermenge muß auch bei einem RHHQ (Rechnerische Höchst-Hochwassermenge) schadlos abgeführt werden können, wenn nur "n - 1" Wehrfelder zur Verfügung stehen, also ein Wehrfeld wegen Reparatur oder Revision gesperrt ist. Es lag nahe, für diesen äußerst seltenen, während des Bestandes einer Anlage nur mit geringer Wahrscheinlichkeit zu erwartenden Fall, eine Entlastungsmöglichkeit im Bereich der vorhandenen Schiffahrtsschleuse zu finden. Hiedurch sollte die Anordnung eines bzw. zweier Wehrfelder eingespart werden können.

Die Heranziehung von Schleusenammern zur Hochwasserentlastung ist kein neuer Gedanke. Schon im vorigen Jahrhundert wurde dies bei Anlagen mit allerdings nur sehr geringen Stauhöhen (unter 3 m) bzw. in der letzten Zwischenkriegszeit auch bei Kanälen in Deutschland mit sehr geringen Hochwassermengen geplant (Spree-, Ruhr- und Klodnitzkanal). Wegen der hochliegenden Drempel im Oberhaupt dieser Schleusen - der Drempel wird möglichst hoch angeordnet um aus Kostengründen eine möglichst kleine Verschlußfläche zu ermöglichen - steht nach Öffnung des Oberhauptverschlusses zum Hochwasserdurchfluß auch nur ein recht geringes Durchflußprofil zur Verfügung. Der Entlastungseffekt ist gering. Bei den meisten der vorerwähnten Anlagen wird zur Hochwasserabfuhr nur die Füll- und Entleerungseinrichtung (Umlaufkanäle, Schieber in den Verschlüssen etc.) geöffnet.

Eine echte Entlastung der Wehranlage durch Heranziehung einer Schleusenammer zur Hochwasserabfuhr wurde erstmals beim Donaukraftwerk Jochenstein, einer deutsch-österreichischen Gemeinschaftsplanung, im Jahre 1953 angeordnet. Bei allen weiteren seither in Österreich erbauten Donaukraftwerken, also in Ybbs-Persenbeug, Aschach, Wallsee, Ottensheim, Altenwörth und Abwinden-Asten und sicherlich auch bei allen künftigen, werden beide Schleusenammern zur Hochwasserabfuhr herangezogen.

Wie die Auswertung von Modellversuchen zeigt - siehe Tabelle 4 - können hiebei bis zu ca. 32 %, also rund ein Drittel der Hochwassermenge des Hauptbauwerkes über die Schleusenammern abgeführt werden. Eine ähnliche Entlastung ist uns nur von einer Kraftwerksanlage an der Ufa in der UdSSR bekannt (erbaut 1959), wo über die Schachtschleuse Pawlow (Abmessungen 18 x 100 m) 1630 m³/s abgeführt werden können, was 20 % des HHQ entspricht. Beim Ausbau des Ohio zu einer modernen Kraftwasserstraße (ab 1959) werden die neuen Schleusen ebenfalls zur Hochwasserabfuhr herangezogen. Bei diesen Anlagen werden über zwei Schleusenammern von je 33,6 m Breite und 366 bzw. 183 m Länge ca. 2500 m³/s abgeführt, was einem Anteil von ca. 15 % des HHQ entspricht.

Tabelle 4 Hochwasserabfuhrvermögen von Wehr und Schleuse
(Modellversuche)

Kraftwerk	Hochwasserabfuhr Q m3/s bzw. %										
	A	B	N	Wehr				Schleuse			
				c	%	d	%	e	%	f	%
<u>Ottensheim</u> RHHQ = 12 000 m3/s	(10 600)	6 400	5 W + S	5 352	83,6	1 070	16,7	1 048	16,4	1 048	16,4
		6 400	5 W + 2S	4 492	70,2	898	14,0	1 908	29,8	954	14,9
<u>Abwinden-Asten</u> RHHQ = 12 200 m3/s											
HW ₁₀₀	9 500	8 460	5 W + S	6 960	82,3	1 392	16,5	1 500	17,7	1 501	17,7
HW ₅₀₀	10 420	9 185	5 W + 2S	6 291	68,5	1 258	13,7	2 894	31,5	1 447	15,75
<u>Melk</u> RHHQ = 14 000 m3/s											
KHW ₅₄	10 200	10 200	6 W + S	8 578	84,1	1 430	14,0	1 622	15,9	1 622	15,9
HW ₁₀₀	11 170	11 170	6 W + 2S	7 886	70,6	1 314	11,8	3 284	29,4	1 642	14,7
<u>Altenwörth</u> RHHQ = 14 000 m3/s											
HW ₁₀₀	11 170	9 300	6 W + S	7 797	83,8	1 300	13,9	1 503	16,2	1 503	16,2
	12 800	9 931	6 W + 2S	7 153	72,0	1 192	12,0	2 778	28,0	1 389	14,0

Legende: A Q gesamt (Modell) c Q Wehr
 B Q Kraftwerk d Q je Wehrfeld
 A-B ... Q Überströmdämme e Q Schleuse
 N Anzahl der Wehr- und f Q je Schleusenkommer
 Schleusenöffnungen

3.3. Voraussetzungen für eine Heranziehung der Schleusen

3.3.1. Durchflußquerschnitt und Abfuhrvermögen

Für den Schleusenbetrieb wird die Schwelle (Drempel) des Oberhauptverschlusses so hoch angeordnet, daß beim niedrigstmöglichen Wasserspiegel die geforderte Fahrwassertiefe gerade noch vorhanden ist (Hoher Drempel). Hiedurch können die teuren Verschlüsse möglichst klein gehalten werden.

Soll eine Schleusenkommer hingegen zur Hochwasserabfuhr möglichst viel beitragen, so muß beim (meist abgesenktem) Hochwasserspiegel ein möglichst großer Durchflußquerschnitt vorhanden sein. Zweckmäßigerweise wird daher der Oberhauptdrempel in Höhe der optimal situierten Wehrschwelle angeordnet (Tiefer Drempel - größere und daher teurere Verschlüsse).

Werden Schleusen in bereits schiffbaren Strömen errichtet, wie dies auch bei der Donau der Fall ist, so wird eine Schleusung während der Bauzeit, also noch vor Stauerrichtung erforderlich sein. Dies ist aber wegen des niedrigen Wasserspiegels natürlich nur bei tiefliegendem Drempel im Oberhaupt möglich. Wegen des stark schwankenden Wasserspiegels der Donau und im Zusammenhang mit den Bauzuständen bei der Stauerrichtung, ist ein hoher Verschuß erforderlich. Damit waren bereits wesentliche Voraussetzungen für eine Heranziehung der Schleusen zur Hochwasserabfuhr vorhanden und die Verwirklichung dieser Konzeption lag nahe.

Die Breite der Schleusen-kammer im österreichischen Donauabschnitt beträgt, den Empfehlungen der Internationalen Donaukommission entsprechend, 24 m. Um eine Austauschmöglichkeit der Notverschlüsse zu schaffen, wurde auch die Breite der Wehrfelder bei den Anlagen der Österreichischen Donaukraftwerke AG (Ausnahme Ybbs-Persenbeug) mit 24 m gewählt. Modellversuche zeigten, daß trotz gleichen Durchflußquerschnittes das Abfuhrvermögen einer Schleusen-kammer größer ist als jenes eines Wehrfeldes der gleichen Anlage. Werden beide Schleusen-kammern zur Hochwasserabfuhr herangezogen, dann ist deren jeweiliges Abfuhrvermögen immer noch größer als jenes eines Wehrfeldes zur gleichen Zeit, es ist aber naturgemäß niedriger als wenn nur eine Schleusen-kammer herangezogen wird. Das verbesserte Abfuhrvermögen im Bereich der Schleuse ist, wie der Vergleich der Versuche an verschiedenen Anlagen zeigte, unabhängig von der Lage der Schleuse im Strom, es wird aber günstig beeinflußt durch die Einströmverhältnisse im Bereich des Oberhafens (Trichterwirkung). Ein Beispiel mit gemessenen Werten beim Kraftwerk Altenwörth möge diese Behauptung verdeutlichen. Das HHQ 100 beträgt bei dieser Anlage 11 170 m³/s. Im Stromschlauch verbleiben 9 300 m³/s, also 83,8 %, in die Retentionsräume werden 1 870 m³/s, also 16% ausgeleitet (siehe Tabelle 3). Bei Öffnung von 6 Wehrfeldern und einer Schleuse werden 7 797 m³/s über die 6 Wehrfelder abgeführt, pro Wehrfeld also 1 300 m³/s, über die Schleuse hingegen 1 503 m³/s. Das Abfuhrvermögen der Schleuse ist also um ca. 15% größer als jenes eines Wehrfeldes.

Bei einer Wasserführung von 12 800 m³/s und geöffneten 2 Schleusen-kammern verbleiben im Stromschlauch nur noch 9 931 m³/s, also 77,6 %, und in die Retentionsräume werden 2 778 m³/s abgeführt. Über die Wehrfelder werden 7 153 m³/s, also pro Wehrfeld 1 192 m³/s, und über die beiden Schleusen-kammern 2 778 m³/s, also 1 389 m³/s abgeführt. Das Abfuhrvermögen einer Schleusen-kammer ist hierbei nun um 16,5 % höher als jenes eines Wehrfeldes unter den gleichen Bedingungen. Diese Werte der österreichischen Donau zeigen aber auch, daß durch die Heranziehung der Schleusen mit Sicherheit ein bzw. zwei Wehrfelder eingespart werden konnten.

3.3.2. Verschußausbildung

Einer der beiden Verschlüsse einer Schleusen-kammer muß in der Lage sein, gegen Wasserdruck und Strömung bewegt, also geöffnet und geschlossen zu werden, um die Hochwasserabfuhr einzuleiten, allenfalls zu regulieren und letztlich beenden zu können. Ferner darf dieser Verschuß den Durchflußquerschnitt nicht einengen, er muß also aus diesem komplett entfernt werden können. Die für Schleusen sehr

beliebten Stemmtore können dieser Aufgabe nicht gerecht werden. Dieser sehr wirtschaftliche Verschuß kann daher bei hochwasserabführenden Schleusenammern nur in einem der beiden Häupter angeordnet werden. In den meisten Fällen, an der Donau immer, werden die Oberhauptverschlüsse als zweiteilige Hubsenktoke (Hakendoppelschütz) ausgeführt. In ihrer Funktion entsprechen sie während der Hochwasserabfuhr einem Wehrverschuß. Während des normalen Schleusungsvorganges wird nur die Ober- tafol als Senktor betätigt.

Bei den modernen Anlagen am Ohio wurden beide Kammerverschlüsse als Stemmtore ausgebildet, für die Hochwasserabfuhr jedoch ein eigenes Hochwassertor oberhalb des Oberhauptes angeordnet. Dieses ist als zweiteiliges Hubschütz ausgebildet, welches sowohl als Reservetor als auch als Notverschuß dient.

Es sind auch Ausführungsvorschläge und tatsächliche Ausführungen bekannt, bei welchen statt eines eigenen Hochwassertores die Dammtafeln des Notverschlusses so ausgebildet werden, daß sie gegen Strömungs- und Wasserdruck, allerdings mit ortsfesten Windwerksanlagen eingesetzt bzw. gezogen werden können. Die Hochwasser- verhältnisse an der Donau mit großen Fließgeschwindigkeiten beträchtlicher Geschieführung und mitgeführten Schwemnteilen (Baumstämme etc.) bedeutet den Plan- nern ein zu hohes technisches Risiko bei diesem gefährlichen Betriebszustand.

Bei der Anlage Ybbs-Persenbeug und auch in Jochenstein diene der als Hakendoppelschütz ausgebildete Kammer-Oberhauptverschuß außerdem noch zur Schleusenfüllung. Die hiezu im unteren Bereich der Tafel angeordnete Strahlumlenkung (viertel- zylinderförmiges Ablenkblech) führte bei einer Hochwasserabfuhr in Jochenstein zu einem unerwarteten Betriebszustand, da nämlich die Untertafel beim Absenken des Verschlusses durch den nach oben wirkenden Strömungsdruck in eine Schwimm- stellung geriet. Bei der Anlage Ybbs-Persenbeug wurde diesem Umstand durch An- ordnung eines Gegenzugseiles Rechnung getragen. Die Konstruktion und das Betriebs- verhalten wurde in einem Beitrag von ROEHLE zum "XXII. International Navigation Congress" in Paris 1969 beschrieben.

Die Verschlüsse im Unterhaupt der Donauschleusen sind als Stemmtore ausgebildet und werden natürlich vor Einleitung des Hochwasserdurchflusses geöffnet. Während desselben stehen sie in ihrer Nische hinter der Mauerflucht der Schleuse. Trotz dieser geschützten Lage, in welcher die Stauwand parallel zur Strömungsrichtung steht, ist der Torflügel beim Durchfluß Kräften ausgesetzt, welche ihn in die Strömung drücken wollen. Es ist daher notwendig, vor Beginn der Durchströmung die Torflügel sicher und starr an einigen Punkten gegen die Nischenwände zu ver- riegeln. Die Größenordnung dieser Verriegelungskräfte wurde bei einer Anlage unterschätzt, was tatsächlich zu einer Zerstörung des Stemmtorflügels führte. Diese Verriegelung muß unbedingt den Torflügel trotz mechanischer Beanspruchun- gen (Schwingungen) in seiner Lage bewegungslos fixieren.

3.3.3. Füll- und Entleerungssystem

Bei den meisten heute üblichen Füll- und Entleerungssystemen großer Schleusen wird das Füllwasser durch Kanäle in den Kammerwänden oder der Schleusensole geführt und häufig durch Öffnungen im Bereich der Schleusensole in die Kammer

geleitet. Über diesen Weg erfolgt auch in den meisten Fällen die Entleerung der Schleusenammer. Wie bereits im Pkt. 3.3.2. erwähnt, werden beim Hochwasserabfluß im Bereich der österreichischen Donau Geschiebe (Geröll) in Bewegung gesetzt und mitgeführt, so daß im Bereich der Bodenöffnungen mit einer Ablagerung von Geröllmassen zu rechnen ist. Bei hochwasserabführenden Schleusen sind daher entweder die Füll- und Entleerungsöffnungen so zu dimensionieren, daß eine Verlegung unwahrscheinlich ist, oder aber diese nach Hochwasserdurchfluß leicht beseitigt werden kann. Auch durch einen entsprechenden Spülstrom während der Hochwasserabfuhr kann oft die Gefahr einer Geröllverlagerung hintangehalten werden.

3.3.4. Zusätzliche Steuerungs- und Blockierungseinrichtungen

Die Hochwasserabfuhr durch eine Schleusenammer ist bei den meisten Anlagen ein außerordentlich selten zu erwartendes Ereignis. Dem Bedienungspersonal und meist auch dem verantwortlichen Leiter fehlen entsprechende Betriebserfahrungen. Das Hochwasserereignis selbst stellt aber für viele Anlagenteile eine echte Höchstbeanspruchung und damit eine erhöhte Gefahr dar. Betriebsleitung und Betriebspersonal sind daher auch erhöhter nervlicher Beanspruchung ausgesetzt, was bei der Bewältigung ungewohnter Betriebszustände eine erhöhte Gefahr von Fehlbedienungen bedeutet. Dies kann zu katastrophalen Folgen führen. Die Planung der Steuerungs- und Blockierungssysteme hat daher für diesen seltenen Betriebsfall besondere Sicherungseinrichtungen vorzusehen und insbesondere auch die Reihenfolge des Ablaufes der einzelnen Tätigkeiten so zu sichern, daß Nervositätsfehler, also menschliches Versagen, weitestgehend ausgeschaltet werden. In den meisten Fällen wird es notwendig sein, die normalen Sicherungen und Blockierungen auszuschalten und andere sofort wirksam werden zu lassen. Die heute üblichen modernen elektronischen Einrichtungen können hier ein wirksames Hilfsmittel sein. Unbedingt erforderlich aber ist es, in unregelmäßigen, aber nicht allzu großen Zeitabständen "Hochwasserübungen" zu veranstalten, um das eingesetzte Personal für diesen seltenen Betriebsvorgang zu schulen.

Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht sind die hydraulischen Grundlagen bei einer Hochwasserführung der Donau charakterisiert und die Art des Hochwasserabflusses im Bereich der von der Österreichischen Donaukraftwerke AG errichteten Anlagen näher beschrieben. Da bei diesen Anlagen neben der üblichen Abfuhr durch die Wehrfelder ein Ausströmen in die Retentionsräume über überströmbare Dämme erfolgt und die Heranziehung der Schleusenanlagen zur Hochwasserabfuhr vorgesehen sind, wurde auf das Zusammenwirken dieser Abflußmöglichkeiten und deren gegenseitige Beeinflussung, aber auch speziell auf die Heranziehung der Schleusen näher eingegangen. Letzteres insbesondere deshalb, weil sich trotz anfänglicher Widerstände und auch Fehlschläge dieses System in der Praxis bewährt hat und insbesondere an der österreichischen Donau die Entwicklung des Systems beispielgebend für weitere Anlagen war und ist.

LITERATUR:

- R.FENZ - "Heutige und geplante Wasserkraftnutzung an der Donau",
WEW Nr. 3/4, 1973
- R.FENZ - "Flußstauwerke in Österreich" (ICOLD, 45.Ex.Meeting, Salzburg),
Österreichische Wasserwirtschaft H.9/10, 1977
- W.KRESSER - "Die Donau und ihre Hydrologie",
WEW Nr.3/4, 1973
- F.NEIGER und R.FENZ - "Hydraulic model tests as auxiliary means for dams
on Austrian Danube"
12.ICOLD-Congress in Mexico, 1976, Q.46 - R.29
- W.ROEHLE - "Heranziehung von Schleusen zur Hochwasserabfuhr bei Kraftwerken
an der österreichischen Donau".
PIANC-Congress, Paris 1969
- W.ROEHLE - "Bericht über den Abfluß eines Hochwassers durch die Schleuse
von Ybbs-Persenbeug 1957"
Österreichische Donaukraftwerke AG, intern.

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

DAS SCHWINGUNGSVERHALTEN VON GEWÖLBEMAUERN
RECHNERISCHE UND MESSTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN

Dipl.Ing. Dr.techn. Richard Widmann

1. Einführung

Das Schwingungsverhalten von Gewölbemauern ist aus mehreren Gründen von besonderem Interesse. Im normalen Betrieb können Schwingungen durch die Hochwasserabfuhr über einen festen Überfall an der Krone, durch den Betrieb von Grundablässen über Umleitungsstollen oder auch in Rohren durch den Sperrenkörper, ja selbst durch sich an der Betonmauer brechende Wellen angeregt werden. Während durch derartige Ursachen hervorgerufene Schwingungen meist relativ klein bleiben, können Schwingungen durch außergewöhnliche Ereignisse, wie z.B. Erdbeben, beträchtliche Größen erreichen.

Alle theoretischen und praktischen Untersuchungen müssen sich auf zwei zunächst voneinander unabhängige Problemkreise erstrecken:

- a) Das Schwingungsverhalten des Sperrenkörpers selbst, das im allgemeinen durch Überlagerung mehrerer Grundschnwingungen, der sogenannten Eigenschwingungen, erfaßt werden kann und
- b) eine Beschreibung des zeitlichen Verlaufes und der Dauer der Erregerschwingung. Die im normalen Betrieb auftretenden Erregerschwingungen können meist durch Frequenz und Amplitude eindeutig definiert werden. Der weitgehend zufällige zeitliche Verlauf der Erdbebenschwingung hingegen legt die Verwendung stochastischer Verfahren nahe.

Das Schwingungsverhalten des Sperrenkörpers kann sowohl analytisch als auch davon völlig unabhängig meßtechnisch am Modell oder Prototyp bestimmt werden. Die Parameter der Erregerschwingungen sind oft nur durch Messungen bestimmbar, die dann z.B. die Eingangsdaten für die stochastischen Verfahren zur Bestimmung des Bemessungs-Erdbebens liefern.

Im folgenden soll nun über einige Ergebnisse von Arbeiten auf diesen Gebieten in Österreich berichtet werden.

2. Rechnerische Untersuchungen

2.1 Allgemeines

Grundsätzlich erfolgt die Berechnung einer Gewölbemauer unter Berücksichtigung ihres Schwingungsverhaltens nach den gleichen theoretischen Grundlagen wie die aller übrigen Bauwerke. Die Schwingungserregung durch Erdbeben bringt allerdings eine zusätzliche Schwierigkeit mit sich: Erdbeben haben unregelmäßige Schwingungen mit verschiedenen Frequenzen und Amplituden, so daß es für komplexe Bauwerke mit vielen Eigenschwingungen von vornherein nicht möglich ist, die maßgebende Erregerschwingung anzugeben.

Damit scheidet die vielleicht genaueste Methode, die direkte, schrittweise Integration der Bewegungsgleichung für ein bestimmtes Erdbeben, wegen des erforderlichen Rechenumfanges praktisch aus. Bei diesem Verfahren müßte man das lineare Gleichungssystem, mit dem das Schwingungsverhalten des Bauwerkes beschrieben wird, für jeden Zeitpunkt neu lösen. Da wegen der erforderlichen Rechengenauigkeit ein Zeitschritt von nur etwa $1/50$ der Schwingungsdauer der höchsten zu berücksichtigenden Frequenz angestrebt werden soll, ergeben sich für eine Schwingungsdauer von 20 s und eine Frequenz von 5 Hz schon 5000 Zeitschritte für einen einzigen Erdbebenverlauf.

Im allgemeinen wird daher eine Modal-Analyse durchgeführt, die im wesentlichen in 3 Rechenvorgänge gegliedert werden kann:

1. Die Ermittlung der 5 - 10 kleinsten Eigenfrequenzen mit den zugehörigen normierten Schwingungsformen (Eigenvektoren) und den zu jeder Schwingungsform gehörenden Spannungen (Eigenspannungen).
2. Die Ermittlung eines Bemessungserdbebens ist eine sehr komplexe Aufgabe, da für eine Berechnung unter Berücksichtigung des dynamischen Verhaltens eines Bauwerkes nicht die größte zu erwartende Bodenbeschleunigung genügt, eigentlich müßte auch der gesamte zu erwartende, zeitliche Schwingungsverlauf angegeben werden. Dies ist aber nicht möglich. Wohl aber läßt sich eine Umhüllende für die bei verschiedenen Frequenzen zu erwartenden Maximalbeschleunigungen angeben und ebenso eine zeitliche Begrenzung für die maximale Bodenbeschleunigung, die nur in einem Teil der gesamten Dauer des Erdbebens mit einer Anlauf- und einer Auslaufphase zu erwarten ist. Mit stochastischen Methoden können dann beliebig viele konkrete Schwingungsverläufe ermittelt werden, die diesen Umhüllenden genügen. Mit erträglichem Rechenaufwand läßt sich dann aus diesen fiktiven Schwingungen ein sogenanntes Antwortspektrum ermitteln, dem für jede Eigenfrequenz die größte zu erwartende Verschiebung des Bauwerkes entnommen werden kann. Entsprechend den bei stochastischen Methoden üblichen Richtlinien wird in das Antwortspektrum jener Wert aufgenommen, der mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 % nicht überschritten wird.
3. Überlagerung der einzelnen Schwingungsformen des Bauwerkes zur Gesamtschwingung unter Zugrundelegung des Antwortspektrums, wobei mit den zu verschiedenen Zeitpunkten auftretenden Maximalwerten gerechnet wird.

Im folgenden soll nun auf die einzelnen Berechnungsschritte und schließlich auf einige Ergebnisse näher eingegangen werden.

2.2 Berechnung der Eigenschwingungen

Die allgemeine Schwingungsgleichung lautet bekanntlich

$$M \ddot{v}_t + C \dot{v}_t + K v_t = M \ddot{v}_g, t \quad (1a)$$

mit

M ... Massenmatrix v_t ... zeitabhängige Verschiebung
 C ... Dämpfungsmatrix \dot{v}_t ... zeitabhängige Geschwindigkeit
 K ... Steifigkeitsmatrix \ddot{v}_t ... zeitabhängige Beschleunigung

Für die freie Schwingung bleibt mit $v = v_{\max} \sin \omega t$

$$v_{\max} (K - \omega^2 M) = 0, \quad (1b)$$

deren Lösung mit der Ermittlung der Eigenwerte gegeben ist.

Die Berechnung der Massen- und Steifigkeitsmatrix sowie der Eigenspannungen unter Anwendung des Lastaufteilungsverfahrens sei anschließend skizziert [2].

Das Lastaufteilungsverfahren beruht bekanntlich auf der gedachten Zerlegung des Flächentragwerkes in horizontale Bogen- und vertikale Kragträgerlamellen. Die äußere Belastung wird dann auf eines der beiden Lamellensysteme aufgebracht und durch Lösung eines linearen Gleichungssystems so auf die beiden Lamellensysteme aufgeteilt, daß in den Kreuzungspunkten gleiche Verrückungen gegeben sind. Während jedoch bei der Finite Element Method die Zerlegung in mehr oder weniger willkürlich geformte Elemente erfolgt, erfüllen beim Lastaufteilungsverfahren diese Elemente bereits eine Reihe von statischen Bedingungen, so daß mit wesentlich weniger Elementen und daher auch weniger Gleichungen das Auslangen gefunden werden kann.

Die Lastaufteilungsgleichungen lauten bekanntlich

$$(H+V) \cdot x = V \cdot p$$

und mit $H+V = A$ (2)
 wird $x = A^{-1} \cdot V \cdot p$.

Hibei sind
 H Matrix der Verrückungen der horizontalen Bogenlamellen infolge der Einheitsdachlasten in den Kreuzungspunkten.
 V Matrix der Verrückungen der vertikalen Kragträgerlamellen zufolge der Einheitsdachlasten in den Kreuzungspunkten.
 p Vektor der äußeren Belastung, hier auf die vertikalen Lamellen wirkend.

Die Steifigkeitsmatrix ergibt sich nun aus

$$K^{-1} = H \cdot A^{-1} \cdot V. \quad (3)$$

Die Massenmatrix M errechnet sich aus der jedem Berechnungspunkt zugeordneten mitschwingenden Masse, sei es nun vom Sperrenkörper allein oder auch von der mitschwingenden Wassermasse. Im Falle des Lastaufteilungsverfahrens mit Einheitsdachlasten geben die Glieder dieser Matrix lediglich die Ordinaten der Dachlasten an. Als Lösung der Schwingungsgleichung erhält man die Eigenwerte

ω_n mit den zugehörigen Eigenvektoren v_n , aus denen dann mit

$$p_n = K^{-1} \cdot v_n \quad (4)$$

die zugehörige Belastung der Sperre und weiter nach dem üblichen Lastaufteilungsverfahren die jedem Eigenvektor zugeordnete Spannungsverteilung errechnet werden kann.

2.3 Ermittlung des Antwortspektrums

Die Ermittlung des Einflusses einer punktförmigen Erregung der Schwingungen einer Gewölbemauer ist mit der Modalanalyse nicht möglich, deren Anwendung sich daher streng genommen auf die Erregung durch Erdbeben beschränkt, die auch im folgenden näher behandelt werden soll. Auch dabei wird aber z.B. der Zeitunterschied des Eintreffens der Erdbebenwellen auf die beiden Talflanken vernachlässigt.

Aus verschiedenen Aufzeichnungen bekannter Erdbeben lassen sich unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse (Fels oder Alluvionen, Entfernung vom Epizentrum) der überwiegende Frequenzbereich ω_K , die maximale zu erwartende Beschleunigung b und Dauer des Erdbebens t angeben.

Ein obigen Randbedingungen genügender, zeitabhängiger Verlauf der Bodenbeschleunigung v'' zur Zeit τ ergibt sich nun unter Anwendung eines Zufallszahlengenerators aus [3]

$$v''_{\tau} = \mathcal{X} \psi_{\tau} \sum_{K=1}^N a_K \cos(\omega_K \tau + \psi_K) \quad (5)$$

mit

ψ_K Phasenverschiebungen ($0 \leq \psi_K \leq 2\pi$)
(Gleichverteilte Zufallszahlen).

ω_K Erregerfrequenzen
(Zufallszahlen mit vorgegebener Verteilung,
z.B. Rechteck oder Trapez).

a_K Abminderungsfaktor für die Nebenfrequenzen,
da die maximalen Beschleunigungen nur für
die Hauptfrequenzen zu erwarten sind.

ψ_{τ} Zeitliche Umhüllende der Schwingungen,
(Rechteck, Trapez o.ä.).

\mathcal{X} Normierungsfaktor, wird so eingeführt, daß
für jede Schwingung $v''_{\tau, \max} = b$ wird.

Nach diesem Verfahren lassen sich nun beliebig viele zeitabhängige, zufällige Erregerschwingungen ableiten, aus denen man mit Hilfe des DUHAMEL-Integrals

$$v'_t = \int^t v''_{g,\tau} e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (6)$$

für vorgegebene (Eigen-)Frequenzen und Dämpfungen den zeitlichen Verlauf der Schwinggeschwindigkeit des Tragwerkes für jede Erregerschwingung errechnen kann.

Für das Antwortspektrum wird der Größtwert dieses Integrals, die sogenannte "Spektralgeschwindigkeit"

$$S_v = v'_{\max}$$

erforderlich.

Nimmt man nun an, daß diese Spektralgeschwindigkeiten aus den zufälligen Erregerschwingungen normal verteilt sind, so läßt sich die mittlere Spektralgeschwindigkeit, deren Streuung und damit auch jene, die mit einer Wahrscheinlichkeit von z.B. 90 % nicht überschritten wird, leicht ermitteln. Mit diesen Werten S_v 90 % kann das Erdbeben-Antwort-Spektrum, das lediglich die Beziehung zwischen der Spektralverschiebung, der Spektralgeschwindigkeit und der Spektralbeschleunigung darstellt, aufgetragen werden.

2.4 Ermittlung der Gesamtschwingung

Aus dem Erdbeben-Antwort-Spektrum läßt sich nun für jede Eigenfrequenz die zu erwartende Spektralverschiebung v_{\max} ablesen, mit der dann der normierte Eigenvektor und die zugehörigen Eigenspannungen unter Berücksichtigung des Formanteilsfaktors zu vervielfachen sind.

Der Formanteilsfaktor \mathcal{L} ergibt sich aus der Arbeit zufolge der Trägheit des schwingenden Systems

$$\mathcal{L} = \frac{F}{\mu_x} \psi \quad (7)$$

und entspricht dem Anteil der betrachteten Schwingung an der Gesamtschwingung.

- F gesamte Fläche des Tragwerkes,
- μ_x schwingende Masse im Punkt x,
- ψ_x Verformung im Punkt x.

Der Winkel zwischen Bebenrichtung und Verformungsrichtung wird zweckmäßigerweise bei der Berechnung des Formanteilsfaktors entsprechend berücksichtigt. Damit verschwindet der Einfluß der asymmetrischen Schwingungsformen bei symmetrischen Gewölbemauern und talparalleler Bebenrichtung.

Da nun die maximalen Verschiebungen bei den verschiedenen Frequenzen nicht gleichzeitig auftreten, würde eine lineare Überlagerung zu ungünstige Ergebnisse liefern. Die Überlagerung der einzelnen Schwingungsformen wird daher meist nach Rosenblueth mit

$$R = \sqrt{\sum_n R_n^2} \quad (8)$$

durchgeführt, wobei für R Verformungen oder Spannungen eingeführt werden können. Für die maßgebenden Beanspruchungen kann auch der zeitabhängige Verlauf mit Hilfe des DUHAMEL-Integrals ermittelt und die Zulässigkeit obiger Vereinfachung überprüft werden.

2.5 Berechnungsergebnisse

2.5.1 Einfluß der Berechnungsannahmen

Um die Stabilität der Ergebnisse bzw. deren Abhängigkeit von den Berechnungsannahmen beurteilen zu können, wurde der Einfluß der zwei wichtigsten, dem Lastaufteilungsverfahren zugrunde liegenden Berechnungsannahmen

variiert.

a) Die Eigenschwingungen wurden für zwei verschieden dichte Trägerroste berechnet, u.zw. wurde zusätzlich zum normalen Berechnungsnetz (5 Bogen, 9 Kragträger) auch ein etwas engeres Netz mit 6 Bogen bzw. 11 Kragträgern durchgerechnet. Beim dreifachen Ausgleich (Verschiebungen in radialer und tangentialer Richtung, Verdrehung um die vertikale Achse) ergibt der Trägerrost 1 $3 \times 25 = 75$ Gleichungen und ebenso 75 Eigenwerte, der Trägerrost 2 $3 \times 36 = 108$ Gleichungen bzw. Eigenwerte. Numerisch ergeben die zwei verschiedenen Trägerroste zwei völlig verschiedene Gleichungssysteme. Wie aus Tabelle 1 zu ersehen ist, stimmen jedoch die Eigenwerte bei beiden Trägerrostannahmen sowohl bei vollem als auch bei leerem Becken in den maßgebenden ersten 10 Schwingungsformen mit absolut ausreichender Genauigkeit überein. Die Unterschiede liegen erst in der dritten Stelle.

Tabelle 1

Speicher		leer										voll					
Ausgleich		R				R + T				R + T + \emptyset							
Netz		1		2		1		2		1		2		1		2	
		ω	m	ω	m	ω	m	ω	m	ω	m	ω	m	ω	m	ω	m
Schwingungsform	1	1,52	u	1,51	u	1,77	u	1,77	u	1,977	u	1,96	u	1,130	u	1,116	u
	2	1,78	s	1,78	s	1,90	s	1,90	s	1,981	s	1,98	s	1,131	s	1,124	s
	3	2,47	s	2,46	s	2,53	s	2,53	s	2,89	s	2,87	s	1,678	s	1,654	s
	4	3,25	s	3,23	s	3,39	s	3,38	s	3,51	s	3,50	s	1,961	s	1,954	s
	5	3,35	u	3,37	u	3,42	u	3,45	u	3,84	u	3,81	u	2,160	u	2,144	u
	6	3,47	u	3,46	u	3,65	u	3,63	u	4,06	u	4,05	u	2,364	u	2,347	u
	7	4,43	s	4,50	s	4,48	s	4,54	s	4,94	u	4,93	u	2,746	s	2,742	s
	8	4,99	s	4,93	s	4,86	u	4,85	u	5,10	s	5,05	s	2,813	s	2,790	s
	9	5,11	s	5,06	s	4,99	s	4,95	s	5,23	s	5,27	s	3,044	s	3,032	s
	10	5,98	u	5,94	u	5,32	s	5,26	s	5,66	s	5,62	s	3,186	s	3,187	s
max.Radialver- schiebung (mm)		20,9		21,2		20,6		20,7		19,8		20,0		30,8		31,3	
Spannungen ... N/cm ²	Luftseite	Wasserseite	Krone	hor.	155,3	155,5	183,9	184,7	162,3	166,9	328,9	340,0					
				ver.	103,2	108,9	90,3	94,0	80,2	81,3	181,6	178,2					
		Widerlager	hor.	91,5	93,4	73,0	73,7	52,8	53,2	101,2	101,6						
			ver.	25,5	28,3	20,4	21,8	20,2	20,0	46,9	47,5						
	Luftseite	Krone	hor.	(113,3)	(121,4)	(103,5)	(102,6)	(89,9)	(93,9)	(139,9)	(154,9)						
			ver.	102,4	106,5	89,6	91,9	79,6	79,6	180,2	174,3						
		Widerlager	hor.	91,5	80,5	73,0	64,0	52,8	53,2	120,0	119,9						
			ver.	30,1	34,9	24,6	26,8	24,8	24,9	57,6	58,3						

s symmetrisch

u unsymmetrisch

Die Wahl des Trägerrostes hat daher keinen Einfluß auf die Berechnungsergebnisse.

Erwähnenswert ist noch, daß bei den Eigenvektoren mit nur geringen Übergriffen im Drittel mit den kleinsten Eigenwerten die Radialverformungen, im mittleren Drittel die Tangentialverformungen und im Drittel mit den größten Eigenwerten die Verdrehungen überwiegen.

b) Um den Einfluß der beim Ausgleich berücksichtigten Verformungsrichtungen beurteilen zu können, wurden die beiden Trägerroste für leeres Becken dreimal durchgerechnet, u.zw. für einen Radialausgleich, für einen Radial- und Tangentialausgleich sowie für einen dreifachen Ausgleich unter Berücksichtigung der Radial- und Tangentialverschiebungen sowie der Verdrehungen um die vertikale Achse.

Der Vergleich in Tabelle 1 zeigt die schon von der statischen Berechnung her bekannte Abhängigkeit der Ergebnisse von der Anzahl der berücksichtigten Verformungsrichtungen, daß nämlich Spannungen und Verformungen kleiner werden, je mehr von den 6 Freiheitsgraden des räumlichen Knotens berücksichtigt werden.

Aus der Tabelle ist weiters zu ersehen, daß Verformungen wie Spannungen von der Wahl des Trägerrostes für die praktischen Erfordernisse als unabhängig anzusehen sind.

2.5.2 Berechnungsergebnisse

Nach diesem Verfahren wurde für das Projekt der 220 m hohen Gewölbemauer Dabaklamm die Berechnung der Spannungen zufolge von Erdbeben durchgeführt. Das der Berechnung zugrunde liegende Antwortspektrum wurde einerseits gemäß Pkt. 2.2 für eine maximale Bodenbeschleunigung von 4 % g abgeleitet und mit Literaturbeispielen verglichen. Die sich aus der Berechnung ergebenden Eigenwerte und Eigenvektoren sind der Abb. 1, der Einfluß des Bemessungsbebens auf die Radialverformungen sowie die Horizontal- und Vertikalspannungen an der Luft- und Wasserseite der Gewölbemauer der Abb. 2 zu entnehmen. Die aufgrund der geologischen Verhältnisse im Bereich der Talsperre anzusetzenden, relativ geringen Beben wirken sich daher auf die Beanspruchung der Gewölbemauer erwartungsgemäß sehr gering aus.

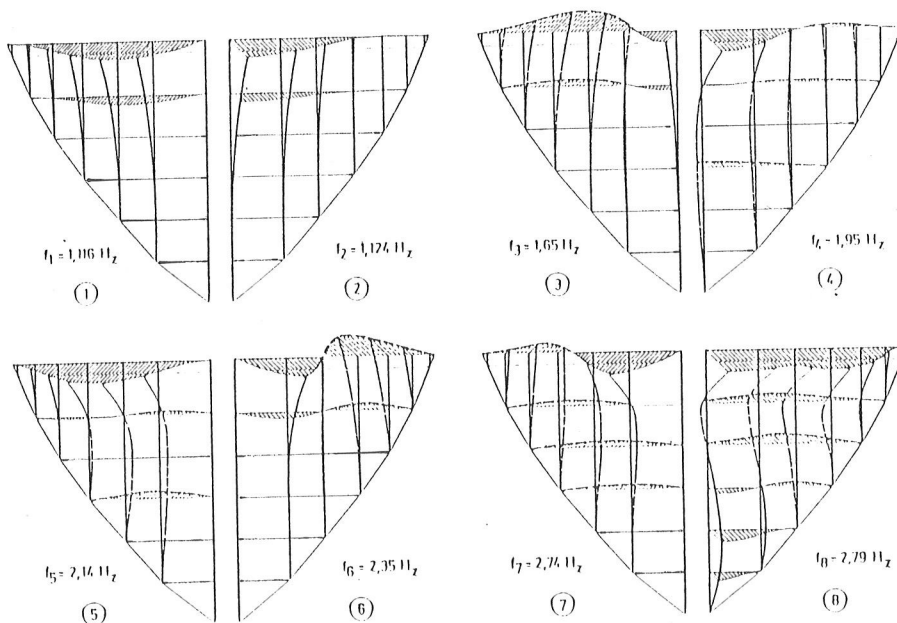


Abb. 1
Schwingungsformen
Gewölbemauer Dabaklamm
Eigenfrequenzen und
Eigenvektoren für
volles Becken

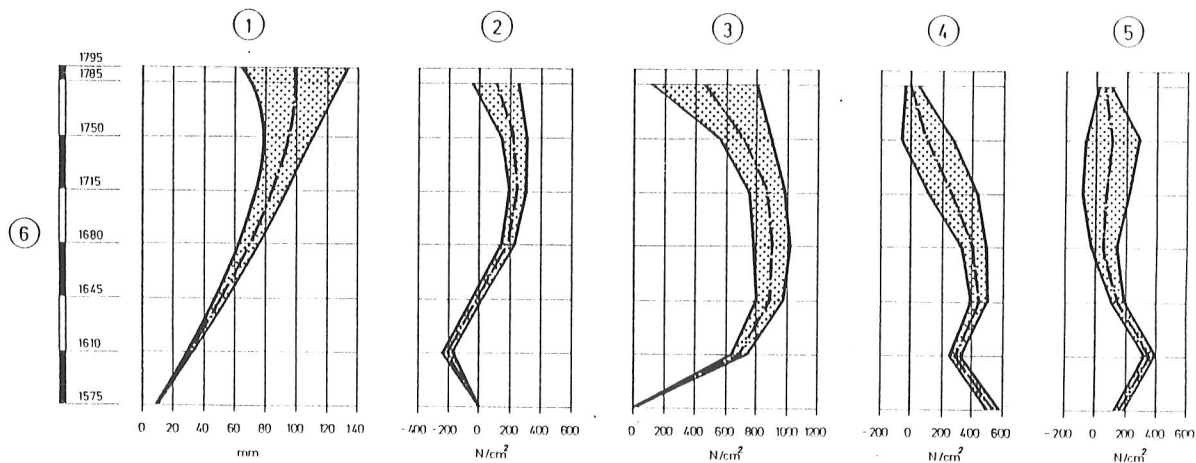


Abb. 2 Gewölbemauer Dabaklamm, Einfluß des Bemessungserdbebens

- ① Mittelschnitt Radialverschiebung
- ② Horizontalspannungen Luftseite
- ③ Horizontalspannungen Wasserseite
- ④ Vertikalspannungen Luftseite
- ⑤ Vertikalspannungen Wasserseite
- ⑥ Mauerhorizont

— — — — — Verschiebung bzw. Spannungen beim Hauptlastfall Vollstau
 ■■■■■■■■ Einfluß des Bemessungserdbebens

3. Meßtechnische Untersuchungen

3.1 Mikroseismische Messungen

3.1.1 Bereich der Gewölbemauer Schlegeis (Tirol)

Zunächst seien einige technische Daten der Gewölbemauer Schlegeis angeführt [4].

Die Gewölbemauer Schlegeis liegt in den Zillertaler Alpen am westlichen Rand des Tauernfensters im Zentralgneis. Der Speicher mit einem Nutzinhalt von 127,7 Mio m³ wird von einer 131 m hohen und 725 m langen Bogengewichtsmauer abgeschlossen. Das Betonvolumen von knapp 1 Mio m³ wurde in den Jahren 1969 bis 1971 eingebracht. Der Wasserspiegel wird im Frühjahr auf ca. Kote 1680 m abgesenkt und erreicht sein höchstes Niveau von 1782 m jeweils Anfang September. Die maximalen Wasserspiegelschwankungen erreichen daher 102 m in einem jährlichen Zyklus.

Ab dem Jahr 1970 während des 1. Teilstaubetriebes hat das Institut für Angewandte Geophysik, Universität München, unter Leitung von Herrn Professor Förtsch vorübergehend eine Erdbebenstation am tiefsten Punkt der Sperre betrieben. Später übernahm das Geophysikalische Institut der Universität Karlsruhe unter Leitung von Herrn Professor Fuchs die seismische Überwachung. Zunächst wurden 2 Stationen, eine anstelle der alten Station und eine im Bauleitungsgebäude oberhalb des linken Sperrenflügels, aufgestellt. Während des 2. Teilstaues 1971 wurde erstmalig die Stauhöhe von 100 m knapp überschritten, die häufig als eine kritische Marke bei der Beobachtung von induzierter Seismizität betrachtet wird. Während des Aufstaues wurden jedoch auch hier keine örtlichen Beben registriert (Abb. 3). Erst nach Überschreiten des Höchststaues (110 m) traten während des Abstaues lokale Ereig-

nisse auf, was sich auch in den folgenden Stauperioden wiederholte. Die Art der beobachteten Ereignisse blieb dabei immer gleich. Es handelte sich immer um Rucke mit einer durchschnittlichen Gesamtdauer von etwa 1 Sekunde, was einer Lokalmagnetude M_1 von ca. -1 entspricht. Die dabei abgestrahlte Energie läßt sich mit der empirischen Beziehung

$$\log E = 5,8 + 2,4 m \quad (\text{Guttenberg und Richter, 1956}) \text{ mit} \\ m \dots\dots\dots 0,63 M + 2,5$$

mit 10^7 bis 10^{12} erg abschätzen, während bekanntlich bei Schadensbeben Energie in der Größenordnung von mindestens 10^{17} erg frei wird.

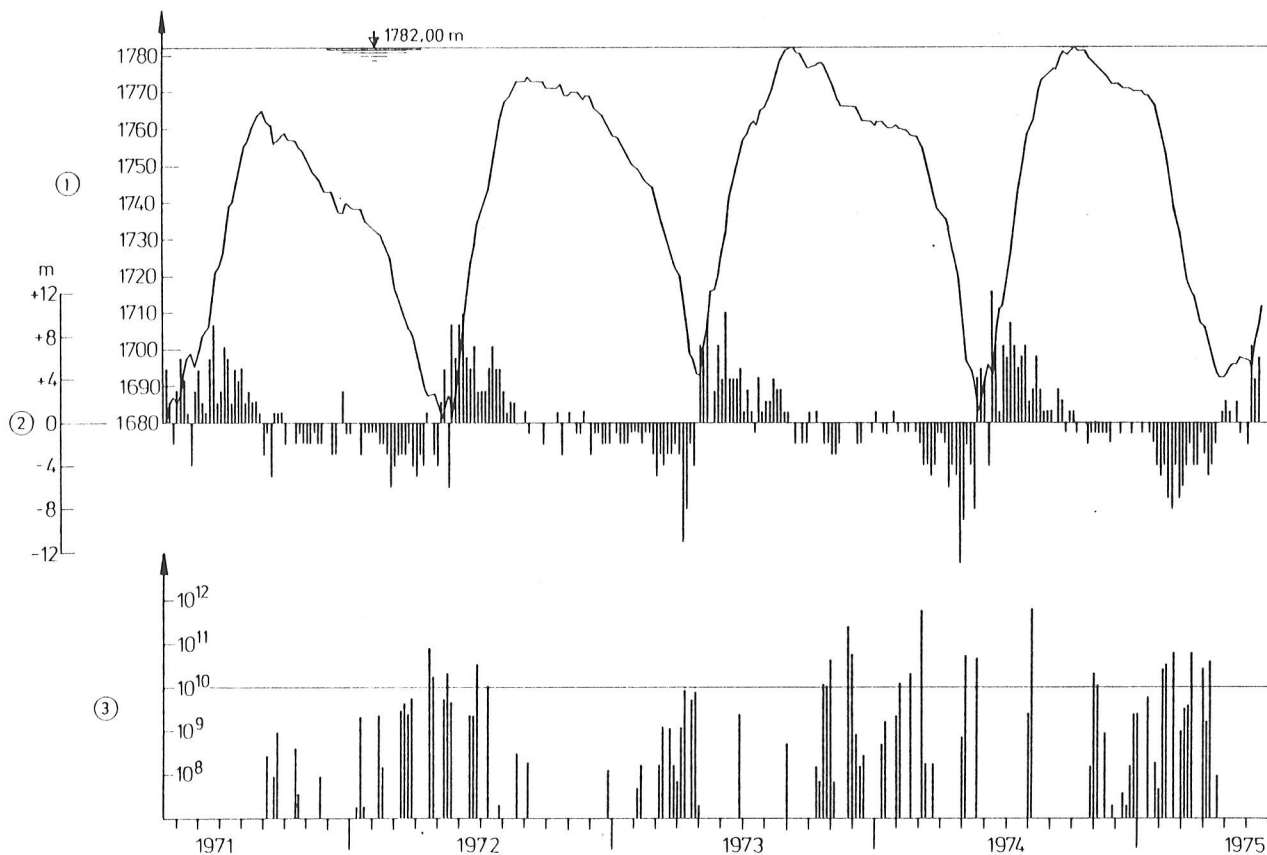


Abb. 3 Ergebnisse der mikroseismischen Messungen an der Sperrenstelle Schlegeis

- ① Speicherspiegel
- ② Änderung des Speicherspiegels innerhalb von 5 Tagen
- ③ Energie (erg) der Mikrobeben innerhalb von 5 Tagen

Die maximale Geschwindigkeitsamplitude erreicht etwa 10^{-3} cm/sec. Die vorherrschenden Frequenzen liegen bei etwa 15 Hz, woraus sich Verrückungsamplituden von etwa $0,1 \mu$ ergeben. Die je Stauperiode freiwerdende Energie entspricht übrigens in der Größenordnung den gemessenen Felsverformungen. Die zeitliche Verteilung dieser Mikrobeben weicht nun von der normalerweise für induzierte Beben gewohnten Verteilung ab, da die Beben nicht während des Höchststaus, sondern während des Abstaus auftreten. Für die Erklärung wurden einige verschiedene Theorien entwickelt, die im folgenden kurz erwähnt seien:

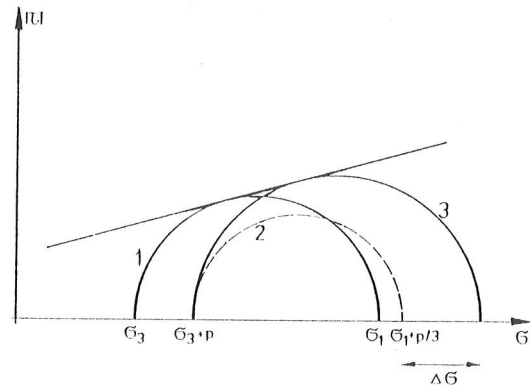


Abb. 4 Modell für das Speichern tektonischer Spannung bei Belastung. Kreis 1 markiert den Ausgangszustand, Kreis 2 die Verfestigung bei Erhöhung der Auflast, und Kreis 3 das Speichern von Horizontalspannung $\Delta\sigma$.

Blum [6] geht von einer durch die andauernde Einengung der Alpen wachsenden horizontalen Spannung in Richtung NNW-SSW aus, die auch der Geologe der Tauernkraftwerke AG, Dr. Mignon, vermutete. Wächst nun beim Aufstau die Auflast (Abb. 4), so ergibt sich eine Verfestigung, die die Aufnahme einer höheren Horizontalspannung ermöglicht. Bei der raschen Wegnahme der Auflast wird bei diesem neuen Spannungszustand die Bruchgrenze überschritten und es kommt zu ruckförmigen Ausgleichsbewegungen, wie sie in Form der Stöße beobachtet werden. Diese Erklärung würde bedeuten, daß sich die sonst über das ganze Jahr verteilten, ruckartigen Ausgleichsbewegungen nunmehr auf die Zeit des Abstaues konzentrieren. Wegen der geringen, aus dem Beobachtungsnetz abgeleiteten Herdtiefe von kleiner 300 m erscheint jedoch die Annahme einer Zeitverschiebung von fast einem halben Jahr kaum gerechtfertigt. Weiters liegen die Bebenherde nicht im Bereich der größten Wassertiefe, sondern mehr im Bereich der Staumauer selbst.

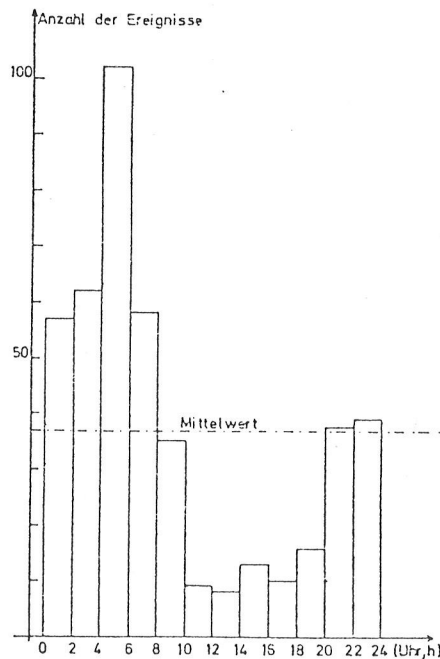


Abb. 5 Tageszeitliche Verteilung der lokalen Ereignisse von 1971 bis September 1975 mit deutlichen Vorzugszeiten (aus Blum, 1975)

Bock [7] hingegen geht von der beobachteten tageszeitlichen Verteilung der lokalen Ereignisse aus (Abb. 5). Vergleicht man nämlich die tägliche Bebenzahl und die mittleren Tagestemperaturen, so fällt auf, daß die Ereignisse überwiegend dann auftreten, wenn die Temperaturen unter den Gefrierpunkt absinken. Nun kann der Eisdruck in oberflächennahen Klüften durchaus zu Kluftauweitungen führen, deren Energie etwa jener der beobachteten abgestrahlten seismischen Energie entspricht. Nach dieser Theorie könnte jedenfalls nicht von induzierten Beben gesprochen werden, außerdem müßten die Ereignisse am ganzen Umfang des Stausees verteilt auftreten.

Ein dritter Erklärungsversuch geht davon aus, daß die beobachteten Herde der Seismizität durchwegs im unmittelbaren Sperrbereich, nicht aber im Bereich der größten Tiefe des Speichers geortet wurden. Die elastischen Felsverformungen der Aufstandsfläche erreichen im Maximum etwa 12 mm und klingen zu beiden Talflanken hin ab. Geht man nun von der Annahme aus, daß eine Zusammenrückung des Untergrundes bei der Belastung der Sperre stetig, die Rückverformung bei der Entlastung jedoch unstetig vor sich geht, so wäre eine einfache Erklärung für die gemessene "Seismizität" gegeben. Die tageszeitliche Verteilung der "Beben" ist damit allerdings nicht erklärt, doch liegen auch keine Aufzeichnungen über die tageszeitliche Verteilung der Felsverformungen vor.

Die von der TU Karlsruhe durchgeführten Berechnungen für die Bestimmung der Korrelation ergaben für alle 3 Hypothesen Werte, die z.T. deutlich über der Signifikanzschwelle für eine Wahrscheinlichkeit von 99 % liegen.

3.1.2. Bereich Molln (Oberösterreich)

In den über 1000 Jahre zurückreichenden Chroniken wurde für Oberösterreich bis 1966 kein Schadensbeben verzeichnet. Am 29.1.1967 trat nun während der Planungsarbeiten für den Speicher Molln (135 m hoher Erddamm, Speichereinhalte 450 hm³) im engsten Projektgebiet ein Beben mit der Intensität $I_0 = 6,75$ MS und einer Magnitude von 4,6 nach Richter auf. In der Folge wurde daher die seismische Station Molln in einem kurzen Stollen in einem kaum besiedelten Nebental errichtet, mindestens 500 m von möglichen Störquellen entfernt. Sie besteht aus einem kurzperiodischen Vertikalpendel von 1 Hz Eigenfrequenz, Verstärker (1:100 000), Linearschreiber und Quarzuhr und wurde 1972 in Betrieb genommen. Später wurde die Station durch zwei Horizontalkomponenten und eine Magnetbandregistrierung erweitert [8].

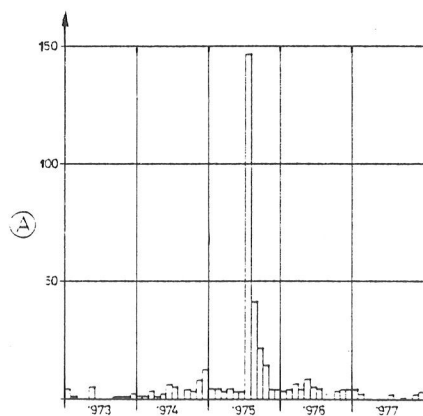


Abb. 6 (A) ... Anzahl der registrierten Ortsbeben an der Seismischen Station Molln

Die lokale Mikrobebentätigkeit ist erstaunlich gering. Trotz der extrem hohen Empfindlichkeit werden pro Jahr nur etwa 10 lokale Ereignisse registriert. Aufgrund der bisher rund 5 Jahre laufenden Aufzeichnungen der Mikrobebentätigkeit läßt sich der Wiederholungszeitraum für das oben erwähnte Beben von Molln in Übereinstimmung mit makroseismischen Daten mit rd. 2000 Jahren errechnen.

In den Jahren 1973 - 1975 wurde als erste Ausbaustufe des oben erwähnten Projektes Molln die Kraftanlage Klaus errichtet. Sie besitzt eine 55 m hohe Gewölbemauer, die die Steyr zu einem 7 km langen, engen Stausee mit rd. 13 hm³ Inhalt aufstaut. In der Mitte des Stauraumes bei der Ortschaft Steyrling war ein lokaler, sehr seichter Schwarmbebenherd bekannt.

Das Kraftwerk Klaus ging im Jahr 1975 in Betrieb und erreichte Ende April 1975 erstmalig den Vollstau. Am 11. Juli 1975 trat am Herd Steyrling und Umgebung eine Serie von Erdstößen auf. Die Daten des Hauptbebens lauten:

Epizentralintensität	$I_0 = 5,75$ nach Mercalli-Sieberg
Magnitude	$M = 1,25$ nach Richter
Herdtiefe	$h = 1,0$ km
Fühlbarkeitsradius	$R_3 = 4,5$ km.

12 Nachbeben erreichten die Fühlbarkeitsgrenze. Durch die empfindlichen Seismographen konnten außerdem ca. 150 Nachbeben aufgezeichnet werden. Im Oktober war dann noch ein leichter Erdstoß fühlbar, seither ist kein fühlbares Beben aufgetreten (Abb. 6). Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß kurz nach der erstmaligen Füllung des Speichers Klaus ein bereits bekannter Herd wieder aktiv wurde, aber bald wieder zur Ruhe kam.

Es sei hier aber besonders auf den äußerst kleinen Energieinhalt der Ereignisse hingewiesen. So hatte zum Beispiel das Friauler Beben einen um den Faktor 10^9 größeren Energieinhalt.

Die beiden erwähnten Beben von Molln und Steyrling zeigen die Problematik bei der Beurteilung, ob ein Beben zufällig auftritt oder ob es durch die Errichtung eines Stausees ausgelöst wird. Wäre das Beben von Molln z.B. nach der Füllung des Speicherbeckens eingetreten, hätte man den Stausee als alleinige Ursache angesehen.

3.2 Auswirkung von Makrobeben auf die Gewölbemauer Schlegeis

Im obersten Kontrollgang der Gewölbemauer Schlegeis wurde etwa in Mauermitte ein Strongmotion-Seismograph, Geotech S 13, installiert, der im Frequenzbereich von 0,5 - 10 Hz Schwingungen im Bereich von 0,01 - 0,50 g aufzeichnen kann. Die Friauler Beben des Jahres 1976 konnten in ihren Auswirkungen auf die Sperre, die etwa 130 km vom Epizentrum entfernt liegt, registriert werden. Die Auswertung dieser Schwingungsaufzeichnungen brachte eine gute Übereinstimmung mit den errechneten kleinsten Eigenfrequenzen der Mauer von etwa 2 Hz. Die gemessene Amplitude von etwa 1,3 mm erfordert eine maximale Erregerbeschleunigung von etwa 0,007 g, die dem sich aus der Bebenstärke im Epizentrum und der Entfernung von diesem zu erwartenden Wert entspricht.

3.3 Schwingungsversuche

3.3.1 Gewölbemauer Schlegeis

In den Jahren 1975 und 1976 wurden einige Versuche durchgeführt, durch Sprengungen Schwingungen der Bogengewichtsmauer anzuregen. Die Sprengungen wurden bei hohem Stauspiegel etwa 50 m von der Wasserseite der Mauer entfernt in Tiefen von 5-10 m unter dem Speicherspiegel mit Sprengsätzen von 60 - 500 g gelöst. Im obersten Kontrollgang waren bis zu 11 Horizontal-Seismometer und 5 vertikal registrierende Geophone aufgestellt.

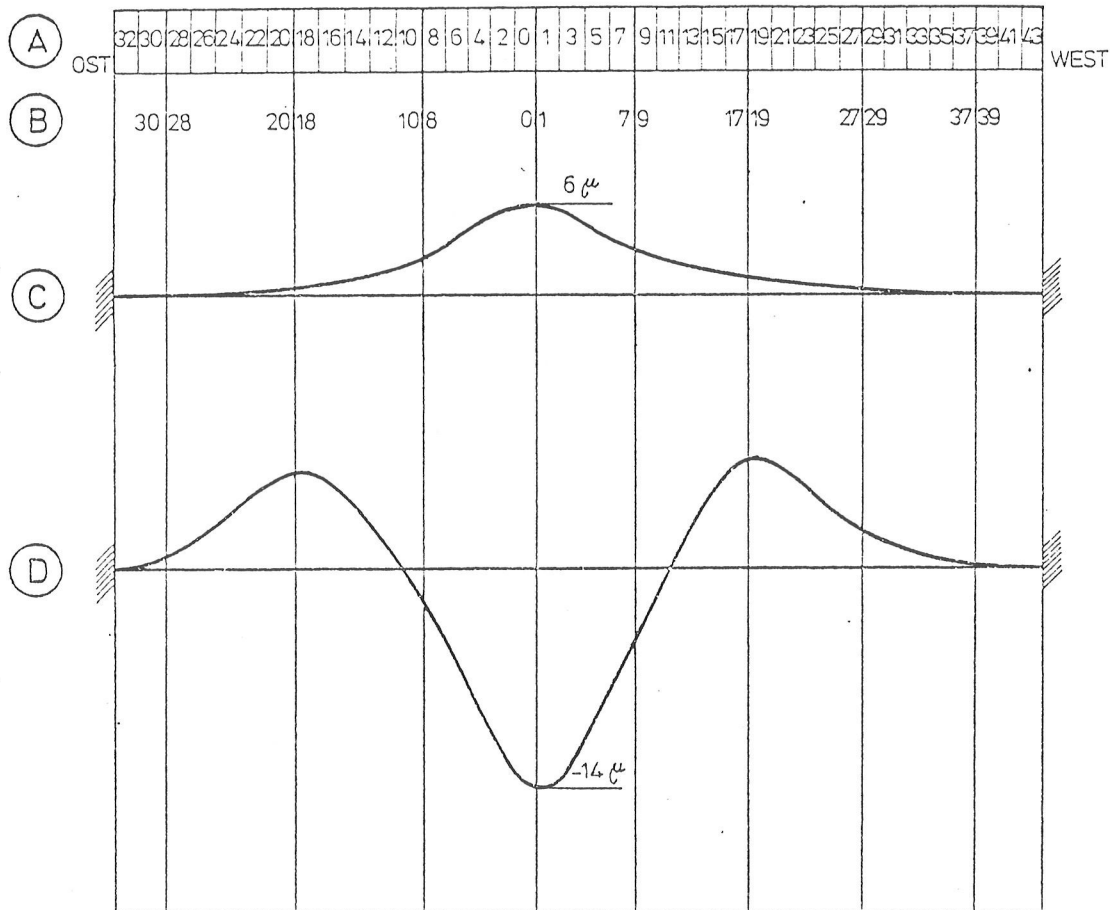


Abb. 7 Gewölbemauer Schlegeis, Schwingungsversuche bei Stauhöhe 1773 m

- (A) Kronenbogen, Nummer der Betonierblöcke
 - (B) Meßstellen im Kronenbogen, Nummer der Betonierblöcke
 - (C) Versuch 1, Sprengladung 750 g, 15 sek. nach Auslösung
 - (D) Versuch 2, Sprengladung 500 g, 9 sek. nach Auslösung
- Schwingungsfrequenz bei beiden Versuchen 1,8 Hz

Die Messungen bestätigten nicht nur die kleinste, rechnerisch ermittelte Eigenfrequenz von 1,8 Hz und die zugehörige Schwingungsform (Abb. 7), es konnte auch die Dämpfung für die aufgetretenen kleinen Schwingungen (Doppelamplitude bis zu 30μ) mit etwa 2 % abgeleitet werden.

Interessant war weiters, daß die maximalen Schwingungsamplituden der höheren Schwingungen infolge der stark unsymmetrischen Talform nicht in Mauermitte, sondern etwa in der Mitte des längeren Sperrenflügels auftraten, was übrigens ebenfalls den Berechnungsergebnissen entsprach.

3.3.2 Gewölbemauer Klaus

Die Gewölbemauer Klaus (55 m Höhe, 210 m Kronenlänge und 40.000 m³ Beton) besitzt zur Hochwasserabfuhr einen festen Überfallsrücken an der Sperrenkrone. Dieser Hochwasserüberfall besteht aus 5 Feldern mit je 9 m Breite. Es können bei einer Überfallshöhe von 2,8 m 340 m³/sec abgeführt werden. Da der Überfall je Laufmeter mit 7,5 m³/sec für Österreich verhältnismäßig hoch liegt und die Sperre an der Krone nur 2 m stark ist, sollte geprüft werden, wie weit die Sperre durch den Überfall zu Schwingungen angeregt wird.

Im Zuge der statischen Berechnung der Sperre wurde die Eigenfrequenz nach Copen (IX ICOLD 34/14) errechnet. Es ergab sich für die symmetrische Welle eine Eigenfrequenz von 5,4 Hz, für die unsymmetrische Welle von 6,3 Hz.

An der Gewölbemauer wurden zweimal Schwingungsmessungen durchgeführt. Im April 1975 war die Sperre zwar im wesentlichen fertig betoniert, jedoch waren die vertikalen Blockfugen im oberen Bereich noch nicht injiziert, der Stau hatte noch nicht begonnen. Der zweite Versuch im Juni 1975 wurde bei fertiggestellter Sperre und hohem Stau durchgeführt. Die Impulse wurden durch plötzliche Be- bzw. Entlastung der stark überhängenden Sperrenkrone mit etwa 5 to aufgebracht. Das Ergebnis zeigt den großen Einfluß der Fugeninjektion und des Stausees,

	April	Juni
Frequenz	6,0	6 - 20
Logarithmisches Dekrement	0,11	0,35 (bei 6 Hz)
Dämpfung	1,8	5,5
Amplitude 1 sek. nach Impuls	5	0,4
Mitschwingender Sperrenkörper	ca. 6.000 to	ca. 15.000 to

Auch bei einer Schwingungserregung über den durch die Mauer führenden Grundablaß und den 200 m luftseitig der Sperre ausmündenden Umlaufstollen ergaben sich Mauerschwingungen von 6 Hz mit Doppelamplituden von 5 bzw. 9 μ .

Kurz nach Erreichen des ersten Vollstaues trat am 1.7.1975 Hochwasser auf. Es wurde dabei eine Wasserhöhe von 1,40 m über dem Überfallsrücken erreicht. Während des ganzen Ereignisses wurden an der Sperrenkrone mit den seismischen Geräten Schwingungsmessungen durchgeführt. Die Frequenz lag wieder klar bei 6 Hz, die Schwingungsweite stieg etwa linear mit der Überfallshöhe und betrug max. 9 μ in radialer Richtung. Die Schwingungen in tangentialer Richtung waren um eine Zehnerpotenz kleiner.

Bei dem Hochwasser vom 1.8.1977 wurde eine Wasserhöhe von 1,80 m über dem Überfallsrücken erreicht und Doppelamplituden von ca. 10 μ gemessen.

4. Zusammenfassung

In den letzten Jahren wurde in Österreich mit der Behandlung der Schwingungsprobleme von Gewölbemauern und der Frage der induzierten Beben begonnen. Für die analytischen Untersuchungen wurde das Lastaufteilungsverfahren weiterentwickelt. Mehrere seismische Stationen ermöglichen die Erfassung der Mikrobeben im Bereich von Speichern sowie des Schwingungsverhaltens der Gewölbemauer selbst. Die Untersuchungen werden weitergeführt.

Literatur

- [1] Clough W. Earthquake response of structures
Earthquake Engineering, Prentice Hall 1970
- [2] Tremmel E. Estimation of the influence of forced vibration
on the stress imposed on arch dams
C 14 ICOLD 1961
- [3] Großmayer R. ... Grundlagen einer stochastischen Theorie zur
Ermittlung des Erdbebenrisikos von Bauwerken
Österr. Ingenieurzeitschrift 1978

Stochastische Zuverlässigkeitsanalyse
erdbebenerregter Strukturen
Dissertation Techn. Universität Wien 1975
- [4] Widmann R. The dams of the Zemm Hydroelectric scheme
World dams today 1970
- [5] Gangl G. Die Erdbebentätigkeit in Österreich,
Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik 1969/7

Karnik V. Seismicity of the European area
Reidel - Dordrecht 1969
- [6] Blum R. Seismische Überwachung der Schlegeis-Talsperre
Dissertation an der Fakultät für Physik TH Karlsruhe 1975
- [7] Bock G. Induzierte Seismizität: Modelle und Beobachtungen
am Schlegeis- und Emosson-Stausee
Dissertation an der Fakultät für Physik der TH Karlsruhe 1978
- [8] Drimmel J. Die seismische Station Molln
Österr. Wasserwirtschaft 1974/11

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

"PRÜFUNG VON ASPHALTBETONAUSSENDICHTUNGEN
AUF SCHÜTTDÄMMEN IN SITU"

Dipl.Ing. Hans Grassinger

E I N L E I T U N G

Konstruktion und Aufgabe der untersuchten Dammdichtungen werden als bekannt vorausgesetzt und in diesem Beitrag nicht näher behandelt [1] (Bild 1 - Zeichnung). Bei Ottensheim-Wilhering und Altenwörth wird Dichtasphalt verwendet; einlagig 8 cm, H_a (rechn.) und max. 3,6 %, Wasserdurchlässigkeit: 3 cm³/m²/sec. - keine Toleranzen zugelassen.

Als bei der Errichtung des Donaukraftwerkes Ottensheim-Wilhering erstmals Asphaltbeton als Außendichtung eines größeren Abschnittes der Rückstaudämme verwendet wurde [2] (Bild 2 - Foto) (49.157 m²), wollte und konnte sich die österreichische Donaukraftwerke AG nicht mit den bisher im Asphaltwasserbau üblichen Prüfungen des fertigen Belages - je 1.000 m² ein Aushackstück oder Bohrkern zur Laboruntersuchung bzw. Dichtheitsprüfungen mittels Wasserdruckes oder Vakuum - zufrieden geben, da ein Reparaturrisiko, wie es bei einem Speicher oder Ausgleichsbecken noch in Kauf genommen werden könnte, am Donaustrom völlig ausgeschlossen werden mußte. Eine wirkungsvolle, einfache Methode, mit der ein möglichst dichtes Netz von Kontrollmessungen auf dem fertigen, verdichteten Belag durchgeführt werden konnte, mußte gefunden werden (Bild 3 - Foto).

Die "Fehlerstellenortung":

Es wurden nun mit einer nuklearen Oberflächensonde (Typ: Berthold) [3] (Bild 4 - Foto) Versuchsmessungen vorgenommen, die schon ziemlich bald zu einer brauchbaren Prüfmethode führten:

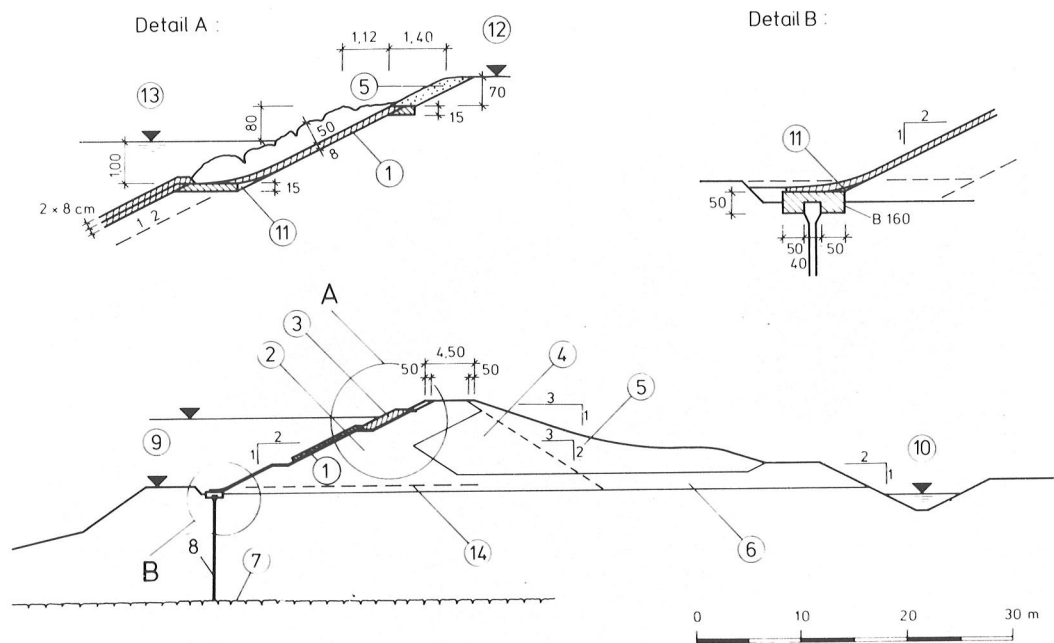


Abb. 1: Donaustufe Altenwörth - Dammquerschnitt

- | | |
|----------------------------|------------------------------|
| (1) Asphaltbeton | (8) Schmalwand, Type ETMO |
| (2) Kies, verdichtet | (9) Urspr. Geländeoberfläche |
| (3) Steinwurf | (10) Begleitgraben |
| (4) Ausand, verdichtet | (11) Einstreukeil |
| (5) Dammschulter (Ballast) | (12) Dammkrone (MW + 1,50 m) |
| (6) Kies (Drainage) | (13) Mittel-Wasserspiegel |
| (7) Schlier | (14) Aushub, 50 cm tief |

Die Meßtiefe des zerstörungsfrei arbeitenden Prüfgerätes beträgt 15 cm (Bild 5 - Zeichnung); der Meßwert ist das Raumgewicht des darunterliegenden Halbraumes. Bei einer Belagsdicke von 8 cm geht ein wenn auch proportional kleinerer Anteil des Untergrundes mit seinem niedrigeren Raumgewicht in den Meßwert ein, d.h. es entsteht ein Mischwert aus dem Raumgewicht des Untergrundes und dem Raumgewicht des Asphaltbetons. Dieser auf den ersten Blick unbrauchbar erscheinende Meßwert ergibt jedoch, nachdem das Meßgerät auf einer Testfläche (Bild 6 - Zeichnung) erreicht wurde, eine sehr klare Aussage über die Qualität der geprüften Belagsfläche und zwar:

- 1) Der Meßwert ist unterkritisch: Der Belag ist in Ordnung, d.h. er entspricht den Kennwerten der Eichfläche, welche durch eingehende Untersuchungen festgestellt wurden.
- 2) Der Meßwert ist kritisch oder darüber:
 - a) Das Raumgewicht des Belages ist zu niedrig, d.h. der Hohlraumgehalt ist zu hoch, die Wasserdichtheit nicht mehr gewährleistet.
 - b) Das Raumgewicht des Belages ist zwar hoch, aber der Untergrundeinfluß ist stark, d.h. der Belag ist an dieser Stelle zu dünn, daher ist seine Stand-sicherheit und Unempfindlichkeit gegen Schiffsstoß nicht mehr gegeben.

Da die beiden Kennwerte "Belagsdicke" und "Hohlraumgehalt" neben der Einhaltung



Abb. 2: Herstellung des Asphaltbeton-Belages



Abb. 3: Radiometrisches Meßgerät



Abb. 4: "Fehlersuche" auf dem fertigen Belag

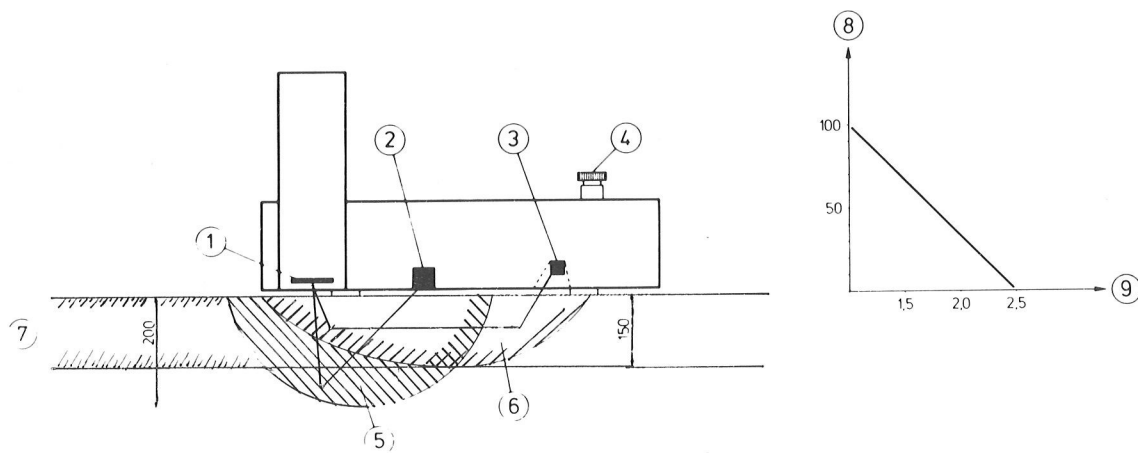


Abb. 5: Funktionsschema der Oberflächensonde

- | | |
|---------------------|----------------------------|
| (1) Szintillator | (6) Dichtebereich |
| (2) Neutronenquelle | (7) Asphaltbetonlage |
| (3) Gammastrahler | (8) Anzeige des Meßgerätes |
| (4) Einstellknopf | (9) Dichteskala |
| (5) Feuchtebereich | |

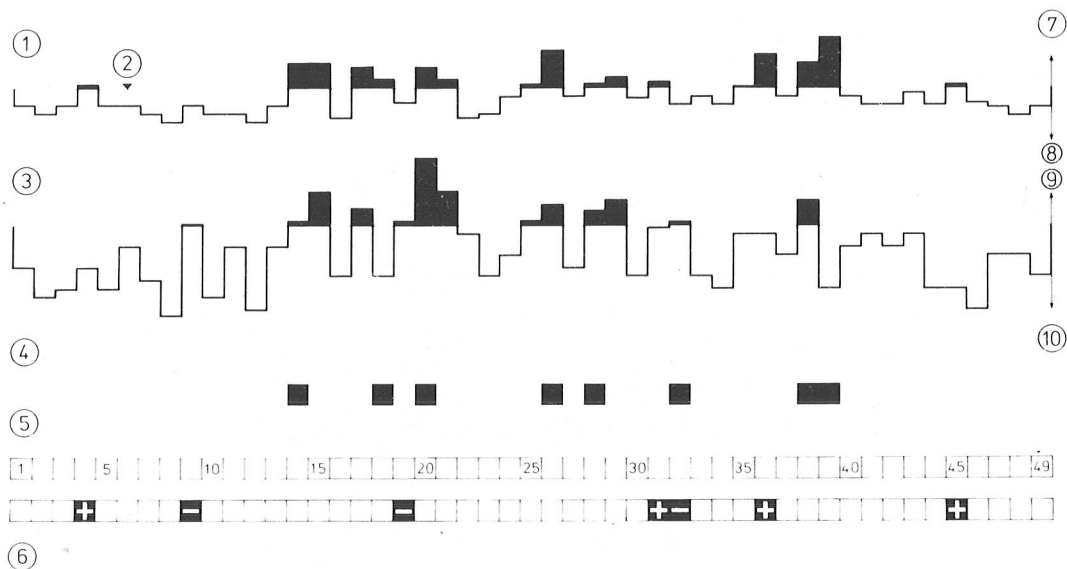


Abb.6: Ergebnis einer Eichung

- | | |
|---------------------------|------------------------------------|
| (1) Fehlerstellenortung | (6) In Übereinstimmung mit Fehler- |
| (2) Grenzwert der Eichung | ortung: 42 Stück, d.s. 86% |
| (3) Belagsdicke H_a | (7) Schlechte Anzeige |
| (4) Wasserdurchlässigkeit | (8) Gute Anzeige |
| zu groß | (9) Belag zu dünn |
| (5) Prüfungsnummern | (10) Belag dicker als erforder- |
| | lich (8 cm) |

Asphaltbetonrezeptur die Haftungskriterien für einen Dichtungsbelag darstellen, ist der erhaltene Meßwert eine eindeutige Qualitätskontrolle.

Dazu ist nur noch zu sagen, daß das zur Hohlraumbestimmung notwendige spezifische Gewicht des Mischgutes bei einer modernen, laborüberwachten Mischanlage als konstant zu betrachten, bzw. stets bekannt ist.

Wird nun eine fehlerhafte Belagstelle in dem sehr dicht zu haltenden Prüfungs- raster festgestellt (Bild 7 - 10 - Fotos), so wird dort eine Bohr- oder Aushack- probe entnommen, die Fehlerursache durch Messung der Belagsdicke und (oder) durch Laboruntersuchung festgestellt und nach Eingrenzungsmessungen, die in beliebig dichten Abständen von der Fehlerstelle ausgehend deren Ausbreitung feststellen, saniert. Gegen Ende der Belagsarbeiten an der Donaustufe Altenwörth wurde bereits auf eine Probeentnahme an georteten Fehlerstellen verzichtet, da sich die Über- einstimmung zwischen Ortungsmessung und Probeuntersuchung als so genau erwies, daß sofort nach Feststellung einer Fehlerstelle, ohne Aufenthalt durch die auf der Böschung immer etwas umständliche Probeentnahme, die Sanierung durch Aufdopplung des Belages durchgeführt wurde.

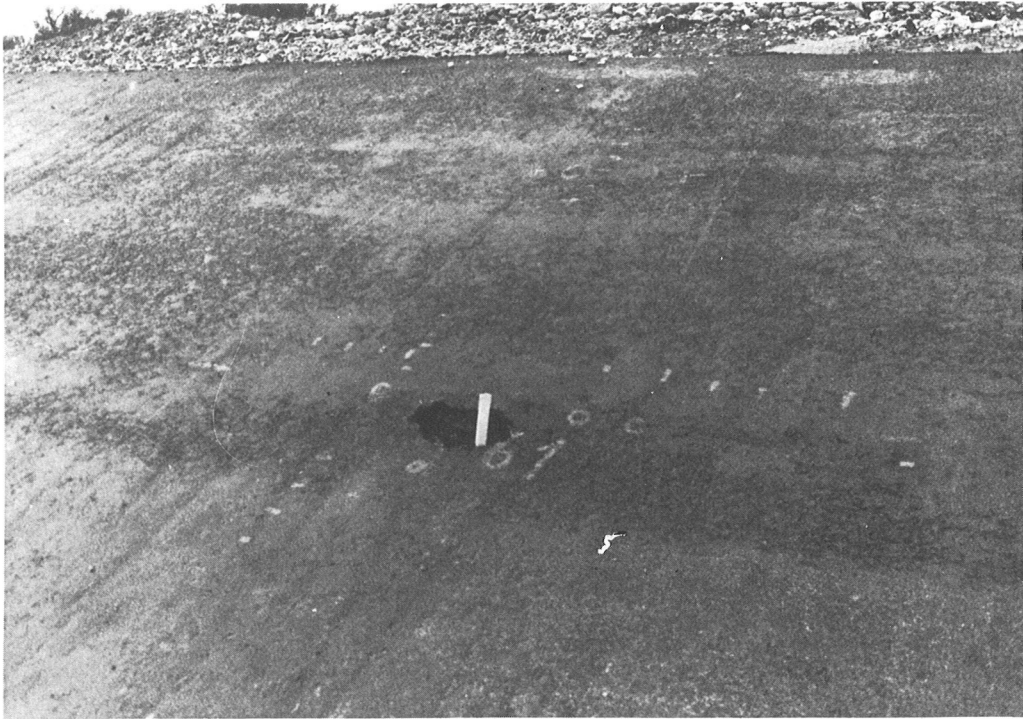


Abb. 7: Schadhafte Belagstelle mit Eingrenzung des Fehlers



Abb. 8: Ausgehackte Schadensstelle



Abb. 9: Bohrkernentnahme eines Probestückes



Abb. 10: Loch im Belag und entnommenes Probestück

Statistik:

Asphaltbetonaußendichtung auf den Rückstaudämmen der Donaustufe Altenwörth:
366.000 m² (mittlere Böschungslänge ca. 6 m).

Fehlerstellenortungsmessungen: 6.515 (ca. 1 Kontrolle pro 60 m²).

Geortete Fehlerstellen: 79 (1,2 % der Messungen).

Sanierte Belagsfläche: 1.970 m² (0,5 % der Gesamtfläche).

Übereinstimmung: Fehlerstellenortung - Probeuntersuchung:

Bei sachgemäßer Anwendung eines geeigneten nuklearen Oberflächenprüfgerätes: 100 %.

Zusammenfassung:

Konventionelle in situ-Prüfmethoden an Asphaltbetondichtungsbelägen und deren Nachteile:

1) Bohr- oder Aushackprobe und Laboruntersuchung:

Nachteile: Weitgezogener Prüfungsraaster (alle 1.000 m²), Entnahme automatisch oder bestenfalls nach optischen Kriterien, Tagesnähten usw., Perforation von oftmals einwandfreien Belagsflächen mit nachfolgenden mangelhaftem Verschuß durch eingestampftes Mischgut.

2) Dichtheitsprüfungen auf der Belagsoberfläche durch Aufsatzgeräte mit Wasserdruck oder Vakuum:

Nachteile: Umständliche und zeitraubende Klebearbeit auf dem Belag, daher ebenfalls nur sporadische Kontrollen; keine Aussage über die Belagsdicke, sowie den Hohlraumgehalt: Schon ein dünner Mastixfilm auf der Oberfläche kann eine vollständige Wasserundurchlässigkeit hervorrufen, obwohl der darunterliegende Belag hohlraumreich sein kann.

Die Vorteile der Fehlerstellenortungsmethode mit dem nuklearen Oberflächenmeßgerät:

1) Prüfungsraaster ca. 20-mal so dicht wie bei den konventionellen Methoden und je nach Anforderung beliebig verdichtbar.

2) Zerstörungsfrei, solange der zu prüfende Belag in Ordnung ist, bei Fehlerortung aber konzentrierte, gründliche Untersuchung und nachfolgende flächige Sanierung.

Am Beispiel "Donaustufe Altenwörth":

Es wären nach den in Österreich allgemein angewandten Prüfungsrichtlinien für den Asphaltwasserbau 366 Bohrprobenentnahmen notwendig gewesen (von denen mit großer Wahrscheinlichkeit nur ein Bruchteil echte Fehlerstellen aufgezeigt hätte); mit Hilfe der Fehlerstellenortungsmethode verringerte sich die Zahl der Belagsperforationen auf 74 (20 %) und diese mußten nur an wirklich fehlerhaften Stellen vorgenommen werden.

Messung und Meßgeräte:

Die Meßzeit für eine Meßstelle beträgt 2 Minuten, bei besonders rauher Belagsoberfläche und deren Vorbereitung 5 Minuten. Die Kontrolleichung des Meßgerätes wird vor und nach jedem größeren Einsatz vorgenommen und dauert etwa 10 Minuten. Das Bedienungspersonal besteht aus 1 Prüftechniker und 1 Meßgehilfen (Kraftfahrer).

Radioaktivität der Strahlenquelle: $3 \text{ m Ci} - \text{Cs}^{137}$
(für Feuchtemessung: 30 m Ci Am-Be 241)

Daher sind alle einschlägigen Strahlenschutzvorschriften zu beachten.

Mit diesem Diskussionsbeitrag sollte ein weiteres Anwendungsbeispiel für den Einsatz nuklearer Materialprüfgeräte berichtet werden.

Literatur:

- 1 Neiger, F.: Das Donaukraftwerk Altenwörth
ÖWW, 26.Jg. (1974), H.5/6, S.105-116
- 2 Grassinger, H.: Kontrollmessungen bei der Errichtung der Rückstaudämme
ÖZE, 26.Jg. (1973), H. 10, S.455 - 459
- 3 Wendt, D.: Dichtemessungen an Erdstoffen mit Gammastrahlensonden im
Erd- und Grundbau.
Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser-
und Grundbau, Berlin (1964), H. 12, S.141

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

DER EINFLUSS DER ZEITABHÄNGIGEN VERFORMUNGEN DES BETONS AUF DAS VERHALTEN VON GEWÖLBESPERREN

Baurat h.c.Dipl.Ing.Dr.techn.Helmut Flögl

1. EINFÜHRUNG

Bei Gewölbesperren soll bekanntlich die Aktivierung des Gewölbes durch Injektionen der Radialfugen bei möglichst tiefen Betontemperaturen erfolgen, also nach Abklingen der Hydrationswärme und sommerlichen Erwärmung des Betons, damit bei Vollstau die Zugspannungen an der Wasserseite möglichst klein bleiben. Eine tiefe Fugenschlußtemperatur muß daher besonders dann erreicht werden, wenn der Vollstau auch am Winterende gegeben ist. Außer durch die Temperaturabnahme im Beton tritt aber auch unter Dauerlast durch das Kriechen des jungen Betons, manchmal auch der Felswiderlager, sowie durch das Schwinden eine zeitabhängige Verformung des Sperrengewölbes ein, die großteils irreversibel ist und schon vielfach beobachtet werden konnte.

So wurde über die elastischen und plastischen Verformungen der 83 m hohen Schweizer Gewölbesperre Rossen während einer 15-jährigen Beobachtungsperiode in Lit. 1 berichtet. Ausgang dieser Untersuchung war das in Vorversuchen festgestellte Kriechen der der miozänen, maritimen Molasse angehörenden Sandsteine der Sperrengründung. Die zeitabhängigen Verformungen des in einem Alter von 1 bis 3 Jahren durch den Stau belasteten Sperrenbetons erreichten nach 1 Jahr ihren annähernden Größtwert und waren nach 4 Jahren vollständig abgeklungen. Der E-Modul des Fels wurde von $E_r = 90.000 \text{ kp/cm}^2$ auf $V_r = 40.000 \text{ kp/cm}^2$ reduziert, bei einer elastischen Verformung des mehrere Jahre alten Betons mit $E = 380.000 \text{ kp/cm}^2$; der maximale Endkriechwert des Betons wurde mit $\varphi_t = 0,002 \text{ ‰}$ angenommen.

Nach Überlegungen, die für den Fugenschluß an der Rannatalsperre in Oberösterreich angestellt wurden (Lit.2), sind durch die zeitabhängigen Verformungen des Betons dann wesentliche Änderungen im Spannungszustand der Sperre zu erwarten, wenn der Vollstau schon wenige Monate nach Betonierung der Sperrenkrone erreicht wird und durch das unterschiedliche Betonalter die Sperre sich in den untersten, älteren Bereichen nicht nur wegen des größeren E-Moduls (Bild 1), sondern auch wegen des geringeren Kriechens des Betons steifer verhält als die Sperrenkrone. Erfolgt dagegen die Belastung der Sperre erst nach mehreren Jahren, so ist das Kriechen des Betons nur noch klein, sodaß die Unterschiede in der zeitabhängigen Verformung infolge des unterschiedlichen Betonalters keine spürbaren Auswirkungen

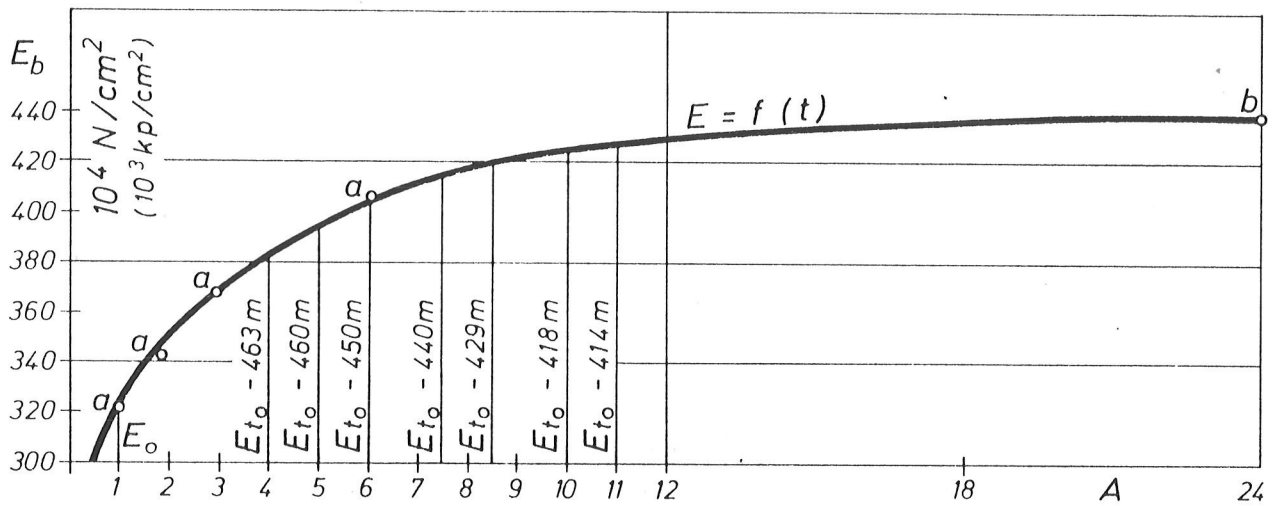


Abb. 1: Zeitabhängige Zunahme des E-Moduls des Betons der Sperre Klaus (220 daN PZ 275/m³; W/Z = 0,5, 4 % Luftporen, 2500 daN/m³ Frischbetongewicht; 268,6 J/g nach 7 Tagen; Zuschlagstoffe aus Dolomit-Flußschotter) 1 daN = 1 kp

- (a) Versuchsergebnisse bei Wasserlagerung 20°
- (b) Bohrkerne (Mittelwert) aus Basis und Krone
- (A) Betonalter in Monaten
- (E₀) E-Modul im Betonalter von 28 Tagen (325.000 daN/cm²)
- (E_{t₀}) E-Modul des Betons zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns (t₀ - Kriech-Schonzeit)

mehr haben. Infolge des Kriechens sind daher Spannungsumlagerungen weniger bei sehr großen Talsperren, sondern eher bei kleinen Sperren zu erwarten. Nachdem die zeitabhängigen Verformungen großteils irreversibel sind, also zu einem unelastischen Schrumpfen des Gewölbes führen, dem nur eine wesentlich geringer bleibende Verbiegung im Vertikalschnitt gegenübersteht, bleibt auch nach einem Abstau und einer neuerlichen Belastung durch einen Wiederaufstau die erhöhte Kragträgerspannung erhalten, soweit nicht durch eine Injektion der Radialfugen die Verkürzung des Gewölbes ausgeglichen wird. Ob durch das nachträgliche Kriechen des älteren Betons des unteren Sperrenbereiches, wie dies nach neueren Kriechversuchen zum Teil gegeben sein soll (Lit.3), eine Relaxation eintritt, die sich über mehrere Jahre erstrecken müßte, soll auch geprüft werden.

2. DAS KRIECHEN DES BETONS

Über das Kriechen des Betons sind seit 50 Jahren eine große Zahl von Versuchen und mehr als 500 Publikationen veröffentlicht worden, die zum Teil recht unterschiedliche Ergebnisse aufweisen. Man kann annehmen, daß die zeitabhängigen Gesamtverformungen unter Dauerlast etwa proportional den Spannungen und annähernd gleich für Zug und Druck verlaufen; ferner, daß neben irreversiblen Verformungen auch reversible Verformungen gegeben sind, die zum Teil schon innerhalb des ersten Belastungstages auftreten, und daß sowohl Belastungsalter wie auch die Austrocknung des Betons einen außerordentlich großen Einfluß auf die Kriechverformungen haben. So beträgt nach Lit. 4 und 5 die Kriechverformung bei Wasserlagerung des Betons

2,5 - 3,5 mal weniger als bei Luftlagerung. Auch die Zuschlagstoffe, der Zement- und Wassergehalt des Betons beeinflussen das Kriechen. Es ist daher vollständig ungewiß, ob und mit welchen Annahmen die Ergebnisse der Kriechversuche an Probekörpern von nur wenigen Zentimetern Querschnitt für die Ermittlung des Kriechverhaltens eines mehrere Meter dicken Sperrbetons verwendet werden können. Um diese

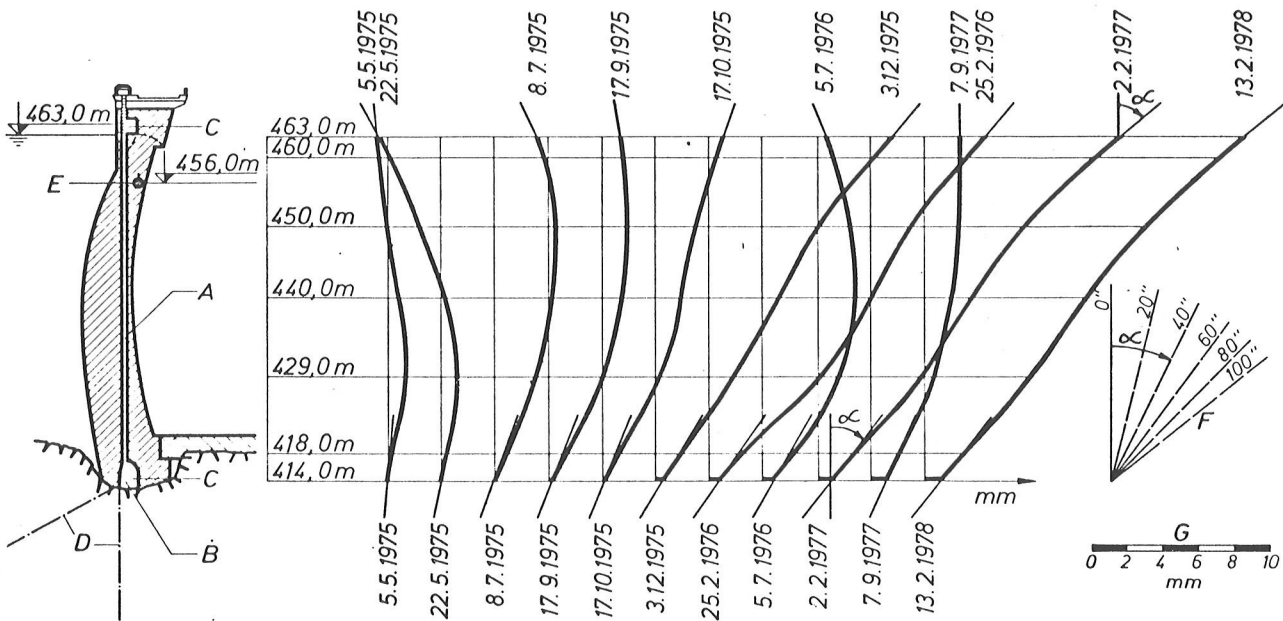


Abb.2: Gemessene radiale Verschiebung des Mittelschnittes der Sperre Klaus zu verschiedenen Zeitpunkten.

- (A) Lotschacht
- (B) Kontrollgang
- (C) Klinometer
- (D) Extensiometer (L = 40 m)
- (E) Betontemperaturmeßstellen TL 42
- (G) Verschiebungsmaßstab

offene Frage zu beantworten, wurden an der kleinen Gewölbesperre Klaus der Ennskraftwerke AG, aus den in der Beobachtungsperiode von April 1975 bis März 1978 gemessenen radialen Verschiebungen des Mittelschnittes (Bild 2) die ideellen Verformungsmoduln des Betons für mehrere Horizonte rückgerechnet.

3. BESCHREIBUNG DER GEWÖLBESPERRE KLAUS

Die den Fluß Steyr in Oberösterreich aufstauende, doppelt gekrümmte Gleichwinkelsperre Klaus, deren Horizontalschnitte vom Kreis in der Basis über Ellipsen zum Parabelbogen der Krone übergehen, hat eine maximale Höhe von 55 m, bei einer Kronenlänge von 188 m, einer Kronenbreite von 2 m, einer Basisbreite von 9,4 m und einem Betonvolumen von 39.000 m³. Das Speichervolumen beträgt 12,6 hm³, zuzüglich eines Hochwasserretentionsraumes von 7,8 hm³ bei einem Überstau von 3 m. Ein Hochwasserüberfall bis zu 600 m³/s über die Sperre erforderte ein massives Tosbecken, das nach den Messungen die horizontale Verschiebung des Sperrenfußes einschränkte. Die Betonierung der Sperre erfolgte vom Juli 1974 bis März 1975, der Aufstau im Mai und Juni 1975, sodaß der Sperrbeton bereits im Alter von etwa 4 Monaten im Kronenbereich und im Alter von 11 Monaten an der Basis durch den Vollstau belastet

wurde. Die Sperre Klaus eignete sich für Kriechuntersuchungen wegen dieser frühzeitigen und im weiteren konstant bleibenden Belastung durch den Vollstau besonders gut.

4. SPERRENGRÜNDUNG UND FELSMODUL

Das Gründungsgestein besteht aus festem obertriasischem Dolomit mit einzelnen eingeschlossenen Zerreibungszone. In einem Aufschlußstollen durchgeführte Stempeldruckversuche ergaben in horizontaler Richtung einen Verformungsmodul des Fels von $E_r = 130.000 \text{ kp/cm}^2$, in vertikaler Richtung jedoch eine wesentlich größere Verformbarkeit. Der Verformungsmodul des Fels konnte außerdem aus den in Sperrenmitte ständig durchgeführten Klinometermessungen festgestellt werden (Bild 3). An den Talhängen der Aufstandsfläche mußte dagegen die Felsverformung mit Berücksichtigung der angeführten Messungen und der geologischen Erkundung angenommen werden, weil in diesem Bereich keine Extensometer eingebaut wurden und die Felsverformung nicht unmittelbar gemessen werden konnte. Der Felsmodul wurde nach Bild 3 angenommen, wobei aber zur

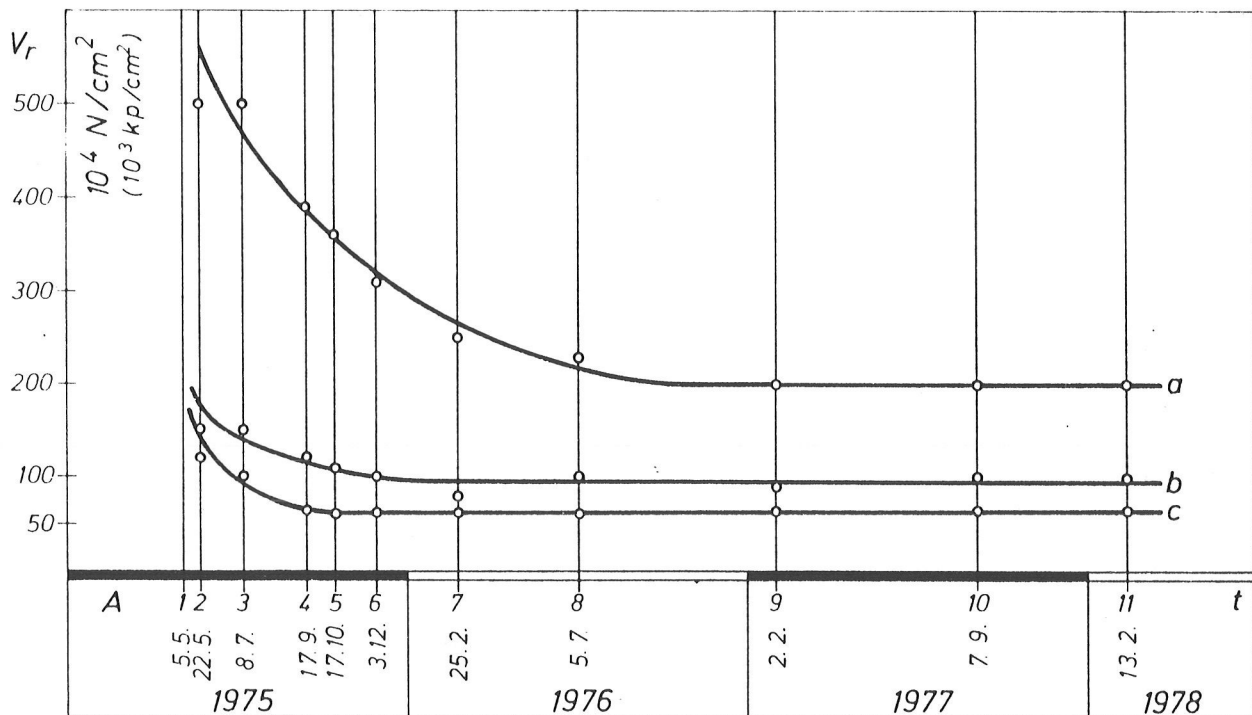


Abb.3: Sperre Klaus - Felsmodul (V_r)

- (a) V_r aus Meßwerten der radialen Verschiebung in Höhe 414 m (Behinderung durch Tosbecken)
- (b) V_r aus Meßwerten der radialen Verdrehung in Höhe 414 m
- (c) V_r angenommen für die Sperrenhorizonte 429 bis 460 m
- (A) Belastungsfall

Berücksichtigung bleibender Widerlagerdeformationen 3/4 der im Sommer bei großen Kämpferkräften eingetretenen Felsverformungen als bleibend dem folgenden Winterlastfall mit wesentlich kleineren Kämpferkräften zugrundegelegt wurden. Die Trennung der zeitabhängigen Fels- und Betonverformbarkeit konnte somit nur annähernd erfolgen.

5. ERMITTLUNG DER VERFORMUNGSMODULN DES SPERRENBETONS

Die radiale Verschiebung des Mittelschnittes der Sperre wurde durch ein Pendellot, durch Klinometermessungen an der Krone und Sohle, durch ein Telerocmeter und durch sehr sorgfältig an sechs Punkten des Mittelschnittes durchgeführte geodätische Messungen festgestellt. (Bild 2 und 4). Das statische System der Sperrenberechnung und der Rückrechnung der Verformungsmoduln bestand aus 5 Bögen und 9 Kragträgern, wobei der radiale, tangentielle und Torsionsausgleich mittels der Elastizitätsgleichungen durchgeführt wurden. Der Temperaturanteil an der Sperrenverformung konnte mit Hilfe der vorliegenden Temperaturmessungen des Sperrenbetons annähernd berücksichtigt werden. Die Temperaturdehnzahl des Betons mit 220 kg/m^3

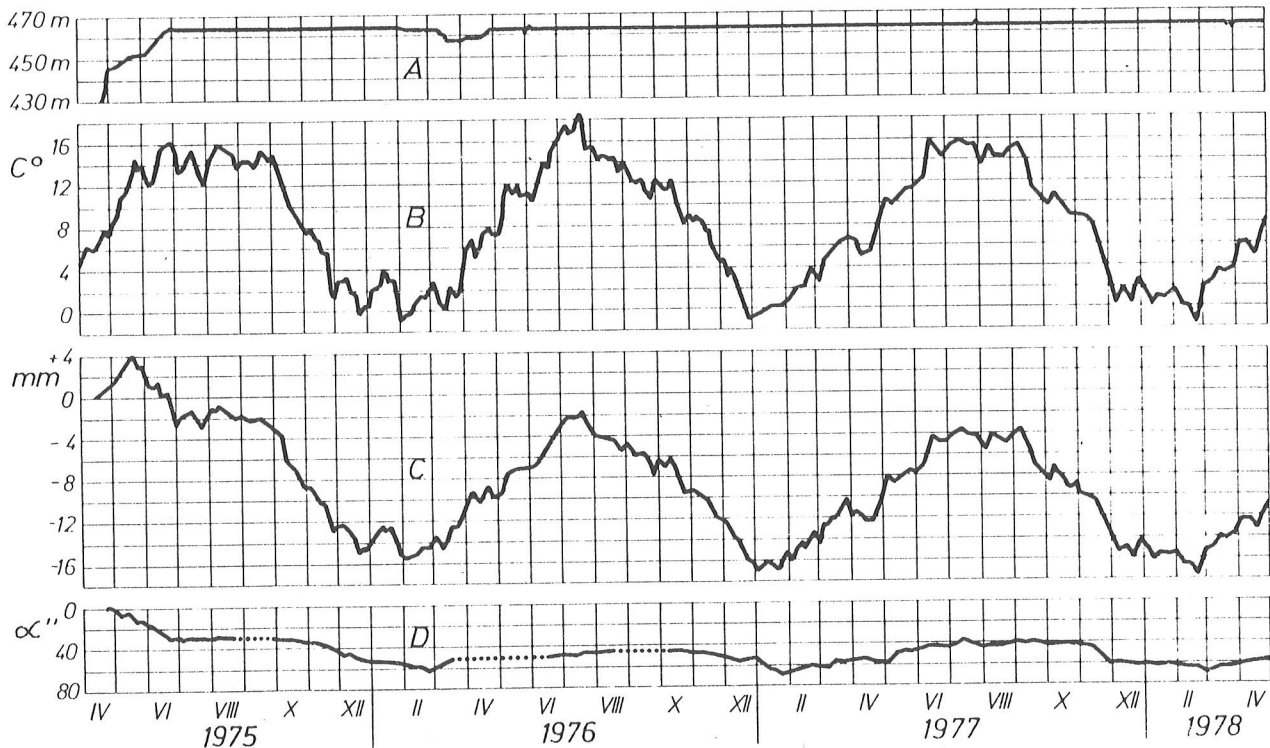


Abb.4: Ganglinien des Stauspiegels (A), der Betontemperatur in der Meßstelle TL 42 (B), des Pendellotes (C) und der Verdrehung der Felssohle im Mittelschnitt (D) der Sperre Klaus.

Portlandzement wurde für die verwendeten Zuschlagstoffe aus Dolomitflußschotter mit $\alpha_T = 5,7 \cdot 10^{-6}$ festgestellt.

Mit diesen Grundlagen wurden für 11 Zeitpunkte die ideellen Verformungsmoduln (Bild 5) so ermittelt, daß jeweils die gerechnete und die gemessene Biegelinie des Mittelkragträgers übereinstimmten. Zum Zeitpunkt 1 und 2 (Mai 1975), zu dem die Sperre noch durch Wasserlast und sommerliche Erwärmung sehr gering belastet war, entsprach der ermittelte Verformungsmodul etwa dem E-Modul des Betons zu diesem Zeitpunkt ($V_t = E_t$). Eine Zunahme des E-Moduls ist deutlich bemerkbar (Bild 5). Zum Zeitpunkt 3 (Juli 1975) wurde, nachdem Ende Juni das Stauziel erreicht war, der ideale Verformungsmodul V_t deutlich kleiner. Im weiteren Verlauf ist dann, infolge der zunehmenden zeitabhängigen Verformung der Sperre, eine überraschend große Abnahme von V_t , besonders im oberen Bereich des Sperrengewölbes, festzustellen; der ideale Verformungsmodul betrug an der Krone letztlich nur noch 30 %, an der Basis 88 % des E-Moduls des 2 Jahre alten Betons. Diese zeitabhängigen Verformungen waren

etwa 1 Jahr nach dem Aufstau weitgehend abgeklungen. Nach dem Sommer 1976, zu den Zeitpunkten 8 bis 11, ist nur eine geringe Abnahme von V_t festzustellen, die bereits an der Grenze der Meßgenauigkeit der Sperrenbeobachtung liegt. Dies betrifft auch

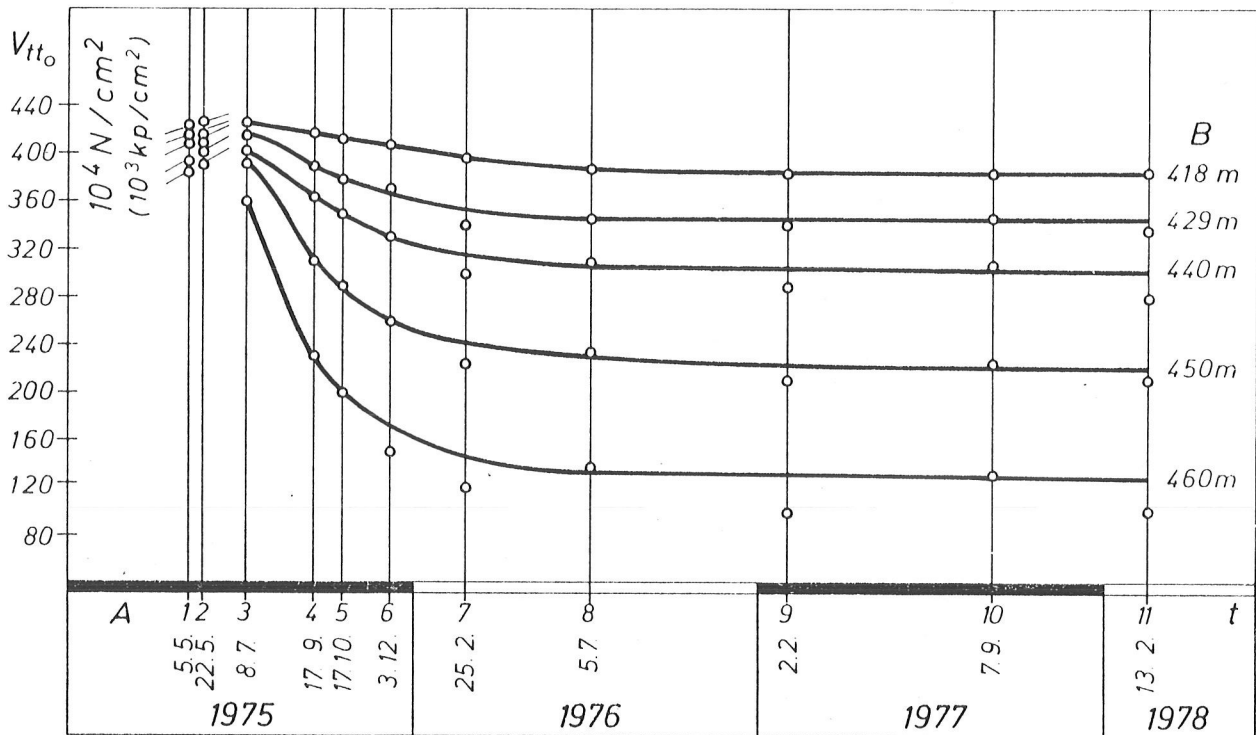


Abb.5: Ganglinien der aus der radialen Verschiebung des Mittelschnittes der Sperre Klaus errechneten ideellen Verformungsmoduln (V_{tt_0})
 (A) Belastungsfall
 (B) Sperrenhorizont

den untersten Bereich der Gewölbesperre, sodaß ein langfristiges, sich über mehrere Jahre erstreckendes Nachkriechen des in einem höheren Alter mit einer längeren Kriechschonzeit belasteten unteren Sperrenbetons nicht festgestellt werden konnte. Ein Abbau der Spannungen über mehrere Jahre durch Relaxation ist daher in diesem Bereich nicht zu erwarten.

6. KRITISCHE BETRACHTUNG DER RÜCKRECHNUNG DES VERFORMUNGSMODULS

a) Wasserlast

Bei einer kritischen Betrachtung der Rechenergebnisse ist festzuhalten, daß die zu einem bestimmten Zeitpunkt aus der Biegelinie des Mittelkragträgers errechneten Verformungsmoduln ideale Werte sind, die eine genauere Ermittlung der Kriechfunktion des Betons, aber auch der Spannungen, nur bedingt erlauben. Die Ermittlungen wären nur dann exakt, wenn die Spannungen nach Größe und Richtung im Berechnungszeitraum unverändert bleiben. Dies ist bei einer unveränderten Gleichlast nicht nur am Kragträger, sondern auch an der fest eingespannten Bogenlamelle der Fall, weil durch das Kriechen auch am Bogen wohl eine Verformung aber keine Spannungsänderung eintritt. Im Wasserlastfall treten daher nur kleine Spannungsänderungen auf, die durch die Lastumlagerung vom Bogen zum Kragträger infolge des stärkeren Kriechens des jungen Betons der oberen Bögen bedingt sind. Die am Ende des Belastungszeitraumes zurückgerechneten Werte der Kriechzahl und Spannungen entsprechen daher annähernd den tatsächlichen Werten.

b) Temperaturänderung des Sperrbetons

Dagegen wird durch die jahreszeitlich bedingten Temperaturänderungen des Betons kleinerer Gewölbesperren eine sehr weitgehende Änderung des Spannungszustandes herbeigeführt, wie schon aus den Biegelinien des Mittelschnittes im Bild 2 ersichtlich ist. Die sommerliche Erwärmung führt zu einer wesentlich größeren Belastung des Sperrengewölbes und damit zu unterschiedlichen irreversiblen Verformungen am Bogen und Kragträger. Die in diesem Zeitabschnitt durch das Kriechen eingepprägten bleibenden Verformungen sind größer, aber auch teilweise anders gerichtet als die Verformungen unter Wasserlast allein. In der folgenden winterlichen Abkühlung treten weitere ständige Änderungen des Spannungszustandes und eine Entlastung des Gewölbes ein. In den zum Zeitpunkt des Winterendes rückgerechneten Verformungsmoduln erscheinen nun auch die im gesamten Belastungszeitraum eingepprägten größeren Verformungen auf.

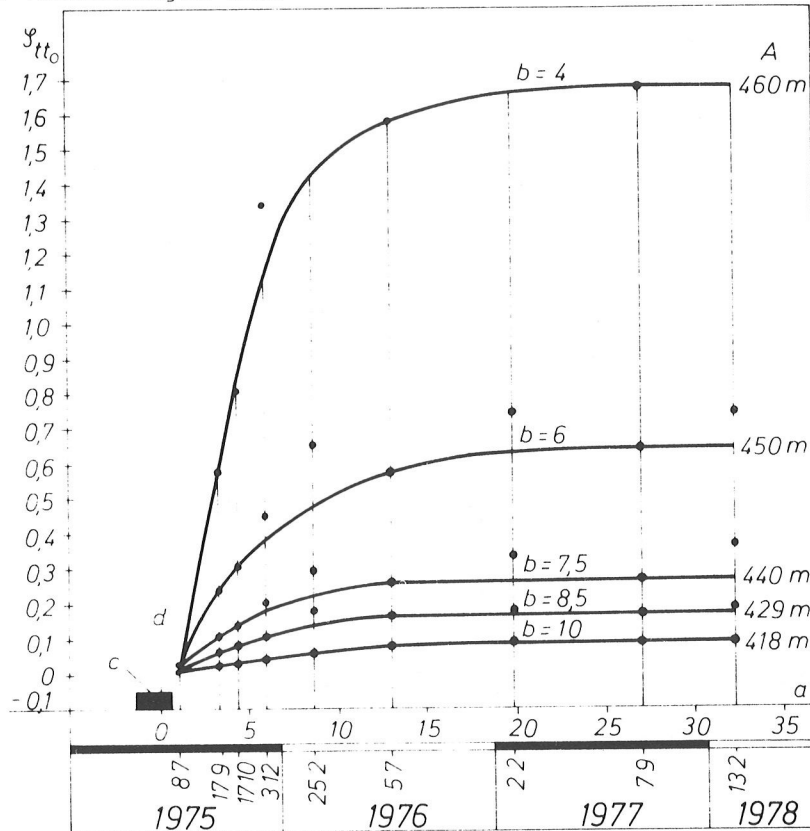


Abb. 6: Ganglinien der Verformungs- (Kriech) Zahl (ψ_{tt_0}) des Betons der Sperre Klaus, bezogen auf $E_0 = 325.000 \text{ daN/cm}^2$ (kp/cm^2).

- (a) Zeitdauer der Wasserbelastung in Monaten
- (b) Betonalter zum Belastungsbeginn (Kriech-Schonzeit) in Monaten
- (c) Aufstau (24.4. bis 27.6.1975)
- (d) Mittlerer Belastungsbeginn
- (A) Sperrhorizont

Nachdem nach dem Abklingen des Kriechens des Betons die eingepprägten Verformungen im Sommer und Winter gleich groß sind, dagegen die Spannungen Unterschiede aufweisen, ergeben sich auch nach Abklingen des Kriechens Unterschiede in den rückgerechneten ideellen Verformungsmoduln zwischen Sommer und Winter, die im Bild 6 ausgeglichen wurden.

Zu bemerken ist noch, daß die Formänderung einer beidseitig eingespannten Bogenlamelle infolge einer Temperaturänderung, durch das Kriechen unverändert bleibt, je-

doch aber ein allmählicher Abbau der Spannungen durch Relaxation eintritt. Durch elastische oder bleibende Widerlagerdeformationen treten am Bogen die gleichen Erscheinungen wie bei einer Temperaturänderung auf, auch in diesem Fall erfolgt durch das Kriechen des Betons infolge der Zwangsspannungen keine weitere Formänderung, jedoch ein allmählicher Abbau dieser Spannungen infolge Relaxation. Dagegen bewirken die durch eine Temperaturänderung hervorgerufenen Übertragungskräfte - soweit sie gleich bleiben - durch das Kriechen an Bogen und Kragträger nur Verformungen, aber keine Spannungsänderungen.

Infolge der unterschiedlichen Spannungen bei Temperaturänderungen ermöglichen die rückgerechneten ideellen Verformungsmoduln nur beschränkt die Ermittlung der Kriechfunktion.

c) Anisotropie des Verformungsmoduls des Sperrenbetons

Eine weitere Ungenauigkeit bei der Rückrechnung besteht darin, daß jeweils in jeder Bogenlamelle ein isotroper Beton angenommen werden muß, weil aus der Sperrvermessung für jede Bogenlamelle nur ein radialer Verschiebungswert aber kein Verdrehungswert vorliegt und daher aus den Elastizitätsgleichungen nur ein Verformungsmodul für jede Bogenlamelle rückgerechnet werden kann. Es wird also angenommen, daß in jeder Bogenlamelle das gleiche Betonalter gegeben ist und daß jeweils in einem Knoten des Bogenkragträgersystems in der Richtung der beiden Hauptspannungen der gleiche ideelle Verformungsmodul zu einem bestimmten Zeitpunkt eintritt, obwohl sich die Hauptspannungen im Laufe der Zeit sowohl in ihrer Größe, als auch in ihrer Richtung, insbesondere infolge des jahreszeitlichen Temperaturganges unterschiedlich ändern. So wird das Sperrengewölbe (Bogen) schon mit dem ersten Aufstau und der sommerlichen Erwärmung voll belastet, es beginnt frühzeitig zu kriechen, während die Verkrümmung des Kragträgers zur Luftseite und damit dessen Kriechen großteils erst im folgenden Herbst und Winter, somit mit einer wesentlich längeren Kriech-Schonzeit einsetzt. Es werden daher die Biegespannungen am Kragträger im Bereich der Aufstandsfläche eher größer werden, als sie in der vorliegenden Näherungslösung infolge des Kriechens ermittelt wurden.

d) Einfluß der plastischen Deformation des Gründungsgesteins

Im Bereich der Aufstandsfläche werden aber auch die Biegespannungen im Gewölbe sehr wesentlich vom Verhalten des Gründungsgesteins abhängen. Tritt wie im Beton auch im Fels eine zeitabhängige Verformung ein, so werden die im Bild 7 ersichtlichen relativ großen Zugspannungen an der Aufstandsfläche vermindert und es treten, wenn sich die Felsdeformation vollkommen dem Kriechen des Betons anpassen würde, keine wesentlichen Spannungsänderungen im Gewölbe durch das Kriechen auf. Treten dagegen im Fels keine zeitabhängigen größeren Deformationen ein, so bewirkt das Kriechen einer in sehr jungem Betonalter belasteten Gewölbesperre beachtliche Spannungsumlagerungen besonders im Bereich der Aufstandsfläche.

e) Schwinden des Betons

Schließlich ist noch zu bemerken, daß das lastunabhängige Schwinden des Betons nicht vom lastabhängigen Kriechen getrennt werden kann und in der im Bild 6 ersichtlichen φ -Funktion mit einbezogen werden mußte.

f) Genauere Erfassung der Verformungsmoduln des Sperrenbetons

Zur genaueren Bestimmung der Kriechvorgänge und der dabei gegebenen Spannungsänderungen an einer Gewölbesperre, muß zunächst die Felsdeformation im gesamten Aufstandsbereich der Sperre festgestellt werden. Ferner sollte die radiale Verschiebung

der Sperre nicht nur im Mittelschnitt sondern auch in den Seitenbereichen gemessen werden. Schließlich muß aber auch der zeitliche Verlauf der Spannungen vom Belastungsbeginn bis zum Berechnungszeitpunkt (Spannungsgeschichte) in die Rückrechnung der Verformungsmoduln und der Spannungen einbezogen werden.

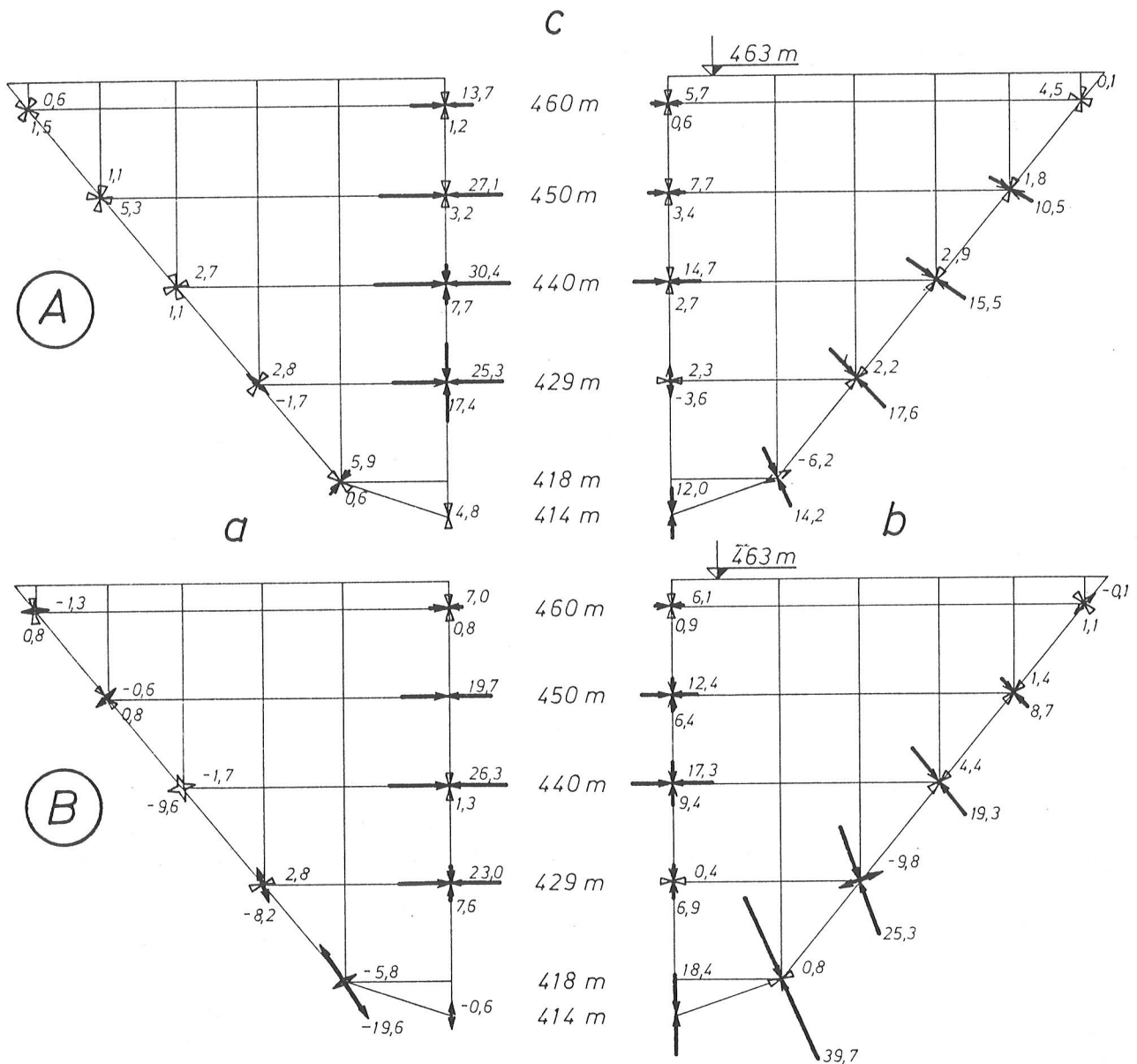


Abb.7: Vergleich der Hauptspannungen an der Sperre Klaus im Berechnungsfall 11 (13.2.1978), Hauptspannungen in daN/cm² (kp/cm²).

- (A) Gleichbleibender E-Modul von Beton ($E_b = 400.000 \text{ daN/cm}^2$) und Fels ($E_f = 80.000 \text{ daN/cm}^2$)
- (B) Bei zeitabhängiger Verformung von Beton (Figur 5) und Fels (Figur 3)
- (a) Wasserseite
- (b) Luftseite
- (c) Sperrenhorizont

Bei einachsiger, veränderlicher Belastung in der Zeit t_0 bis t_1 beträgt die Gesamtverformung

$$\sigma_{t_1, t_0} = \frac{\sigma_{t_1}}{v_{t_1 t_0}} = \frac{\sigma_{t_0}}{E_0} \cdot (1 - \psi_{t_0} + \psi_{t_1 t_0}) + \int_{t_0}^{t_1} \frac{\delta \sigma(t)}{\delta t} \cdot \frac{1}{E_0} \cdot (1 - \psi_t + \psi_{t_1 t}) \cdot dt + \sigma_{s, t \text{ to } t_0} \dots \dots \dots \text{Gleichung 1.}$$

Die Kriechzahl φ wird allgemein auf den Elastizitätsmodul E_0 des 28 Tage alten Betons bezogen. Ferner ist $\frac{1-\varphi t_0}{E_0} = \frac{1}{E_{t_0}}$ die elastische Verformung zum Zeitpunkt t_0 für $\sigma_{t_0} = 1$;

$\frac{\varphi t_1 t}{E_0}$ ist das Kriechen in der Zeit $t_1 t$ für $\sigma_t = 1$.

Wird das Schwinden in die Kriechzahl näherungsweise einbezogen, so entfällt Σ_{s,tt_0} in Gleichung 1. Unter dem Integral der Gleichung 1 befindet sich die unbekannte Zeitfunktion der Spannungen (Spannungsgeschichte) für die allgemein ein Alterungsbeiwert (Spannungsänderungsbeiwert) ξ (Lit.6) gesetzt wird.

Um in Gleichung 1 σ_{t_0} zu eliminieren, wird

$$\xi = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \frac{\delta \sigma(t)}{\delta t} \cdot (1 - \psi_t + \varphi_{t_1 t}) dt - (\sigma_{t_1} - \sigma_{t_0}) \cdot (1 - \psi_{t_0} + \varphi_{t_1 t_0})}{\sigma_{t_1} \cdot (1 - \psi_{t_0} + \varphi_{t_1 t_0})}$$

gesetzt. Gleichung 1 lautet dann:

$$\Sigma_{t_1 t_0} = \frac{\sigma_{t_1}}{v_{t_1 t_0}} = \frac{\sigma_{t_1}}{E_0} \cdot (1 - \psi_{t_0} + \varphi_{t_1 t_0}) \cdot (1 + \xi) \dots \dots \text{Gleichung 1a}$$

Ist $\sigma_{t_1} > \sigma_{t_0}$, so ist ξ negativ; ist $\sigma_{t_0} > \sigma_{t_1}$ ist ξ positiv. Ist die Funktion von E_t , φ_t und σ linear, so ist, wenn $\sigma_{t_0} = 0$ $\xi = 1 - 0,5$; wenn $\sigma_1 = 2 \sigma_{t_0}$ ist $\xi = -0,25$; wenn $\sigma_1 = 0,5 \sigma_{t_0}$ ist $\xi = +0,25$; und wenn $\sigma_{t_0} = \sigma_{t_1} = \sigma$ konstant ist $\xi = 0$.

In einer geschlossenen mathematischen Lösung ist bei unbekannter Spannungsfunktion der Alterungsbeiwert praktisch nicht bestimmbar. Dies gilt besonders für eine Gewölbesperre, die eine mehrdimensionale Betrachtung des Kriechproblems erfordert.

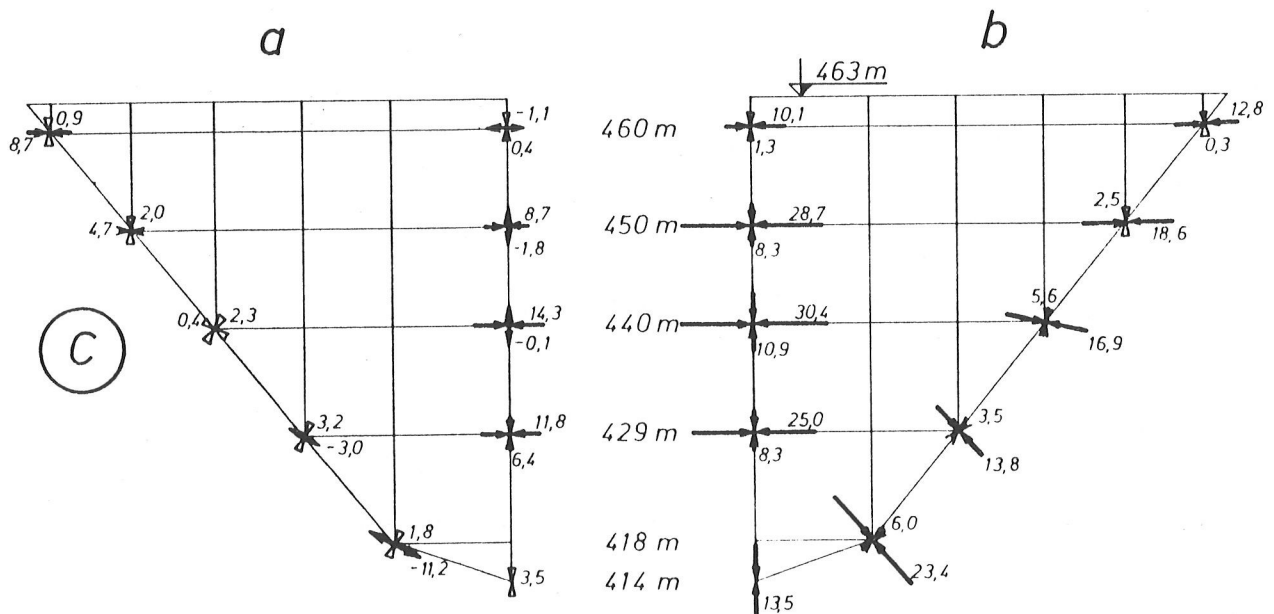


Abb.7C: Vergleich der Hauptspannungen an der Sperre Klaus im Berechnungsfall 11. (13.2.1978) Hauptspannungen in daN/cm² (kp/cm²).

- (C) Bei zeitabhängiger Verformung von Beton und weicherem Fels
- (a) Wasserseite
- (b) Luftseite
- (c) Sperrhorizont

7. RÜCKRECHNUNG DER KRIECHMODULN IN ZEITLICHEN ABSCHNITTEN

Eine genauere Berechnung des Kriechvorganges an einer Gewölbesperre kann daher nur durch eine abschnittsweise Berechnung erfolgen. Innerhalb dieser Zeitabschnitte t_k t_i sollten die Spannungen möglichst gleich bleiben, weil dann aus dem Verformungsmodul unmittelbar die Kriechzahl ermittelt werden kann, da $\xi = 0$ ist. Bei der abschnittswisen Berechnung sind aufgrund der beobachteten Sperrenverformung in der Zeit t_i bis t_k , zunächst die Verformungsmoduln dieses Abschnittes und die Übertragungskräfte des Bogenkragträgersystems rückzurechnen. Zur Vereinfachung kann die mit der Zeit gegebene E-Modul-Änderung $E_{t_0 t_k}$ näherungsweise in die Kriechfunktion φ einbezogen werden, sodaß $\varphi_{t_k t_i} = \left(\frac{E_0}{E_{t_k t_i}} - \frac{E_0}{E_{t_0}} \right) \cdot \frac{1}{1+\xi}$ leicht zu ermitteln ist, wenn $\xi \approx 0$ ist. Mit der Kriechzahl $\varphi_{t_k t_i}$ und den auf Bogen und Kragträger im Zeitabschnitt $t_i t_k$ wirkenden Wasserlasten und Übertragungskräfte sind die am Ende dieses Zeitabschnittes eingepprägten Betondeformationen in Richtung der Verschiebungen und Verdrehungen des Radial-, Tangential- und Torsionsausgleiches, getrennt an Bogen und Kragträger, zu bestimmen. Diese eingepprägten Verformungswerte sind dann in die Elastizitätsgleichung des nächsten Abschnittes als zusätzliche Verformungsglieder einzuführen. Außerdem ist die schon erwähnte Relaxation, die am unabhängig gedachten eingespannten Bogen nach einer Temperaturänderung durch das Kriechen eintritt, bei der Ermittlung der Spannungen aber auch bei der Bestimmung der bleibenden eingepprägten Verformungen zu berücksichtigen. Durch die Relaxation wird der für die spannungslose Lage des eingespannten Bogens maßgebende Temperaturzustand verändert.

Im Wasserlastfall ist ein gleichbleibender Spannungszustand innerhalb eines Berechnungsabschnittes weitgehend gegeben. Dagegen sind bei langfristigen Temperaturänderungen, wie im Herbst und Frühjahr, Änderungen des Spannungszustandes auch innerhalb eines verhältnismäßig kurzfristigen Berechnungsabschnittes unvermeidbar. Es muß dann bei der Ermittlung der Kriechzahl φ der die Spannungsänderungen berücksichtigende Alterungsbeiwert ξ eingeführt werden.

Eine zu genaue Rechnungsführung ist jedoch nicht angebracht, da exakte Ermittlungen bei den sehr komplexen Kriechvorgängen und sonstigen Einflüssen von vornherein nicht erreicht werden können. Es wurde daher auch in der vorliegenden Untersuchung, die in erster Linie einen Überblick über den Einfluß des Kriechens geben soll, von einer umfassenden Darlegung einer abschnittswisen Berechnung Abstand genommen.

8. ERMITTLUNG DER VERFORMUNGSZAHL φ

Die Verformungs-(Kriech)zahl φ , deren Funktion in Bild 6 dargestellt ist, kann im wesentlichen auf das Kriechen, also die zeitabhängige Verformung des Betons unter einer Belastung, zurückgeführt werden, schließt aber auch das wahrscheinlich nicht sehr große Schwinden, die zeitabhängige Zunahme des E-Moduls und möglicherweise in den obersten Bögen einen Anteil der Widerlagerverformung ein. Eine Korrektur der Verformungs-(Kriech)zahl φ durch einen geschätzten Spannungsänderungsbeiwert ξ ist wegen der Vielfalt der in einem Zeitraum von mehr als einem Jahr bei einer solchen Schätzung zu berücksichtigenden Komponenten nicht zielführend. Aus den Grenzwerten von ξ und den Spannungszuständen zu den verschiedenen Zeitpunkten ist aber zu ersehen, daß die Korrektur der φ -Werte etwa 20 % nicht überschreiten dürfte, wobei der Endwert von φ in den obersten Bogenlamellen kleiner, in der untersten eher etwas

größer sein dürfte, als in Bild 6 ersichtlich ist. Der Elastizitätsmodul (E_{t_0}) des Betons zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns (Kriechschonzeit), ist in Bild 1 für die verschiedenen Sperrenhorizonte ersichtlich.

Die sehr großen Unterschiede der zeitabhängigen Verformungen in den verschiedenen Horizonten dürften, neben der unterschiedlichen Kriechschonzeit, auf die Austrocknung des Betons im oberen Bereich der Luftseite der Sperre und Durchfeuchtung der untersten Bereiche durch das Wasser im Tosbecken sowie auf einen schon erwähnten Anteil einer größeren Widerlagerdeformation im obersten Sperrenbereich zurückzuführen sein.

9. SPANNUNGSÄNDERUNGEN INFOLGE DER ZEITABHÄNGIGEN VERFORMUNG VON BETON UND FELS

Eine exakte statische Berechnung des Spannungszustandes der Sperre zu einem Zeitpunkt t_k setzt die Erfassung der tatsächlichen rheologischen Vorgänge im Sperrenbeton seit dem Belastungsbeginn voraus. Diese Erfassung kann durch die unter Ziffer 7 bereits erläuterte abschnittsweise Berechnung erfolgen, in dem aus der Verformung der Sperre $\delta_{\Delta t}$ in einem Zeitabschnitt Δt , die Verformungsmoduln $V_{\Delta t}$, die Kriechzahlen $\varphi_{\Delta t}$ und mit den herrschenden Belastungen die bleibenden eingepprägten Verformungen am Bogen und Kragträger ermittelt werden. Werden diese eingepprägten Verformungen der einzelnen Zeitabschnitte, summiert von t_0 bis t_k , in die Elastizitätsgleichungen als neue Verformungsglieder (analog einer Temperaturänderung) eingeführt, so können zum Zeitpunkt t_k die Spannungen in einer statischen Berechnung mit dem Elastizitätsmodul E_{t_0} ermittelt werden. Die verschiedenen Komponenten der Verformung des Sperrenbetons werden bei dieser Methode mit guter Näherung in die elastische Verformung (E_{t_0}) und die zeitabhängigen irreversiblen Verformungen zusammengefaßt.

Die bei der Ermittlung der ideellen Verformungsmoduln aus der gemessenen Sperrenverformung berechneten Spannungen sind dagegen, wie die ideellen Verformungsmoduln, nur Näherungswerte. Besonders die so ermittelten Zugspannungen, die sich als Differenz zu den gleichbleibenden Eigengewichtsspannungen ergeben, könnten zu kleine, fehlerhafte Werte ergeben. Denn die nach Abklingen des Kriechens, zum Beispiel durch die Temperaturänderungen, eintretenden Verformungen der Sperre erfolgen bei einem wesentlich größeren Verformungsmodul, letztlich mit dem Elastizitätsmodul E_{t_k} des Betons und nicht mit dem die zeitabhängigen Verformungen seit Belastungsbeginn berücksichtigenden kleinen Modul $V_{t_0 t_k}$. Dadurch werden auch die Spannungen größer.

Die infolge des unterschiedlichen Kriechens des Betons gegebene Zunahme der Zug- und Druckspannungen in der Aufstandsfläche, hängt, wie in der Gegenüberstellung der Spannungen in den Bildern 7 B und 7 C gezeigt wird, weitgehend von der Verformbarkeit des Fels ab. Weichere, zu plastischen Verformungen neigende Gründungsgesteine, passen sich der durch das Kriechen des Betons bedingten Verdrehung der Aufstandsfläche der Sperre ohne große Spannungsänderungen an, während bei hartem, kompaktem Fels doch beträchtliche zusätzliche Biegespannungen entstehen. Für die Spannungsermittlung in Bild 7 B wurde ungünstig angenommen, daß, nach einer bleibenden Felsdeformation durch die großen Kämpferkräfte während der sommerlichen Erwärmung des Sperrengewölbes, im folgenden Winter der Fels sich sehr starr verhält, im Bild 7 C wurde dagegen auch im Winterlastfall eine größere Verformbarkeit des Fels den Berechnungen zugrundegelegt. Die in Bild 7 B und 7 C dargestellten Spannungen wurden bei der Rückrechnung der ideellen Verformungsmoduln zum Zeitpunkt 11

(Winter) nur näherungsweise ermittelt. Zur Erlangung eines Überblickes wurden im Bild 7 A noch der Spannungszustand der Sperre zum Zeitpunkt 11 (Winter) bei zeitunabhängiger Verformbarkeit von Beton und Fels dargestellt.

Zu bemerken ist noch, daß eine gemessene Zunahme der Verdrehung der Aufstandsfläche der Sperre nicht ausschließlich auf eine plastische Verformung des Fels, sondern zumindest zum Teil auf das Öffnen der Felsklüfte im Zugspannungsbereich zurückzuführen ist, nachdem der Fels in seinen Klüften Zugspannungen nicht überträgt. Ein Öffnen der Felsklüfte im Zugspannungsbereich ist aber keineswegs erwünscht.

Im wesentlichen zeigt die vorliegende Untersuchung, daß die ungünstigen Auswirkungen des unterschiedlichen Kriechens des Sperrenbetons und die ungünstigen Auswirkungen eines frühzeitigen Fugenschlusses sich im Winterlastfall summieren, sodaß infolge des Kriechens des Betons eine Wiederholung des Fugenschlusses eher notwendig wird.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Berechnung von Gewölbesperren wird allgemein ein homogenes und isotropes Verhalten des Betons mit einem im gesamten Sperrenbereich gleichen und im Verlauf der Zeit gleichbleibenden E-Modul angenommen. An der Gewölbesperre Klaus wurde nun aus der in den Jahren 1975 bis 1978 gemessenen Radialverschiebung des Mittelschnittes, in 5 Horizonten die zeitabhängigen Verformungsmoduln des Sperrenbetons in einer Näherungsrechnung ermittelt. Die Sperre Klaus war für diese Untersuchung besonders geeignet, weil sie schon in einem sehr geringen Betonalter durch einen konstant bleibenden Vollstau belastet wurde. Die elastische und bleibende Deformation des Gründungsgesteins konnte nur in Sperrenmitte festgestellt werden, sodaß eine Trennung der zeitabhängigen Verformungen des Betongewölbes und der Widerlager an den Talflanken nur näherungsweise möglich war. Aus den festgestellten Verformungsmoduln wurde der Verlauf der zeitabhängigen Verformungs-(Kriech)zahlen des Sperrenbetons näherungsweise ermittelt.

Besonders in dem in einem Betonalter von 4 bis 5 Monaten belasteten Kronenbereich des Sperrengewölbes traten überraschend große zeitabhängige Verformungen ein. Dagegen war an dem in einem Betonalter von 10 bis 11 Monaten belasteten untersten Sperrenbereich nur ein geringes Kriechen des Betons festzustellen. Die großen Unterschiede dürften, neben dem unterschiedlichen Belastungsalter, auf die Austrocknung des Betons an der Luftseite des oberen und mittleren Teiles der Sperre, zum Teil aber auch auf eine größere Verformbarkeit der Felswiderlager des obersten Bereiches des Sperrengewölbes, zurückzuführen sein. Die zeitabhängigen Verformungen waren etwa 1 Jahr nach dem Aufstau auch im unteren Sperrenbereich weitgehend abgeklungen. Ein lang dauerndes Kriechen des erst nach einer längeren Kriechschonzeit durch die Biegespannungen am Kragträger belasteten Betons des unteren Sperrenbereiches konnte nicht festgestellt werden, sodaß hier eine Spannungsmilderung durch Relaxation nicht erwartet werden kann.

Infolge des sehr unterschiedlichen Kriechens im oberen und unteren Bereich des Sperrengewölbes kommt es zu einer Lastumlagerung vom weicher werdenden Gewölbe zu dem steif bleibenden Kragträger und damit zu Spannungsänderungen. Die Größe der dabei im Bereich der Aufstandsfläche durch das Kriechen des Betons zunehmenden Biegezug- und Druckspannungen hängt auch von der zeitabhängigen Verformbarkeit des Gründungsgesteins im unteren Bereich der Sperre ab.

Die ungünstigen Auswirkungen des unterschiedlichen Kriechens des Sperrenbetons und die ungünstigen Auswirkungen eines frühzeitigen Fugenschlusses mit zu hohen Betontemperaturen summieren sich im Winterlastfall, sodaß infolge des Kriechens des Betons eine Wiederholung des Fugenschlusses eher notwendig wird.

LITERATURVERZEICHNIS

- (1) H.GICOT. - The deformations of the Rossens arch dam during fourteen years service.
International Congress on large dams, Edingburgh 1964, Volume II.
- (2) H.FLÖGL. - Der Einfluß des Kriechens und der Elastizitätsänderung des Betons auf Spannungszustand von Gewölbesperren.
Die Talsperren Österreichs, Heft 2, Wien 1954.
- (3) H.RÜSCH, D.JUNGWIRTH, H.HILSDORF.
Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke.
Beton und Stahlbeton, 68. Jg., Berlin 1973, Heft 3.
- (4) Z.P.BAŽANT. Zuschrift, Beton und Stahlbeton 6/1974, S 150,
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- (5) R.L.HERMITE, M.MAMILIAN and C.LEFEVRE.
Nouveaux résultats de recherches sur la déformation et la rupture du béton.
Annales des L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics 1965,
Vol. 18, Nr. 207/208.
- (6) G.E.ROSEMEIER. - Zum zeitabhängigen Spannungs-Dehnungsverhalten von Beton.
Beton und Stahlbeton, 9/1976, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

13. TALSPERRENKONGRESS
IN NEW DELHI 1979

ENTWICKLUNGEN BEIM BAU ÖSTERREICHISCHER STAUMAUERN

Dipl.Ing. Dr.techn. Richard Widmann

1. Einführung

Infolge der günstigen klimatischen Verhältnisse des Alpenraumes war bisher in Österreich eine Speicherung von Wasser für Bewässerungs- und Trinkzwecke in größerem Umfang nicht erforderlich. Alle bisher errichteten Speicher Österreichs dienen daher der Energiewirtschaft. Mit 14 kleinen Talsperren (1 Damm, 1 Gewölbe-mauer und 12 Gewichtsmauern) war am Ende des Zweiten Weltkrieges ein Speicher-raum von 83 Mio m³ geschaffen worden. Der eigentliche Aufschwung des österreichi-schen Talsperrenbaues hat erst nach 1945 eingesetzt, da mit dem rasch steigenden Stromverbrauch als Folge des Wirtschaftswachstums auch der Bedarf an Speichern zur Deckung der Stromverbrauchsspitzen und zur Reservehaltung erforderlich wurde. So konnten bis 1977 immerhin 41 Talsperren für Speicher mit einem Gesamtnutzzinhalt von etwa 1055 Mio m³ fertiggestellt werden. 3 weitere Talsperren sind in Bau und werden bis 1980 den Betrieb aufnehmen. Weitere Projekte liegen vor, die noch etwa eine Verdoppelung des bisher genützten Speicherraumes erwarten lassen (Abb. 1).

Die günstigen geologischen Verhältnisse des Alpenraumes gestatteten im allgemeinen den Bau von Staumauern, mit denen bisher etwa drei Viertel des verfügbaren Spei-cherraumes geschaffen wurden. In der folgenden Tabelle 1 sind nun alle jene Stau-mauern zusammengestellt, die eine sogenannte Nennbelastung von mehr als 25.000 t aufzunehmen haben. Diese Nennbelastung, die Grengg [1a] als neue Bewertungsgröße für den Vergleich von Talsperren einführte, entspricht jener Wasserdruckbelastung, die auf einen fiktiven Talquerschnitt an der Sperrenstelle oberhalb des Urgeländes wirkt. In diese Größe geht also nicht nur die Höhe der Talsperre, sondern auch die Talform ein, sodaß eine repräsentative Reihung der Talsperren möglich wird.

Der Zwang, wirtschaftlich zu bauen, forderte die Entwicklung verbesserter Techno-logien für den Entwurf, den Bau und die Überwachung von Talsperren, über die im folgenden berichtet werden soll.

Tabelle 1: Zusammenstellung österreichischer Staumauern

K. H. N.	A) Gewichtsmauern						B) Bogenmauern							
	Name der Talsperre	Bauende	N 1000 Mp	H m	L m	V 1000 m ³	K. H. N.	Name der Talsperre	Bauende	N 1000 Mp	H m	L m	V 1000 m ³	
(6a)	Spullersee-Süd ÖBB	(1925)	(57)	(36)	(280)	(63)	12	Gerlos	TKW	1945	10	39	69	10 ¹⁾
(6b)	Spullersee-Nord ÖBB	(1925)	(22)	(26)	(186)	(24)	15	Salza	STEWAG	1949	47	52	121	23
8	Tauernmoos (alt) ÖBB	1929	21	28	190	28,5	17	Hierzmann	STEWAG	1950	75	58	172	43
9	Vermunt ILL	1931	71	50	386	140	18	Ranna	OKA	1950	31	45	126	32
10	Pack STEWAG	1931	26	33	183	39	19	Limberg	TKW	1951	737	120	350	443
13a	Silvretta ILL	1948	312	80	432	407	21a	Möll	TKW	1952	79	93	164	35
21b	Margaritze ⁴⁾ TKW	1952	27	40	150	33,1	22	Dobra	NEWAG	1952	69	52	220	90
24	Weißsee ⁴⁾ ÖBB	1952	46	37	235	59	26b	Drossen	TKW	1955	498	112	357	350
26a	Mooser ⁴⁾ TKW	1955	637	104	462	670	27	Ottenstein	NEWAG	1957	210	65	240	428
29	Gr. Mühlendorfersee ³⁾ ÖDK	1957	157	46,5	433	152,9	38	Kops	ILL	1965	850	120	420	485
30	Kl. Mühlendorfersee ³⁾ ÖDK	1958	78	41	159	60,4	43	Schlegeis	TKW	1971	1650	130	722	960
31	Hochalm ³⁾ ÖDK	1958	41	24,5	237	28,9	50	Klaus	EKW	1975	112	53	210	40
33	Lünersee ILL	1958	52	28	380	41	54	Kölnbrein	ÖDK	1977	3800	200	630	1550
6a	Spullersee-Süd ²⁾ ÖBB	1965	80	39	298	68,6	55	Sölk	STEWAG	1977	34	39	130	17
6b	Spullersee-Nord ²⁾ ÖBB	1965	29	29	200	27,4	60	Zilliergründl	TKW	(1985)	2090	180	540	950
41	Raggal VKW	1967	30	48	105	45	(61)	Dabaklamm	STO	Proj.	2200	220	330	940
46	Tauernmoos (neu) ^{3,4)} ÖBB	1972	220	48	1095	300								

N ... Nennbelastung L ... Kronenlänge
H ... größte Höhe V ... Volumen des Baukörpers
lfd.Nr. ... Österr.Talsperrenstatistik,
Schriftenreihe "Die Talsperren
Österreichs", 1977

1) vor dem Umbau, 2) Erhöhung mit Vorspannkern, 3) mit vergrößertem Sohlgang, 4) im Bogen mit injizierten Blockfugen

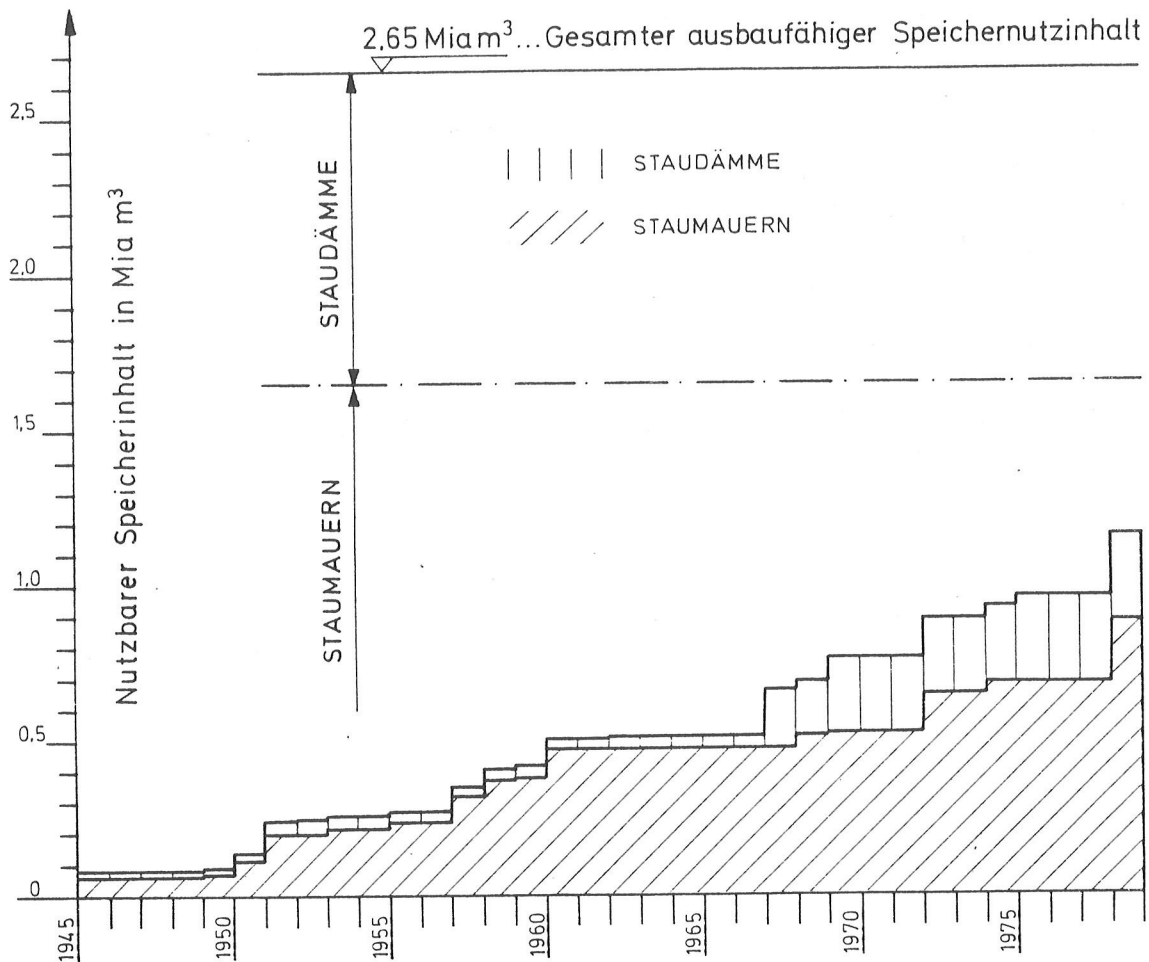


Abb. 1 Ausbau der nutzbaren Speicherräume in Österreich

2. Entwurfsprobleme bei Staumauern

2.1 Gewichtsmauern

So einfach die statische Berechnung einer Gewichtsmauer erscheint, so aufwendig ist auch diese Mauertypen infolge der großen erforderlichen Betonkubatur. Die Versuche zur Reduzierung des Betonvolumens haben, unter Beibehaltung des statischen Prinzips, zu den verschiedensten komplizierten Mauertypen, wie Pfeilerkopfmauern usw. geführt, bei denen jedoch meist der hohe Schalungsaufwand den Vorteil der geringeren Betonkubatur kompensiert.

Anfang der Fünfzigerjahre wurde erstmals versucht, durch einen entsprechend vergrößerten, unmittelbar auf Fels aufstehenden Sohlgang eine so weitgehende Sohlwasserdruckentlastung sicherzustellen, daß bei gleichbleibender Gleitsicherheit eine Gewichtsverminderung und damit auch eine Verringerung der Betonkubatur möglich wurde [2]. Die wegen der Gleichförmigkeit über die ganze Mauerlänge verhältnismäßig einfache Schalung hat sich bereits bei mehreren Gewichtsmauern als wirtschaftlich erwiesen (1A/29, 30, 31, 46).

Eine zweite Möglichkeit der Verringerung der Betonkubatur besteht darin, der Gewichtsmauer im Grundriß eine gewisse Krümmung zu geben und die vertikalen Blockfugen zu injizieren, um so die Gleitsicherheit des Einzelblockes durch die Bogenwirkung der gesamten Mauer zu verbessern (1A/26a, 41, 46). Selbstverständlich hängt die Möglichkeit zu dieser Lösung auch von den topographischen Gegebenheiten der Sperrenstelle ab, doch können die zusätzlichen Aufwendungen für die Injektion der vertikalen Blockfugen leicht durch die Einsparung an Betonkubatur hereingebracht werden [3].

Infolge der relativ geringen Betonbeanspruchungen bei massiven Gewichtsmauern wäre nur eine geringe Betonfestigkeit erforderlich. Die Forderung nach Dauerhaftigkeit wie Frostbeständigkeit und Wasserdichtigkeit, insbesondere der Betonoberflächen, steht jedoch einer geringen Zementdosierung entgegen. Die übliche Lösung dieses Problems besteht bekanntlich darin, einen zementreicheren Vorsatzbeton in einer Stärke anzuordnen, die noch eine sachgemäße Einbringung und Verdichtung ermöglicht. Bei einigen österreichischen Gewichtsmauern (1A/29, 30) wurde nun der Versuch unternommen, die Außenschalung der Mauer mit vorgefertigten Betonplatten entsprechend hoher Betonqualität auszuführen, die dann mit dem statisch erforderlichen Beton hinterbetoniert wurden. Diese Ausführung gewährleistet eine einwandfreie glatte Oberfläche, brachte jedoch, insbesondere hinsichtlich der Ausbildung der Fugen zwischen den Betonfertigteileplatten und wohl auch infolge der extremen klimatischen Verhältnisse in 2300 m Seehöhe, gewisse Probleme mit sich, die nach etwa 10 Jahren eine Sanierung erforderlich machten [2].

2.2 Gewölbemauern

Die erste österreichische Gewölbemauer wurde im Zweiten Weltkrieg am Gerlosbach, einem Seitenbach des Zillers in Tirol, errichtet (1B/10), [1b]. Trotz ihrer relativ geringen Größe gab es infolge der örtlichen Verhältnisse viele Probleme; so war auf der linken Seite ein künstliches Widerlager erforderlich. Die Verwitterbarkeit des Felses führte etwa 20 Jahre später zu einer oberflächlichen Felsrutschung an der rechten Talflanke nahe der Luftseite der Mauer, die dann durch ein umfangreiches Sanierungsprogramm 1964 endgültig gesichert wurde [4].

In den 12 Jahren nach dem Zweiten Weltkrieg wurden weitere 8 Gewölbemauern errichtet, deren höchste, die Bogengewichtsmauer Limberg der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun, immerhin schon eine Höhe von 120 m erreichte (1B/15, 17, 18, 19, 21a, 22, 26b, 27). Bei allen Gewölbemauern aus dieser Zeitspanne waren die Horizontalschnitte nach Kreisbogen, dem Stützlinienbogen für statische Belastung, geformt und nach dem Lastaufteilungsverfahren berechnet worden. Das US-Büro of Reclamation hat bekanntlich dieses, erstmals vom Schweizer RITTER vorgeschlagene Verfahren zur Trial Load Method ausgebaut. Da damals Computer noch kaum verfügbar waren, wurde die Lastaufteilung aufgrund der Bedingung gleicher Radialverschiebungen im Mittelschnitt der Gewölbemauer mit Gleichungen oder in mehreren Lotschnitten und drei Verformungsrichtungen durch Probieren ermittelt. Jurecka [5] hat dann in Anlehnung an die Trial Load Method ein Gleichungssystem für die Lastaufteilung bei einem mehrschnittigen Trägerrost aufgestellt. Die Hauptberechnung für die Gewölbemauer Limberg wurde 1949 bereits mit einem sechsschnittigen Radialausgleich und der Lösung eines Gleichungssystems von 24 Unbekannten auf

einer mechanischen Tischrechenmaschine nach Tremmel [6] unter Verwendung von auf die Kreuzungspunkte bezogene Einheitsdachlasten durchgeführt. 1961 hat dann Tremmel die Berechnung des Schwingungsverhaltens von Gewölbemauern unter Zugrundelegung des Lastaufteilungsverfahrens [7] angeregt, über die von Widmann [8] 1978 berichtet wird. (Abb. 2).

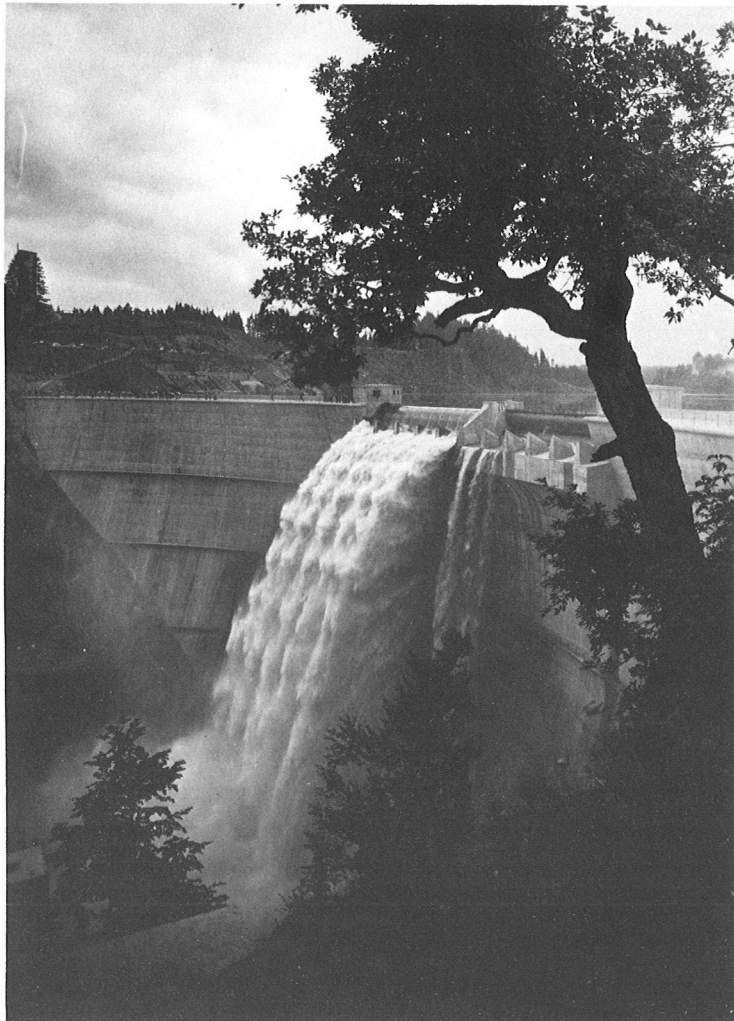


Abb. 2 Gewölbemauer Ottenstein

Insbesondere bei weit gespannten Gewölbemauern erwies es sich als zweckmäßig, Bogen veränderlicher Krümmung für die Horizontalschnitte einzuführen, um einen zweiten Parameter für die bessere Anpassung an die statischen und topographischen Erfordernisse zur Verfügung zu haben [9]. Schon im Hinblick auf die bei der Handrechnung gewisse Vorteile bietende geschlossene Integration zur Ermittlung der Bogenverformungen zufolge Einheitsbelastungen, wurde auf einen stetigen Verlauf der Bogenkrümmungen Wert gelegt. Als Bogenform wurden daher Kegelschnitte gewählt. Bei der Gewölbemauer Kops (1B/38) wurde bereits mit Hilfe von Computern eine siebenschrittige Lastaufteilung unter Berücksichtigung der Radial- und Tangentialverschiebungen durchgeführt (Abb. 3).



Abb. 3 Gewölbemauer Kops

Die Form der horizontalen Bogenlamellen waren Parabeln vierter Ordnung. Für die Gewölbemauer Schlegeis (1B/43) mußten infolge des außerordentlich ungünstigen Verhältnisses von Kronenlänge zu Mauerhöhe (= 5,6:1) umfangreiche Untersuchungen zur Ermittlung der optimalen Formgebung durchgeführt werden. Das günstigste Ergebnis brachten Horizontalschnitte, deren Krümmung im oberen Mauerbereich vom Scheitel zum Kämpfer hin ab- und im unteren Mauerbereich in Richtung zum Kämpfer zunahm. Ein kontinuierlicher Übergang über die Höhe ist bei Wahl von Kegelschnitten besonders leicht durchzuführen, da lediglich die Variation der Exzentrizität den Übergang von der Hyperbel im Kronenbogenbereich zur Ellipse mit der großen Achse quer zur Talachse im untersten Mauerbereich ermöglicht [10]. Durch diese Krümmungsverhältnisse waren sowohl die möglichst große Steifigkeit der Bogen im obersten Mauerbereich als auch die geringsten Kämpfermomente der Bogen im unteren Mauerbereich gewährleistet. Die Berechnung der stark unsymmetrischen Gewölbemauer wurde nach dem Lastaufteilungsverfahren für 9 Vertikalschnitte, unter Berücksichtigung der Radial- und Tangentialverschiebungen sowie der Verdrehungen um die vertikale Achse, mittels eines Computer-Programmes durchgeführt, das für jede Lamelle in jeder Verformungsrichtung die freie Wahl des Verhältnisses der Verformungsmoduln von Beton und Fels gestattet. Damit konnte die Anisotropie des Felsuntergrundes berücksichtigt werden. Dies erwies sich in der Folge deswegen von besonderer Bedeutung, weil die unerwartet geringe Felsnachgiebigkeit an der linken Talflanke zu einem Aufreißen der Zugzone unter der Wasserseite der Mauer führte und nun eine Kontrollrechnung unter Berücksichtigung der tatsächlich gemessenen Felsverformungen und der teilweise gerissenen Aufstandsfläche durchgeführt werden konnte [11].

Ähnlich wie bei den Gewichtsmauern wurde bei den großen österreichischen Gewölbemauern der unterste Kontrollgang unmittelbar auf Fels aufgesetzt, was zwar eine optimale Verringerung der Sohl- und Bergwasserdrücke sicherstellt, aber bei einem

Aufreißen der wasserseitigen Sohlfuge - wie bei der Gewölbemauer Schlegeis - zu Wassereintritten in den Sohlstollen führen kann [12]. Bei der in den folgenden Jahren errichteten kleinen Gewölbemauer Klaus (1B/50) konnte diese Konstruktion noch beibehalten werden und hat sich auch wieder voll bewährt. Bei der jüngsten und größten österreichischen Gewölbemauer Kölnbrein (1B/54, Abb. 4), wurde jedoch der unterste Kontrollgang nicht mehr auf Fels aufgesetzt.

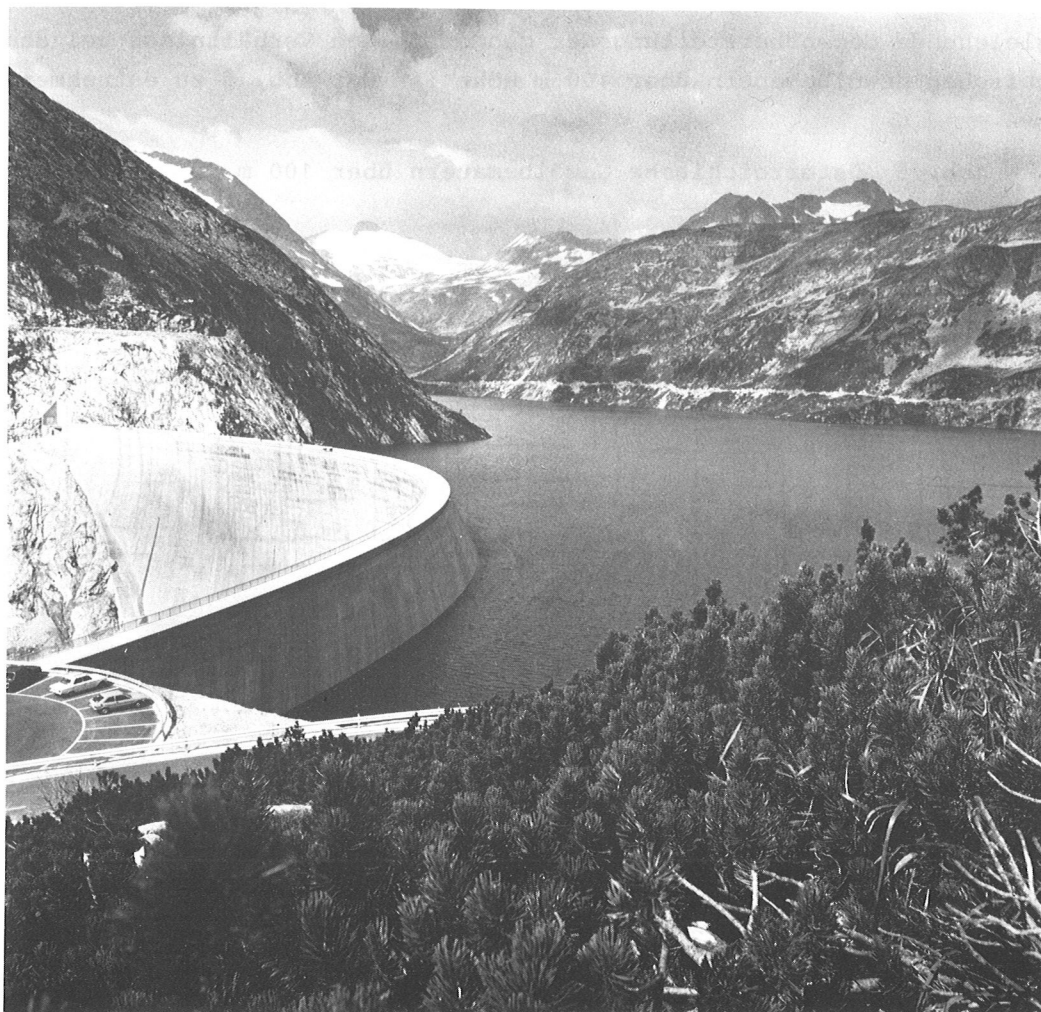


Abb. 4 Gewölbemauer Kölnbrein im Herbst 1978

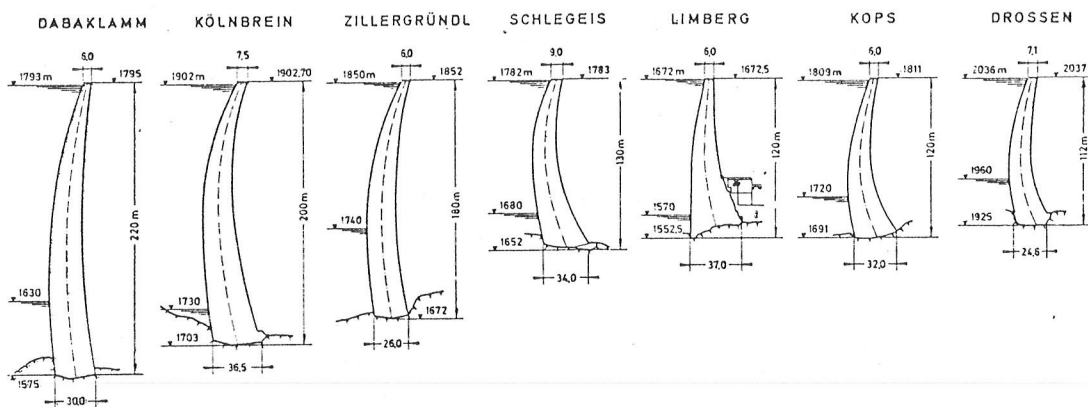
Für die derzeit noch in Projektierung befindliche Gewölbemauer Zillergründl, mit deren Baubeginn 1980 gerechnet wird, ist die Lage des unteren Kontrollganges noch nicht festgelegt. Die laufenden rechnerischen Untersuchungen zielen auf die Ermittlung der möglichen Rißtiefe in der Aufstandsfläche in Abhängigkeit von verschiedenen Verhältnissen der Verformungsmoduln von Beton und Fels, um den optimalen Abstand des Dichtungsschirms von der Wasserseite zu erhalten. Mit den gleichen Berechnungsverfahren soll auch der Sicherheitsfaktor der Gewölbemauer, unter Berücksichtigung der gerissenen Zugzone in der Aufstandsfläche und im Bogenscheitel, ermittelt werden. Die Studien umfassen jedoch auch die sich bei einer Anordnung des unteren Kontrollganges im Beton ergebenden Auswirkungen auf die Statik und

den Bauvorgang, insbesondere den Dichtungsschirm, um die numehr vorliegenden Erfahrungen voll auswerten zu können.

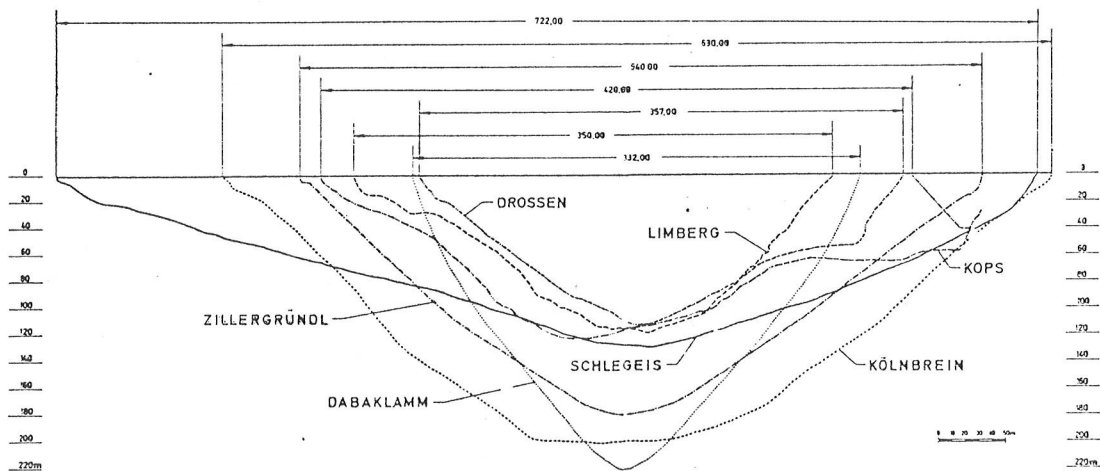
Die ebenfalls noch in Projektierung stehende Gewölbemauer Dabaklamm wird mit ihren 220 m Höhe die höchste österreichische Gewölbemauer sein, infolge der günstigen Talform mit der Betonkubatur jedoch unter 1 Mio m³ bleiben. Die bisherigen Bohrungen, Stollen- und Felsversuche im Labor wie in situ haben die ausreichende Felsqualität bestätigt, sodaß die Projektierungsarbeiten abgeschlossen werden konnten.

Eine vergleichende Gegenüberstellung der geometrischen Verhältnisse bei den österreichischen Gewölbemauern über 100 m Höhe ist der Abb. 5 zu entnehmen.

Abb. 5 Österreichische Gewölbemauern über 100 m

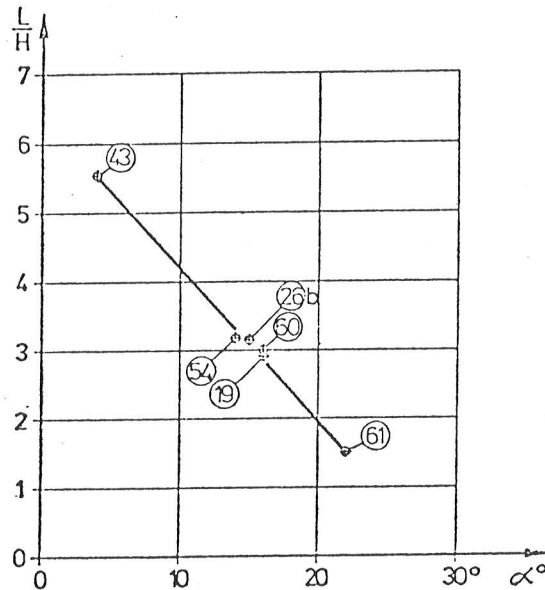


5 a Mittelschnitte



5 b Abgewickelte Längsschnitte

Die weite Spannweite im Verhältnis Kronenlänge : Mauerhöhe und die während fast 3 Jahrzehnten entwickelten Entwurfsgrundsätze in Hinblick auf die Formgebung lassen einen Vergleich interessant erscheinen. Hier sei nur die Richtung der räumlichen Kämpferresultierenden herausgegriffen (Abb. 6), die für die Beurteilung der Einbindeverhältnisse mit maßgebend erscheint.



$\frac{L}{H}$ $\frac{\text{Kronenlänge}}{\text{Mauerhöhe}}$

.... Winkel zwischen der Gewölbemauerachse in Tallängsrichtung und der Horizontalprojektion der maximalen räumlichen Kämpfer-Resultierenden

(Nr.) siehe Tabelle 1

Abb. 6 Abhängigkeit der Richtung der maximalen Kämpferkräfte vom Talquerschnitt

Es zeigt sich, daß die Spreizung dieser Kämpferkräfte weitaus überwiegend vom Verhältnis Kronenlänge : Mauerhöhe, jedoch kaum von der Bogenform abhängt. Zieht man daher den größtmöglichen Ausbreitungswinkel der Kämpferresultierenden als Beurteilungskriterium heran, wie dies in Österreich üblich ist, so ist dieser durch die örtlichen Verhältnisse weitgehend gegeben und kann nur in sehr geringem Umfang durch die Formgebung beeinflusst werden.

2.3 Gründungsprobleme

Wie in aller Welt beschränkte sich auch in Österreich die Untersuchung des Sperrenuntergrundes bei den frühen Staumauern mehr auf quantitative als auf qualitative Untersuchungen. Mit der Gründung des sogenannten Salzburger Kreises für Felsmechanik im Jahr 1950 kam das Bestreben, das Verhalten des Felskörpers auch qualitativ zu erfassen und insbesondere schon während der Projektierungszeit abschätzen zu können. Dazu war eine umfangreiche Entwicklungsarbeit auf zwei verschiedenen Gebieten erforderlich, die Bestimmung der Stoffgesetze des Felskörpers durch Messung bei Versuchen im Labor, in situ und am ausgeführten

Bauwerk sowie das Aufstellen von Rechenverfahren, die das tatsächliche Verhalten des inhomogenen geklüfteten Felsens erfassen.

Für die Gewölbemauer Schlegeis wurden umfangreiche Versuche zur Erfassung der Felseigenschaften durchgeführt [13]. Außer den Laborversuchen an Handstücken und Bohrkernen (Verformungs-, Triaxial- und Scherversuche) wurde auch bei einem Versuch mit der eigentlich für Druckschächte entwickelten Radialpresse der Verformungsmodul in verschiedenen Richtungen in situ bestimmt. Damals wurde auch der Versuch unternommen, die Kennziffern für das anisotrope ungestörte Gestein zu erfassen [14]. Ähnliche Versuche wurden auch für die Gewölbemauern Kölnbrein, Zillergründl und Dabaklamm durchgeführt. Bei letzterer wurden diese Versuche durch einen großen in situ-Scherversuch an einem 20 m³ großen Block im steilen Felshang und einigen Stempeldruckversuchen in Sondierstollen ergänzt. Bei all diesen Versuchen bleibt jedoch die Problematik bestehen, daß nur ein um mehrere Zehnerpotenzen geringeres Felsvolumen erfaßt werden kann, als später vom Bauwerk beeinflusst wird. Der maßgebliche Einfluß der Felsstruktur, insbesondere deren Veränderung mit zunehmender Tiefe, kann daher über Versuche nur bedingt erfaßt werden.

Um trotz all dieser Schwierigkeiten zu einer gewissen Aussage zu kommen, wurde der Begriff des Ausbreitungswinkels eingeführt. Als Ausbreitungswinkel wird dabei der kleinste Winkel zwischen der Felsoberfläche und der räumlichen Kämpferresultierenden verstanden [15]. Bei durchschnittlichen Felsverhältnissen soll dieser Ausbreitungswinkel etwa 25 - 30° nicht unterschreiten. Da Vergleichsuntersuchungen gezeigt haben, daß die Richtung der räumlichen Kämpferresultierenden vor allem von der Talform abhängt und durch die Formgebung der Gewölbemauer nur sehr wenig beeinflusst werden kann (Abb. 6), sind bei Unterschreitung dieses Winkels sehr genaue Felsuntersuchungen und gegebenenfalls zusätzliche Sicherungsmaßnahmen erforderlich.

2.4 Modellversuche

Für Gewichtsmauern mit ihrem im wesentlichen ebenen Spannungs- und Verformungszustand sind im allgemeinen keine Modellversuche notwendig. Lediglich für die Erfassung der Auswirkungen des vergrößerten Kontrollganges auf die Spannungen im Betonkörper (1A/29, 46) waren seinerzeit spannungsoptische Versuche durchgeführt worden, die aber beim heutigen Stand der Entwicklung der Finite Element Method auch kaum mehr notwendig erscheinen [2].

Die Notwendigkeit von Modellversuchen zur Kontrolle der statischen Berechnung von Gewölbemauern mit ihrem räumlichen Tragverhalten ist jedoch trotz der mit dem Einsatz von Computern möglich gewordenen, wesentlich wirklichkeitstreueren Berechnung, sei es mit dem Lastaufteilungsverfahren oder auch mit der Finite Element Method, immer noch gegeben. Während die modellmäßige Nachbildung des Sperrenkörpers kaum besondere Schwierigkeiten bietet, ist es doch auch heute noch kaum möglich, den Untergrund der Talsperre wirklichkeitstreu nachzubilden oder gar den Einfluß von Kluftwasserdrücken modellmäßig zu erfassen. Auch die Erfassung der Eigengewichtswirkung der Gewölbemauer ist problematisch, ebenso jene von Temperaturänderungen. Mit diesen Bemerkungen soll natürlich nicht die Notwendigkeit dieser Modellversuche eingeschränkt, sondern lediglich deren Grenzen aufgezeigt werden. Die in der Tabelle 2 zusammengestellten Modellver-

suche, die im Labor der Tauernkraftwerke AG in Kaprun ausgeführt wurden, dienten lediglich der Erfassung der Auswirkungen des Wasserdrucks auf den Sperrenkörper zum Vergleich mit der statischen Berechnung. Dieser Vergleich war insbesondere bei den älteren Mauern von größerer Bedeutung, die den damaligen Möglichkeiten entsprechend lediglich mit einem Ausgleich der Radialverschiebungen berechnet worden waren.

Tabelle 2

Lfd. Nr.	Name	Jahr	Maßstab	Material	Belastung
A) <u>Normale Belastung</u>					
26 b	Drossen (2x)	1952	1:100	Gips-Kieselgur	Federpressen
		1955	1:100	Gips-Kieselgur	pneumatisch mit 9 Druckkissen
	Dabaklamm	1965	1:333	Gießharz	Quecksilber
38	Kops (3x)	1962/64	1:500	Gießharz	Quecksilber
43	Schlegeis (3x)	1970/72	1:500	Gießharz	Quecksilber und pneumatisch
54	Kölnbrein (3x)	1962 1973/74	1:500	Gießharz	Quecksilber
B) <u>Bruchbelastung</u>					
43	Schlegeis	1971	1:500	Gips-Kieselgur	hydraulische Stempel
54	Kölnbrein	1976	1:250	Gips-Kieselgur	hydraulische Stempel

Wegen des relativ großen Aufwandes wurden in der Folge mehrere Modellversuche an kleineren Modellen durchgeführt, hauptsächlich um verschiedene rechnerisch kaum erfaßbare Sonderprobleme zu behandeln, allerdings war hierfür nicht nur eine besonders genaue Modellherstellung und Messung Voraussetzung, sondern auch eine Abstimmung der Belastungseinrichtungen mit dem Modellmaterial hinsichtlich dessen Verformungsmodul. Die Zusätze von Korkschat zum Gießharz ermöglichten eine Dosierung dieses Verformungsmoduls, sodaß nunmehr auch verschiedene Verhältnisse des Verformungsmoduls von Beton und Fels nachgebildet werden konnten. Die hohe Poissonzahl dieses Modellmaterials (0,30 - 0,40) war jedoch als Nachteil zu werten.

Als Sonderproblem wurde bei der Gewölbemauer Kops die Belastung des künstlichen Widerlagers am linken Sperrenflügel sowie die Auswirkungen leicht verformbarer Einschaltungen im Sperrenuntergrund untersucht. Weiters wurden am Modell die Verformungen des luftseitigen Sperrenvorlandes gemessen, die mit den später in der Natur gemessenen Werten recht gut übereinstimmten.

Für die besonders weit gespannte Bogengewichtsmauer Schlegeis wurde in mehreren Modellversuchen die Auswirkung einer ursprünglich erwarteten, aber dann nicht eingetretenen besonders großen Nachgiebigkeit des Untergrundes im Bereich des linken Sperrenflügels sowie eine Wasserdruckbelastung auf das dicht vorausgesetzte wasserseitige Sperrenvorland untersucht. Bei der in Ausführung begriffenen Gewölbemauer Kölnbrein schließlich wurde der Einfluß einer gerissenen Zugzone auf das Verformungs- und Spannungsbild der Gewölbemauer meßtechnisch erfaßt.

Für die Bogengewichtsmauer Schlegeis und die Gewölbemauer Kölnbrein wurden schließlich auch Bruchversuche durchgeführt, die im wesentlichen deren rechnerisch ermittelte Grenztragfähigkeit, die unter Berücksichtigung der gerissenen Zugzone in der Aufstandsfläche an der Wasserseite und im Bogenscheitel an der Luftseite durchgeführt wurde, bestätigten.

3. Ausführungsprobleme bei Staumauern

3.1 Die Betonentwicklung im Labor

Die dem Massenbeton eigene Problematik liegt bekanntlich darin, daß nicht nur die erforderliche Endfestigkeit, Wasserdichtigkeit und Frostbeständigkeit aus wirtschaftlichen Gründen mit möglichst geringer Zementdosierung erreicht werden soll, sondern auch Risse durch Zugspannungen als Folge der großen Wärmeentwicklung während des Abbindens zu vermeiden sind.

In Österreich hat diese Forschungsarbeit mit dem Bau der Talsperren der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun (1A/21a, 26b, 1B/19, 21a, 26b) 1948 bis 1955 für etwa 1 1/2 Mio m³ Beton begonnen. Bei den Versuchen zur Entwicklung des Betons dieser Talsperren zeigte sich die große Bedeutung des Feinstkorns auf die Betoneigenschaften, sodaß die Entstaubung und bis dahin technisch nicht mögliche Trennung des Feinsandes, \emptyset 0 - 3 mm, bei etwa 1 mm in zwei Fraktionen mit einer von Aufbereitungsanlagen im Bergbau übernommenen Vertikalschlamm-anlage eingeführt wurde [16]. Die Entstaubung erleichterte die Einführung von Luftporen zur Verbesserung der Frostbeständigkeit, die bessere Abstufung des Feinsandes ermöglicht bei sonst gleichen Frisch- und Fertigbetoneigenschaften Einsparungen bei der Bindemitteldosierung.

Der normale Portlandzement zur Zeit der Kapruner Talsperren wies eine Hydrationswärme von etwa 264 J/g nach 7 Tagen auf, entsprach also in dieser Richtung den noch heute gültigen Anforderungen an einen sogenannten kühlen Zement, sodaß damals auf dem Zementgebiet keine besonderen Entwicklungsarbeiten notwendig waren. In den folgenden Jahrzehnten jedoch wurde in Hinblick auf die Anforderungen im Hoch- und Brückenbau die Festigkeit, insbesondere die Frühfestigkeit, des Zementes gesteigert, was eine Erhöhung der Hydrationswärme auf etwa 335 J/g mit sich brachte. Dies widersprach aber den Forderungen des Massenbetons. Die Hydrationswärme kann nun durch die chemische Zusammensetzung des Zementklinkers oder durch Beimengung von Hochofenschlacke (Schlegeis) bzw. Flugasche (Kölnbrein) verringert werden. Die chemische Zusammensetzung des Klinkers ist

weitgehend vom natürlichen Vorkommen bestimmt und daher nur wenig beeinflussbar. Die Zugabe von Hochofenschlacke oder Flugasche ermäßigt bekanntlich aber nicht nur die Hydratationswärme, sondern verlangsamt auch die Festigkeitsentwicklung des Betons. Es mußte vermieden werden, daß sich die Festigkeit des Betons stärker als die Spannungen zufolge der Abbindewärme vermindert. Daher wurde versucht, durch geeignete Dosierung der Schlacken- bzw. Flugaschenkomponente eine optimale Rißsicherheit während der Abbindezeit zu erhalten. Diese zeitabhängige Rißsicherheit wurde definiert als Verhältnis der Biegezugfestigkeit zur gleichzeitigen Zugspannung infolge des Temperaturfeldes im Beton [17], (Abb. 7).

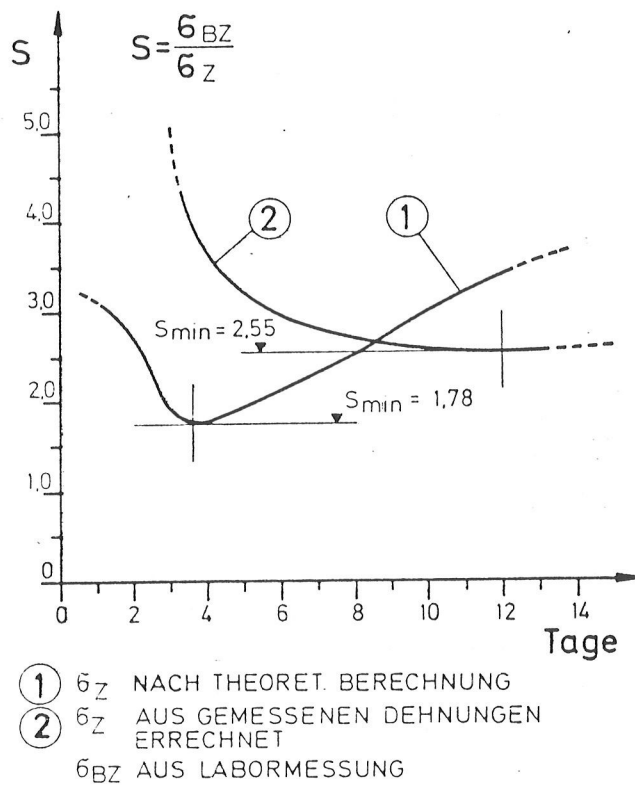


Abb. 7 Rißsicherheit beim Beton der Gewölbemauer Kölnbrein aus Rechnung und Messung im Betonierblock

Für die Gewölbemauer Schlegeis (1B/43) wurde 1965 [18] und für die Gewölbemauer Kölnbrein (1B/54) 1972 [17] mit maximalen Mauerstärken von 34 bzw. 41 m ein Sonderzement entwickelt, der nur eine Hydratationswärme von 252 bis 264 J/g aufwies.

Die Betonierung beider Sperrungen hat die Richtigkeit der gewählten Dosierung bestätigt, da trotz Blockgrößen von 17 x 34 x 2,4 m bzw. 20 x 41 x 3 m keine Temperaturrisse festgestellt werden konnten.

3.2 Die Betonherstellung auf der Baustelle

Die erforderliche Festigkeit des Betons, die letztlich die Zementdosierung bestimmt, ergibt sich aus der mit dem Sicherheitsfaktor vervielfachten tatsächlichen Beanspruchung des Sperrbetons und wird im allgemeinen auf das 10 %-Fraktile bezogen, also jenem Wert, der mit einer Wahrscheinlichkeit von 10 % unterschritten wird. Dieser Wert liegt um so näher dem Mittelwert der geprüften Proben, je kleiner der Variationskoeffizient, also das Streumaß bezogen auf die mittlere Festigkeit, bleibt. Um dieses Streumaß möglichst zu verringern, demnach eine optimale Gleichmäßigkeit des Betons zu erzielen, wurde auf der Baustelle der Gewölbemauer Kölnbrein eine elektronisch gesteuerte Dosieranlage für die Wasserzugabe eingebaut, wobei bereits auf die Erfahrungen bei den Flußkraftwerken an der Donau zurückgegriffen werden konnte. Der durch diese Anlage erzielte wesentliche Fortschritt besteht in der genauen Einhaltung des Wasserzementwertes, da der Feuchtigkeitsanteil in den Zuschlagstofffraktionen elektronisch gemessen, der zusätzlich geforderte Wasserbedarf in einem Computer errechnet und dann die Wasserzugabe entsprechend dosiert wird. Der Einbau von Vibrationsrinnen für die Dosierung der einzelnen Zuschlagstofffraktionen in die Wiegebehälter und die Kontrolle der Übereinstimmung von Soll- und Istwert ermöglichen eine hohe Dosiergenauigkeit. Die Gewichtsanteile sämtlicher Betonkomponenten werden gemessen und registriert, sodaß von jeder Mische ein Protokoll über deren Zusammensetzung vorliegt. Die getroffenen Maßnahmen haben sich voll bewährt, da das Streumaß auf 250 N/cm^2 , der Variationskoeffizient auf unter 8 % heruntergedrückt werden konnte.

3.3 Die Betoneinbringung auf der Baustelle

Die optimale Planung großer Staumauern kann sich nicht nur auf den statischen und konstruktiven Entwurf des Sperrkörpers, unter Berücksichtigung der örtlichen topographischen und geologischen Verhältnisse, beschränken. Das wirtschaftliche Optimum wird auch wesentlich von der Abstimmung der Baudurchführung auf die Konstruktionsmerkmale des Entwurfes abhängen, deren Möglichkeiten durch die Wahl der Baustelleneinrichtung weitgehend bestimmt sind. Maßgebend für die Bauzeit ist das Verhältnis zwischen der Gesamtkubatur und der täglichen Betonierleistung. Die einzelnen Glieder der Betonieranlage, von der Zuschlagstoffgewinnung über die Aufbereitung, die Mischanlage bis zur Betoneinbringung, müssen in ihrer Leistungsfähigkeit auf diese tägliche Betonierleistung abgestimmt sein. Da im allgemeinen die kürzest mögliche Bauzeit auch die wirtschaftlichste ist, ergibt sich die erforderliche Ausbauleistung der Betonieranlage aus den verschiedenen betontechnologischen Forderungen und den geometrischen Gegebenheiten der Staumauer. Für große Gewölbemauern werden meist Kabelkrananlagen verschiedener Bauart und Leistung für die Betoneinbringung eingesetzt. Die richtige Wahl dieser Kabelkrananlagen bestimmt daher nicht nur die Bauzeit, sondern auch die Auslegung der übrigen, für die Herstellung des Betons erforderlichen Einrichtungen und ist damit bestimmend für die Kosten der Baustelleneinrichtung. Da die manuelle Ermittlung der optimalen Auslegung der Kabelkrananlage infolge der vielen Parameter für verschiedene Varianten eine sehr langwierige Arbeit ist, wurde ein Programm für die deterministische Simulation der Betonierung einer Betonstaumauer entwickelt [19]. Dieses Programm wurde vom Bauherrn für den Vergleich der verschiedenen Anbotsvarianten im Zuge einer internationa-

len Ausschreibung des Bauvorhabens Gewölbemauer Kölnbrein eingesetzt. Das Ergebnis dieser Variantenuntersuchung war mit eine Entscheidungsgrundlage für die Vergabe der Arbeiten. Die maximalen theoretischen Betonierleistungen konnten während der dreijährigen Betonierzeit als Durchschnitt eingehalten werden; die maximale Tagesleistung betrug 7.200 m^3 , die maximale Monatsleistung 156.000 m^3 .

4. Die Überwachung der Gewölbemauern

Alle drei Abschnitte im Leben einer Talsperre - Planung, Errichtung und Betrieb - werden in Österreich von zwei voneinander unabhängigen Gruppen von Fachleuten begleitet. Die eine Gruppe ist vom Bauherrn mit der Projektierung, Ausführung und Überwachung, die andere von der Wasserrechtsbehörde mit der Überprüfung der jeweils anfallenden Arbeiten betraut [20]. Schon während der Projektierung jeder Talsperre muß auch ein Konzept für die spätere Überwachung des Bauwerkes zur Genehmigung vorgelegt werden. Die Weiterentwicklung dieser Überwachungsverfahren umfaßt bei den neueren Gewölbemauern auch den Felsuntergrund, dessen Verhalten meist von ausschlaggebender Bedeutung für die Sicherheit der Talsperre ist.

Für die Gewölbemauern ist das Zusammenwirken von Fels und Mauerkörper von besonderer Wichtigkeit. Seit der Errichtung der Gewölbemauern wird daher eine steigende Anzahl von Meßeinrichtungen zur Erfassung des Gebirgsverhaltens in Hinblick auf die Verformungen sowie Berg- und Kluftwasserdrücke eingebaut. Andererseits wird immer mehr auf die geodätische Überwachung der Gewölbemauern verzichtet, da mit der Entwicklung der Schwimmlotanlagen die Absolutverformungen des Mauerkörpers einfach, schnell und wesentlich genauer als über geodätische Verfahren erfaßt werden können. Die Anordnung von Kontrollgängen in verschiedenen Mauerhöhen ermöglicht auch Zwischenablesungen, sodaß auch die Verformungsflächen der Gewölbeschale nunmehr dargestellt werden können.

Der Umfang der Meßeinrichtungen bei der jüngsten österreichischen Gewölbemauer Kölnbrein wird durch die Zahl von etwa 600 Meßdaten gekennzeichnet, die je nach Erfordernis täglich bis monatlich erfaßt werden. Die Häufigkeit dieser Datenerfassung hängt mit der Lebensphase des Bauwerkes zusammen: Während die Messungen meist mit der Betonierung beginnen, um insbesondere den Urzustand der Untergrundverformungen und Bergwasserdrücke zu erfassen, genügen bis zum Beginn des 1. Teilstaues größere Zeitintervalle zwischen den Messungen. Während der Teilstauphase bis zum 1. Vollstau wird dann das ganze Meßprogramm mit größtmöglicher Dichte durchgeführt, um ein Maximum an Aufschlüssen über das Verhalten der Gewölbemauer selbst und des Felsuntergrundes zur Überprüfung und Verbesserung der Berechnungsannahmen zu erhalten. Nach dem ersten Vollstau kann dieses Meßprogramm dann auf jene Messungen verringert werden, die aufgrund der jeweiligen Verhältnisse für die Überwachung der Sicherheit als maßgebend erkannt worden sind. Da die großen österreichischen Gewölbemauern alle im Hochgebirge liegen und daher in den Wintermonaten nur bedingt zugänglich sind, werden schon seit langem bei jeder Staumauer einige Meßwerte, meist die radiale Durchbiegung im Mittelschnitt, ins Tal in die Warte des zugehörigen Krafthauses übertragen, um während des ganzen Jahres eine lückenlose Kontrolle des Bauwerkes gewährleisten zu können. Bei der Gewölbemauer Kölnbrein wurde zur Erleichterung der umfangreichen Arbeiten im Zusammenhang mit der Erfassung und Auswertung der Meß-

daten eine automatische Registrierung der Meßwerte sowie deren Fernübertragung zur zuständigen Fachabteilung des Bauherrn installiert, wo die Daten in einem Computer gespeichert werden. Vom Computer werden dann diese Meßdaten in der jeweils als zweckmäßig erscheinenden Form zueinander in Beziehung gesetzt und ausgewertet bzw. die Ergebnisse zeit- oder stauabhängig graphisch dargestellt. Auf diese Art steht jederzeit eine Sofortaufnahme des Gesamtzustandes der Sperre und des Untergrundes aufgrund der Meßdaten zur Verfügung [21], [22].

Hier soll auch noch auf ein anderes Sicherheitsproblem der Talsperren aus der Sicht der österreichischen alpinen Speicheranlagen eingegangen werden, nämlich auf die Frage der Hochwasserentlastungsanlagen. Da es sich bei diesen Speichern meist um Jahresspeicher mit relativ kleinem Einzugsgebiet handelt, die naturgemäß nur eine kurze Zeitspanne im Jahr so weit gefüllt sind, daß sie eine Hochwasserwelle nicht aufnehmen können, ergibt sich eine beträchtliche Verminderung der Hochwassergefahr für die Unterlieger, für deren Bewertung jedoch nur wenig Unterlagen zur Verfügung stehen. Eine Auswertung der österreichischen Daten über die Abflüsse über die Hochwasserentlastungsanlagen hat gezeigt [23], daß für Speicher mit einem Nutzinhalt, der größer als 50 % der zufließenden Jahreswasserfracht ist, höchstens alle 50 Jahre mit einem geringfügigen Überlauf des Hochwasserüberfalles gerechnet werden muß, also ein nahezu vollständiger Schutz der unmittelbaren Unterlieger gewährleistet ist.

5. Schlußwort

Die österreichischen Staumauern zur Errichtung von Großspeichern für Wasserkraftanlagen haben ihre Bedeutung nicht nur für die österreichische Elektrizitätswirtschaft als Ausfallsreserve und für die Erzeugung von Spitzenenergie, sondern haben auch zur Erschließung der alpinen Regionen beigetragen. Durch diese mit dem Bau verbundene Erschließung wurde ein weiterer wesentlicher Wirtschaftszweig Österreichs, der Fremdenverkehr, in vielen Tälern entscheidend gefördert, was nicht nur die steigenden Besucherzahlen, sondern auch die wirtschaftliche Entwicklung dieser Gebiete beweist.

Literatur:

- [1a] H. GRENGG : LARGE DAMS IN AUSTRIA.
Österr. Wasserwirtschaftsverband 1964
La "charge nominale" - Proposition d'un nouveau terme pour de terminer les dimensions d'un grand barrage.
ICOLD 1976, Mexiko, Q 46/R 10
Die Nennbelastung, ein neues Kennzeichen einer Talsperre.
Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 22
- [1b] H. GRENGG und H. LAUFFER : Der Gewölbemauerbau in Österreich.
Österr. Bauzeitschrift, Heft 8/9, 1948
- [2] E. MAGNET : Slab facing of Großer Mühldorfersee dam.
ICOLD 1970, Montreal, Q 39/R 19
- [3] H. SCHÜLLER : Die Talsperren der Oberstufe Glockner-Kaprun.
Tauernkraftwerke AG, September 1955
- [4] G. HORNINGER : THE ROCK SLIDES DOWNSTREAM FROM GMUEND DAM (AUSTRIA) AND THE MEASURES TO SAFEGUARD THE DAM
ICOLD 1967, Istamboul, Q 34/R 37
- [5] W. JURECKA : Beiträge zur Berechnung von Bogenstaumauern nach dem Lastaufteilungsverfahren.
Dissertation, Technische Hochschule Graz 1949
- [6] E. TREMMEL : Grundlagen der statischen Berechnung der Limbergsperre.
Tauernkraftwerke AG, September 1951
- [7] E. TREMMEL : ESTIMATION OF THE INFLUENCE OF FORCED VIBRATION ON THE STRESS IMPOSED ON ARCH DAM.
ICOLD 1961, Rom, C 14
- [8] R. WIDMANN : The Dynamic Behaviour of Arch Dams. Investigations by means of calculations and measurements.
ICOLD 1979, New Delhi, Q 51
- [9] R. KETTNER : Zur Formgebung und Berechnung der Bogenlamellen von Gewölbemauern.
Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 8
- R. WIDMANN : Zur Berechnung und wirtschaftlichen Formgebung von Bogengewichtsmauern.
Österr. Ingenieur-Zeitschrift 1961, Heft 8
- [10] R. WIDMANN : THE DAMS OF THE ZEMM-HYDROELECTRIC SCHEME.
World Dams Today, 1970
- [11] M. EISELMAYER, : ANALYSIS OF AN ARCH DAM TAKING ACCOUNT OF THE CRACKED TENSION ZONE AT THE DAM BASE:
Symposium University of Wales, Sept. 1975
- [12] G. HEIGERTH : ROCK DEFORMATION AT SEEPAGE FLOW IN THE FOUNDATION OF SCHLEGEIS ARCH DAM.
ICOLD 1976, Mexiko, Q 45/R 39
Felsverformungen und Sickerströmungen im Untergrund der Gewölbemauer Schlegeis.
Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 22

- [13] M. EISELMAYER : Festigkeitseigenschaften von Gneis.
ISRM Belgrad 1970, 3-41
- [14] E. TREMMEL : Das Verformungsverhalten von Gneis.
ISRM Belgrad 1970, 2-40
- [15] E. MAGNET : Gründungsprobleme der Gewölbemauer Kölnbrein.
ISRM Denver 1974, 3D
- [16] V. FRITSCH : FINES IN CONCRETE MIXES.
Water Power, August 1960
- [17] R. WIDMANN : MASS CONCRETE OF KOELNBREIN ARCH DAM.
World Dams Today 1977
- [18] R. WIDMANN : CONCRETE DESIGN FOR SCHLEGEIS ARCH DAM:
ICOLD 1970, Montreal, Q 39/R 11
Die Betonentwicklung für die Sperre Schlegeis.
Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs",
Heft 18
- [19] W. JURECKA : Die deterministische Simulation des
Betoniërprogramms einer Betonstaumauer.
Operations Research 1975, Heft 19
- [20] F. KROPATSCHEK, : The official supervision of dams and
und E. TREMMEL reservoirs in Austria.
ICOLD 1970, Montreal, Q 38/R 32
- E. WURZER, und : Authorisation and Supervision of Large
P. GRABMAYR Dams in Austria.
Österr. Wasserwirtschaft, 1977, Heft 9/10.
- [21] H. PETZNY : Messungen an österreichischen Talsperren.
Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs",
Heft 23
- [22] H. HAUTZENBERG : Automatic Supervision of Koelnbrein Arch Dam.
ICOLD 1979, New Delhi, Q 49
- [23] R. WIDMANN : Erfahrungen mit Hochwasserentlastungs-
anlagen österreichischer Talsperren.
Österr. Wasserwirtschaft 1974, Heft 5/6.

