

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

SCHRIFTENREIHE HERAUSGEGEBEN VON DER
ÖSTERREICHISCHEN STAUBECKENKOMMISSION,
DEM ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRTSCHAFTSVERBAND
UND DEM ÖSTERREICHISCHEN NATIONALKOMITEE
FÜR TALSPERREN

SCHRIFTFLEITUNG: O. UNIV.-PROF. DIPL.-ING. DR. TECHN. HELMUT SIMMLER

HEFT 30

15. TALSPPERRENKONGRESS IN LAUSANNE 1985

ÖSTERREICHISCHE BEITRÄGE VERFASST VON

Dipl.-Ing. Dr. techn. K. Baustädter

Ing. F. Breitenstein

Dr. phil. W. Demmer

Dipl.-Ing. H. Grassinger

W. Köhler

Dipl.-Ing. H. Lercher

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. N. Linsbauer

Dipl.-Ing. H. Ludescher

Univ. Prof. Dr. phil. F. Makovec

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

Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Pürer

Obering. J. Schlosser

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

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Schwab

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

Ing. W. Tischler

Dipl.-Ing. Dr. techn. P. Tschermutter

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Wöllacher

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

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

15. TALSPERRENKONGRESS IN LAUSANNE 1985

ÖSTERREICHISCHE BEITRÄGE VERFASST VON

Dipl.-Ing. Dr. techn. K. Baustädter

Ing. F. Breitenstein

Dr. phil. W. Demmer

Dipl.-Ing. H. Grassinger

W. Köhler

Dipl.-Ing. H. Lercher

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. N. Linsbauer

Dipl.-Ing. H. Ludescher

Univ. Prof. Dr. phil. F. Makovec

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

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

Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Pürer

Obering. J. Schlosser

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

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Schwab

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

Ing. W. Tischler

Dipl.-Ing. Dr. techn. P. Tschernutter

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Wellacher

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

© 1986 by Österreichisches Nationalkomitee für
Talsperren
An der Hülben 4, 1010 Wien

Druck: Akademische Druck-u. Verlagsanstalt Graz
Printed in Austria

Eigenverlag des Österreichischen Nationalkomitees für Talsperren, Wien
In Kommission bei Akademische Druck-u. Verlagsanstalt Graz

ISBN 3-201-01315-3

VORWORT DER SCHRIFTFLEITUNG

In der Zeit vom 24. bis 28.6.1985 wurde in Lausanne in der Schweiz der 15. Kongreß der ICOLD abgehalten. Er war den Fragen

- 56: Messende Überwachung der Talsperren und ihrer Gründung
- 57: Betontalsperren: ein altes, immer gegenwärtiges Problem: Risse; eine neue Technologie: Walzbeton
- 58: Behandlung des Sperrenuntergrundes zur Kontrolle von Durchsickerungen
- 59: Wiederherstellung der Sperrensicherheit

gewidmet.

Etwa 2000 Tagungsteilnehmer einschließlich Begleitpersonen wurden registriert.

Traditionell erscheint auch diesmal ein Heft der Österreichischen Talsperrenreihe, das die 15 österreichischen Beiträge zu diesem Kongreß enthält. Neu ist indessen die Aufnahme von zusammenfassenden Berichten über die insgesamt eingereichten Beiträge zu den einzelnen Fragen und ein Bericht von Dr. Widmann, der als Experte bei der Behandlung der Frage 57 mitwirkte und ein Referat zu diesem Thema bei der Tagung gehalten hat. Diese zusammenfassenden Berichte sind den österreichischen Beiträgen vorangestellt und sollen einen Überblick über die Thematik und den Stand der Erfahrungen und des Wissens aller behandelten Fragen geben. Damit ist erstmals an dieser Stelle auch ein fachlicher Überblick über den Kongreß möglich.

Die Tagung selbst wurde vom Schweizer Nationalkomitee sorgfältigst vorbereitet und bestens abgewickelt. Sie ist daher sicher dazu angetan, dieser wichtigen Organisation auch ihre Bedeutung für die Zukunft zu geben.

Im Namen der Herausgeber und als Schriftleiter möchte ich allen Verfassern, die Beiträge für dieses Heft geschrieben haben, für ihre Mühe und Sorgfalt danken.

Helmut Simmler

INHALTSVERZEICHNIS

Österreichische Beiträge zum 15.Talsperrenkongreß in Lausanne 1985

		Seite
	<u>Bericht zur Frage 56:</u> Messende Überwachung der Talsperren und ihrer Gründung (Dipl.Ing. Dr.techn. E. Pürer, Univ.Prof.Dipl.Ing. Dr.techn.W.Schober)	7
	<u>Bericht zur Frage 57:</u> Betontalsperren: Ein altes, immer gegenwärtiges Problem: Risse Eine neue Technologie: Walzbeton (Dipl.Ing.Dr.techn.R.Widmann)	12
	<u>Bericht zur Frage 58:</u> Behandlung des Sperrenuntergrundes zur Kontrolle von Durchsickerungen (Dipl.Ing.Dr.techn.W.Pircher)	15
	<u>Bericht zur Frage 59:</u> Sanierung von Talsperren zur Gewährleistung der Sicherheit (Univ.Prof.Dipl.Ing.Dr.techn.H.Simmeler)	20
	<u>Frage 56:</u> Messende Überwachung der Talsperren und ihrer Gründung	
R.42	Ein modernes Beobachtungssystem zur Überwachung der Standsicherheit der Kölnbreinsperre A MODERN INSTRUMENTATION FOR THE SURVEILLANCE OF THE STABILITY OF THE KÖLNBREIN DAM (Dipl.Ing.H.Ludescher)	25
R.59	Die Überwachung der Sicherheit der Talsperren der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun SAFETY CONTROL OF THE DAMS OF THE GLOCKNER-KAPRUN HYDRO-ELECTRIC DEVELOPMENT (Ing.F.Breitenstein, W.Köhler, Dipl.Ing.Dr.techn.R.Widmann)	37
R.66	Die membranartige Betonkerndichtung des Staudammes Bockhartsee, messende Überwachung und Interpretation THE CONCRETE CORE DIAPHRAGM WALL OF THE EMBANKMENT DAM BOCKHARTSEE, MONITORING AND INTERPRETATION (Univ.Prof.Dipl.Ing.Dr.techn.W.Schober, Dipl.Ing.H.Lercher)	47
R.67	Das Tragverhalten eines hohen Steinschüttdammes - Ableitung der Dehnungszustände und Kriterien für die Veränderlichkeit der Querdehnungszahl, Rückschlüsse auf die Stoffgesetze STRUCTURAL BEHAVIOUR OF A HIGH ROCKFILL DAM-COMPREHENSIVE INTERPRETATION OF MEASUREMENTS AND CONCLUSIONS ON STRESS-STRAIN RELATIONSHIPS (Dipl.Ing.Dr.techn.H.Schwab, Dipl.Ing.Dr.techn.W.Pircher)	59

<u>Frage 57:</u> Betontalsperren: Ein altes, immer gegenwärtiges Problem: Risse Eine neue Technologie: Walzbeton		
R.15	Betontechnologische Möglichkeiten zur Vermeidung von Rissen im Massenbeton HOW TO AVOID THERMAL CRACKING OF MASS CONCRETE (Dipl.Ing.Dr.techn.R.Widmann)	83
R.16	Bruchmechanische Modelle zur Untersuchung von Rissen in Be- tonsperrren FRACTURE MECHANICS MODELS FOR CHARACTERIZING CRACK BEHAVIOUR IN CONCRETE GRAVITY DAMS (Dipl.Ing.Dr.techn.H.N.Linsbauer)	95
R.37	Das Verhalten der Bogenmauer Kölnbrein THE BEHAVIOUR OF THE KÖLNBREIN ARCH DAM (Dipl.Ing.Dr.techn.K.Baustädter, Dipl.Ing.Dr.techn.R.Widmann)	105
	Podiumsreferat zur Frage: Wie kann die Bedeutung von Rissen auf das Tragverhalten beurteilt und wie können Risse erforder- lichenfalls saniert werden ? (Dipl.Ing.Dr.techn.R.Widmann)	121
<u>Frage 58:</u> Behandlung des Sperrenuntergrundes zur Kontrolle von Durch- sickerungen		
R.40	Untergrunddichtungen der Flußkraftwerke an der Österreichischen Donau SUBSOIL SEALINGS OF RUNOFF-RIVER STATIONS ON THE AUSTRIAN DANUBE (oUniv.Prof.Dr.phil.F.Makovec, Dipl.Ing.H.Grassinger)	125
R.62	Die Untergrunddichtung der Bogenmauer Schlegeis FOUNDATION SEALING OF SCHLEGEIS ARCH DAM (Ing.W.Tischler, Obering.J.Schlosser)	139
R.81	Maßnahmen zur Verminderung des Sohlwasserdruckes und der Wasserdurchtritte bei der Kölnbreinsperre MEASURES TAKEN TO REDUCE UPLIFT AND SEEPAGE AT KÖLNBREIN DAM (Dr.phil.W.Demmer, Dipl.Ing.H.Ludescher)	149
<u>Frage 59:</u> Sanierung von Talsperren zur Gewährleistung der Sicherheit		
R.40	Die Sanierung eines Steinschüttdammes mit Asphaltoberflächen- dichtung im Hochgebirge REPAIR OF A HIGH -ALTITUDE ROCKFILL DAM WITH AN UPSTREAM ASPHALT CONCRETE MEMBRANE (Dipl.Ing.Dr.techn.H.Wellacher, Dipl.Ing.Dr.techn.P.Tschernutter)	169

MESSENDE ÜBERWACHUNG DER TALSPERREN UND IHRER GRÜNDUNG

(E.Pürer, W.Schober)

UNTERTHEMEN:

- a) Aufbau der Meßgeräte und Meßeinrichtungs-Systeme, bezogen auf Art, Größe, Alter, Sicherheitsanforderung und Betriebsbedingungen der jeweiligen Talsperre.
- b) Neuere Entwicklungen bei Meßgeräten und Meßeinrichtungs-Systemen; Fernmessung und Automation.
- c) Zuverlässigkeit der Meßgeräte; Reparatur -und Austauschmöglichkeit defekter Geräte.
- d) Neuere Entwicklungen bei der Datenverringerung, Auswertung und Interpretation.
- e) Vergleich des Bauwerks-Verhaltens und der Vorhersage; Rückberechnung des Verhaltens und Folgerungen zur Verbesserung der Berechnungsmethoden.
- f) Gesichtspunkte für eine Normung der Talsperrenüberwachung.
- g) Kosten der Meßeinrichtungen und ihres Betriebes.

1. ALLGEMEINES

Die Bedeutung der Frage 56 wird durch die große Anzahl von 82 eingereichten Berichten auf 1600 Seiten unterstrichen. Zu ihnen sind noch 10 Sammelberichte der Nationalkomitees zu zählen. Dem aufschlußreichen Generalbericht von G.Post am Schluß des Kongreßbandes Nr. 1 ist zu entnehmen, daß sich bereits die Fragen 29 (1964), 38 (1970), 49 (1979) und 52 (1982) früherer Kongresse mit der messenden Überwachung von Talsperren befaßt haben. Diesmal wurden 21 (26 %) Beiträge generellen Erörterungen gewidmet, 25 (30%) beziehen sich auf Staumauern und 36 (44%) auf Staudämme. 71 % der Beiträge beziehen sich auf Unterthema a), 50 % auf e), 29 % auf b), 18 % auf c), 16 % auf d), 5 % auf g) und schließlich 4 % auf f).

Das wesentliche Ergebnis aller generellen Überlegungen ist die unbestrittene Bedeutung der Instrumentierung und der Messung für:

- die Sicherheit während der Erprobung einer Talsperre
- die Sicherheit während des Betriebes einer Talsperre
- die Vertiefung der Kenntnis über Tragverhalten und Materialeigenschaften und deren Rückwirkung auf Entwurf, Konstruktion und Rechenmodelle.

und:

die mindestens gleichrangige Bedeutung der visuellen Beobachtung der gesamten Stauanlage einschließlich Sperre, dem Sperrenvorland und Stauraum, da ein beträchtlicher Teil von auftretenden Schäden oder die Sicherheit beeinträchtigenden Erscheinungen an Talsperren durch visuelle Kontrollen entdeckt wurden (R 33, Generalbericht).

Dies wird einerseits auf die Grenzen der Instrumentierung zurückgeführt, ist andererseits aber auch mit mangelhaften Entwürfen von Meßeinrichtungen im Zusammenhang zu sehen.

Dem Umfang und der Art der Instrumentierung wurde verschiedentlich Augenmerk geschenkt, wobei vor allem der Erfahrung des Ingenieurs und seinem Wissen um die kritischen Bereiche einer Konstruktion entscheidende Bedeutung zuerkannt wurde. Die notwendige Anpassung der Meßeinrichtungen an die Eigenheiten von Bauwerk und

Untergrund wurde als für eine effiziente Überwachung erforderlich herausgestrichen.

2. STAUMAUERN

Die Beiträge können in folgende Gruppen zusammengefaßt werden, wobei die nachfolgende Reihung der Anzahl der eingereichten Beiträge entspricht:

- Beschreibung von Meßeinrichtungen, Meßergebnissen und deren Auswertung
- Vergleich von Rechnungen und Meßergebnissen, Eichung von Rechenmodellen,
- Vorhersagemodelle
- Neueste Entwicklungen auf dem Instrumentensektor
- Überwachungssysteme, Fernüberwachung

2.1

Was die Meßeinrichtungen, Meßgeräte und die Fernüberwachung betrifft, drängt sich dem österreichischen Beobachter der Vergleich mit den Heften 27 und 28 der Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs" auf. Hierzu kann trotz eindrucksvoller internationaler Beispiele, wie z.Bsp. die Untergrundüberwachung der Sperrbauten von Itaipu (R 10, R 11, R 61) oder Beispielen aus Frankreich für drei kleinere Bogen- bzw. Bogengewichtsmauern (R 22) oder aus Portugal für den Aguieira-Damm (R 37), der in Österreich übliche Standard als durchaus im Spitzenfeld liegend festgehalten werden. Dies dokumentierten auch die österreichischen Beiträge der ÖDK (R 42) bzw. der TKW (R 59). Bemerkenswert ist vielleicht das nach wie vor das unterschiedliche Gewicht, das den verschiedenen Meßsystemen, vor allem den geodätischen Beobachtungen, zugemessen wird. Einen interessanten, ausführlichen Kosten-, Zeitaufwand- und Genauigkeitsvergleich für geodätische Beobachtungen (Polygonzugsmessung - Triangulation) für die Horizontalverschiebungen einer Gewölbemauer bringt ein Beitrag aus Südafrika (R 41, siehe auch R 53, Schweiz).

2.2

Gemessen an der Anzahl der eingereichten Beiträge steht das Thema "Vergleich Rechen- und Meßergebnisse" bzw. "Vorhersagemodelle für das Verhalten der Talsperre" an zweiter Stelle.

Zu unterscheiden sind die deterministischen und die statistischen Methoden, wobei letztere naturgemäß nur für die Beurteilung des Langzeitverhaltens Anwendung finden können.

Bei den d e t e r m i n i s t i s c h e n Modellen geht der Trend in Richtung guter Anpassung der Rechen- an die Meßergebnisse durch einerseits immer bessere Darstellung der kritischen Bereiche, wie z.Bsp. Berücksichtigung von Rissen (R 40) oder spezieller Untergrundverhältnisse (R 37) und andererseits durch Anwendung rheologischer Modelle (R 13, R 16). Mit den besonderen Auswirkungen des Auftriebes, der Durchlässigkeit und deren Einfluß auf die Sicherheit auf Bogen- wie Gewichtsmauern befaßt sich ein spanischer Beitrag (R 49). In einem portugiesischen Beitrag (R 38) wird die Bestimmung und Berücksichtigung nichtlinearen, zeit- und spannungsabhängigen Verhaltens des Betons theoretisch und für den Vilarinho-Damm gezeigt. Eine sehr umfangreiche Darstellung von Messungen, Maßnahmen und Nachrechnungen im Gefolge des Auftretens von Haarrissen am Corbara - Damm (Pfeilerkopfmauer)

ist im R 57 dargestellt.

Zur Vorhersage des Verhaltens von Talsperren in Abhängigkeit von Stau, Temperatur und Zeit durch s t a t i s t i s c h e Modelle wurden Beiträge von Polen (R 13), Brasilien (R 16), Portugal (R 39) und Österreich (TKW, R 59) vorgelegt.

2.3

Darüber hinaus sind Beiträge zur Beobachtung und Auswertung von Erdbebenwirkungen aus Japan (R 25), über neuere Meßgeräte, wie z.Bsp. Gleitmikrometer (R 36) oder Bohrlochbeobachtung mit TV - Kamera (R 28) vorgelegt worden.

2.4

Mit der notwendigen Neu-Instrumentierung zufolge Korrosionswirkung des Sicker- bzw. Grundwassers und mit der erforderlichen Erweiterung bzw. Modernisierung der Meßeinrichtung für Gewichts- und Bogenmauern befaßten sich Beiträge aus Marokko (R 52) und Spanien (R 56). Schließlich soll auf eine komprimierte Zusammenschau der Anforderungen und Aufwendung für eine effiziente Talsperrenüberwachung aus Italien (R 76), welche nicht zuletzt die Diskussion ergänzen bzw. herausfordern will, hingewiesen werden.

2.5 Diskussion über Staumauern

Die Diskussion an den beiden Halbtagen während des Kongresses spiegelten im wesentlichen das Bild, das beim Studium des Bandes 1 gewonnen werden konnte, wieder.

Hervorzuheben, weil vergleichbare Beiträge im Kongreßbericht nicht enthalten, sind die Ausführungen des Schweizer Indermayer und des Finnen Loukola betreffend die Anforderung an den Talsperrenwärter. Beide verlangen gewissenhafte, charakterlich gefestigte Persönlichkeiten, die gleichzeitig über ein solides fachliches Können und Einsicht in die Bedeutung und Zusammenhänge ihrer Tätigkeit verfügen. Das richtige Ablesen von Meßgeräten allein wurde als entschieden zu geringe Qualifikation herausgestrichen.

Auf die besonderen Vorteile für die Talsperrenüberwachung hinsichtlich Schnelligkeit und Verfügbarkeit der notwendigen Informationen durch Fernüberwachung im Zusammenspiel mit automatischer Auswertung wies Fanelli (Italien) in seinem Beitrag hin.

Zur Automatisierung in der Talsperrenüberwachung sind auch kritische Stimmen laut geworden. Sie richten sich jedoch nicht prinzipiell gegen die Automatisierung, sondern wollten in erster Linie deren Bedeutung im Rahmen der Gesamtüberwachung relativiert wissen. Die vorrangige Bedeutung der fachlichen Kompetenz des überwachenden Ingenieurs, der allein eine Inflation an Meßgeräten und Automatisierung vermeiden kann, zog sich wie ein "Roter Faden" durch die meisten Beiträge.

Aussichten auf eine Revolutionierung in der geodätischen Überwachung mit Hilfe von Satelliten eröffnete Reiter (Finnland). So beeindruckend die Möglichkeiten auch sind, die zu erwartende Genauigkeit wird aus der Warte der Talsperrenüberwachung doch nur sehr grobe Aussagen ermöglichen.

3. STAUDÄMME

G.Post führt in seinem Genralbericht drei wesentliche Gründe für die messende

Überwachung an:

- a) Überwachung des Kurzzeit- (1.Einstau) und Langzeitverhaltens,
- b) Vergleich des erwarteten und des tatsächlichen Verhaltens zum Nutzen künftiger Projekte,
- c) Anpassungsmöglichkeiten eines Projektes während der Bauausführung.

Besonders c) hat sich beim Bau des 260 m hohen Chicoasen-Dammes in Mexiko als außerordentlich wertvoll erwiesen. R 34 bringt ein entsprechendes Beispiel aus Rumänien.

3.1 Instrumentierung und Sicherheit

Obwohl die Steigerung der Sicherheit durch eine dem jeweiligen Objekt angepaßte Instrumentierung allgemein anerkannt wird, wurden in den Berichten R 30, R 31 und R 33 Zweifel über die Wirksamkeit von Meßeinrichtungen zur zeitgerechten Warnung vor gefährlichen Entwicklungen geäußert. Besonders in R 31 wird versucht, anhand von mehreren Beispielen aufzuzeigen, daß auch bei bester Instrumentierung das eingetretene Ereignis (z.Bsp. der Bruch des Teton-Dammes, 1976) nicht rechtzeitig erkannt worden wäre. R 33 berichtet, daß 70 % der Anomalien bei Dämmen in der CSSR durch örtliche Beobachtungen und nicht durch Messungen erkannt wurden. In der Regel wird in den Berichten nur über die Bestätigung des erwarteten Verhaltens durch die Messungen ausgesagt und ein Fehlverhalten selten erwähnt. Eine Sicherheitsgarantie kann durch Messungen nicht gegeben werden. Diese führen nur dann zu Erfolg, wenn sie auf das zu erwartende Phänomen hin geplant werden (R 60, R 65). Bei komplexen Problemstellungen sollten zwei verschiedene Meßsysteme eingesetzt werden. Vor einer Überinstrumentierung wird jedoch gewarnt, und es ist erforderlich, die Grenzen der Meßtechnik (Punktaufschluß, Meßfehler, Interpretationsfehler) zu erkennen. Bei Dämmen ist es z.Bsp. schwierig, Risse im Schüttkörper zu messen. Auch die Alterung und die Möglichkeit der Erneuerung von Einrichtungen (R 52) müssen beachtet werden, da bestimmte Messungen über die gesamte Lebensdauer erforderlich sind. Die beste Messung kann einen schlechten Dammentwurf nicht ersetzen, doch bilden die Meßeinrichtungen stets einen wesentlichen Bestandteil des Entwurfes.

3.2 Arten der Messungen

Verformungsmessungen

Geräte zur Verformungsmessung sind weit entwickelt und sehr verläßlich. Die Genauigkeit der geodätischen Einmessung von Oberflächenpunkten konnte durch die elektronische Distanzmessung noch gesteigert werden. Invardrahtmeßketten, Flüssigkeitswaagen, Pendelmessungen, Extensometer, Pegelmessungen durch Radiosonden und Inclinomater ermöglichen es, Bewegungen von Meßpunkten mit hoher Genauigkeit zu messen.

Porenwasserdruckmessungen

Die üblichen Meßsysteme (z.Bsp. Ventilgeber oder schwingende Saite) arbeiten zuverlässig. Schwieriger ist es für den jeweiligen Boden den passenden Filterstein im Hinblick auf den erforderlichen Lufteintrittswiderstand zu finden. Vorzuziehen ist bei dichten Böden mit Meßsystemen vom Casagrande-Typ infolge der hydraulischen Einflüsse geboten.

Erddruckmessungen

Bei diesen Messungen besteht immer noch die Problematik der unterschiedlichen Steifigkeit des Meßgebers zum umgebenden Boden. Das bewährte Kalibrierungsverfahren nach F. List (Dissertation an der Universität Innsbruck) hat noch keinen Eingang in die internationale Praxis gefunden, obwohl es wiederholt veröffentlicht wurde. Es wird daher diesen Messungen allgemein keine große Zuverlässigkeit beigemessen. Wesentliche Aussagen aus Erddruckmessungen konnten jedoch bei den TIWAG -Dämmen Gepatsch und Finstertal (Q 34, R 39; Q 36, R 10; Q 52, R 64; Q 56, R 67) gewonnen werden.

Sickerwassermessungen

Diese integrierenden Messungen werden als bester Indikator für gefährliche Entwicklungen angesehen (R 59). Bei Dämmen ist der Einfluß der atmosphärischen Zuflüsse aus dem natürlichen Einzugsgebiet der Meßstellen zu berücksichtigen. Meßüberfälle eignen sich gut für Dauermessungen mit Fernübertragung und Warneinrichtungen (R 57). Es werden auch Sektionierungen empfohlen.

Da mit dem Sickerwasser Erosionswirkungen auftreten können, ist die Gefahr progressiver Entwicklungen gegeben. 40 % der Dammbrüche in den letzten 75 Jahren sind auf derartige Wirkungen zurückzuführen. Sickerwassermessungen werden daher in einigen Ländern (Norwegen, Japan, Frankreich) von der Behörde als unerlässlich vorgeschrieben.

Erschütterungsmessungen

In Erdbebenzonen gehört die Aufstellung von Seismographen und Beschleunigungsgebern zum allgemeinen Standard. Es wird der Damm in verschiedenen Höhen und zum Vergleich auch der Untergrund ausgerüstet.

Automation

Die Automation ist in voller Entwicklung, kann jedoch eine örtliche Kontrolle nicht ersetzen. Es sind große Zeiteinsparungen möglich, z.Bps. von 12 Stunden auf 20 Minuten (R 14). Die Auswertung und Interpretation ist immer von Fachleuten durchzuführen.

3.3 Rückrechnung

Aus den Messungen werden Kennwerte für eine Rückrechnung des Dammverhaltens gewonnen. Die österreichischen Beiträge R 66 über den Staudamm Bockhartsee und R 67 über den Staudamm Finstertal sind hierfür typische Beispiele. Durch eine Rückrechnung wird ein besseres Verständnis für das Dammverhalten erreicht und die Interpretation, z.Bsp. von Erddruckmessungen, erleichtert. Das Interesse an derartigen Berechnungen geht aus dem großen Anteil von 50 % der eingereichten Berichte (Unterthema e) hervor.

3.4 Diskussion über Staudämme

Es wurden die Themen:

- a) Messende Überwachung und Sicherheit
- b) Behördliche Institutionen
- c) Automation und
- d) Porenwasserdruckmessungen

zur Diskussion gestellt. Zum Thema a) hat der Verfasser die Ansicht vertreten, daß durch Meßeinrichtungen wie beim Staudamm Finstertal der TIWAG auch Entwicklungen, die zu den gefährlichen Erosionsbrüchen führen können, rechtzeitig zu erkennen sind. Die sicher beträchtlichen Kosten dieser Einrichtungen, z.Bsp. des Kontrollganges, dürfen dabei kein Kriterium sein, da dieses im Falle eines Bruches ad absurdum geführt wird. Meßeinrichtungen, die einen Bruch auszuschließen vermögen, sind daher immer in höchstem Grade wirtschaftlich.

BEITRAG ZUR FRAGE 57:

BETONTALSPERREN: EIN ALTES, IMMER GEGENWÄRTIGES PROBLEM: RISSE

EINE NEUE TECHNOLOGIE: WALZBETON (R.Widmann)

Die Beiträge zur Frage 57 behandeln das Problem der Risse im Beton von Talsperren aus theoretischer und praktischer Sicht. 29 von den 43 zu diesem Thema vorgelegten Beiträgen aus 22 Ländern, davon 2 aus Österreich, befassen sich mit den Ursachen, der Vermeidung und Sanierung von Rissen in nach konventionellen Methoden errichteten Staumauern. 6 Berichte aus 5 Ländern, davon einer aus Österreich, befassen sich mit der Theorie und den Anwendungsmöglichkeiten der im letzten Jahrzehnt entwickelten Bruchmechanik auf die spezifischen Probleme von Betonstaumauern. 9 Beiträge und 2 Mitteilungen aus 7 Ländern berichten über das im letzten Jahrzehnt neu entwickelte Bauverfahren des Walzbetons, mit dem unkontrollierte Temperaturrisse vermieden werden sollen. Schließlich sei noch auf eine Mitteilung (C 15) hingewiesen, in der das Problem der Risse in einer Betonplattenaußenhautdichtung eines 85 m hohen Steinschüttdammes behandelt wird.

Es gibt wohl kaum eine Staumauer aus Beton, gleichgültig welcher Type, die keine Risse aufweist. Die meisten dieser Risse sind allerdings nur von untergeordneter Bedeutung. Dies mag mit einer Ursache dafür gewesen sein, daß zur Frage 57 die geringste Anzahl von Berichten im Vergleich zu den anderen drei bei diesem Kongreß behandelten Themen vorgelegt wurde.

Risse im Beton können durch ganz oder teilweise behinderte Volumsänderungen, bedingt durch Temperaturänderungen oder durch Quellen, durch unterschiedliche Verformungen an der Aufstandsfläche oder durch örtliche Überlastungen auftreten.

Die häufigste Ursache von Rissen während der Bauzeit ist wohl die Abkühlung des Betons im Zuge der Erhärtung, sodaß zu diesem Thema auch zahlreiche Erfahrungsberichte vorgelegt wurden (R 1, R 9, R 10, R 14, R 23, R 25, R 29, R 33 und R 36). Um derartige Risse zu vermeiden, stehen vielfältige Möglichkeiten auf den Gebieten der Bontontechnologie und der Baudurchführung (R 1, R 3, R 15, R 29 und R 33) zur Verfügung. Die Verwendung von Silikatpulver als teilweiser Zementersatz zur Reduktion der Abbindewärme des Bindemittels wurde als neue Möglichkeit vorgestellt (R 30).

Um derartige Maßnahmen sinnvoll entwickeln zu können, müssen allerdings Kriterien als Zielvorstellung vorhanden sein, bei deren Einhaltung derartige Risse nicht zu erwarten sind. Während bisher meist eine möglichst geringe Betontemperaturerhöhung über das Jahresmittel der Lufttemperatur als einziges Ziel angesehen wurde, werden nun immer mehr die Betoneigenschaften, insbesondere des jungen Betons, in die theoretischen Überlegungen einbezogen. Als maßgebende Eigenschaft wird nun die Dehnfähig-

keit des Betons betrachtet, die in Versuchen mit langsamen Belastungsänderungen bei konstanter Temperatur (R 15) oder mit einer nach dem erwarteten Verlauf im Bauwerk geregelten Prüfkörpertemperatur bei konstanter Länge des Prüfkörpers (R 4) bestimmt werden kann. Noch schwieriger ist die versuchstechnische Bestimmung der Bruchzähigkeit des Betons, die für die Beurteilung der Rißgefahr nach der in Entwicklung begriffenen Bruchmechanik (R 9, R 16, R 26, R 38, R 39, R 43) erforderlich ist. Eine Reihe von mathematischen Modellen wurde vorgestellt (R 9, R 14, R 15, R 31, R 42, R 43), um die zu erwartenden Temperaturänderungen, Dehnungen und Spannungen des Betons unter Berücksichtigung der thermischen und der Verformungseigenschaften einerseits und der vorgesehenen Baumaßnahmen andererseits zu ermitteln. Einen zusätzlichen Einfluß auf die Spannungen während des Abbindens des Betons im Bereich der Aufstandsfläche stellt das Verhältnis der Verformungsmodule von Beton und Fels (R 7, R 15, R 42) dar.

Während des späteren Bestandes der Stauauern kann das Quellen des Betons, oft örtlich unterschiedlich, zu einer Ursache von Rissen werden, wobei als Ursache nicht nur die bekannten Alkali-Reaktionen (R 10, R 23, R 35), sondern auch Kaolinite oder die Oxydation von Eisensulfiden (R 18) genannt werden. Außer diesen betontechnologischen Ursachen, die durch zeitgerechte entsprechende Untersuchung der Zuschlagstoffe ausgeschaltet werden können, werden jedoch auch unterschiedliche Untergrundverformungen (R 10, R 24), insbesondere große Nachgiebigkeit der Talflanken (R 21), unregelmäßige Ausformungen der Aufstandsfläche (R 10) oder auch ungünstige Relationen des Verformungsmoduls von Beton und Fels (R 15, R 37) als Ursache von Rissen im aufstandsflächennahen Bereich genannt. Großräumig bedingte Verformungen der Talflanken hingegen sind wohl als Sonderfall für die Ursache von Rissen zu betrachten (R 40), ebenso die nachträgliche Anordnung einer verbreiterten Fahrbahn auf der Krone, die zu einer zu großen Versteifung des kronennahen Bereiches geführt hat (R 21). Kaum vorhersehbar sind auch örtlich große bleibende Untergrundverformungen, die zu bereichsweise großen Spannungen im Sperrenkörper führen können (R 20). Diese auf die wohl immer problematische Einschätzung der Untergrundreaktionen zurückzuführenden Rißursachen können, wenn überhaupt, nur durch Parameterstudien in der Entwurfsphase (R 17, R 26, R 27) ausgeschaltet werden. Dabei kann sich die Einführung von Trennflächenelementen in dreidimensionale FE-Berechnungen als zweckmäßig erweisen (R 22). Aber auch extreme Außentemperaturschwankungen (R 34) können zu Oberflächenrissen führen.

Weiters wurde die Sanierung von Rissen vorwiegend durch Epoxyharz-Injektionen in mehreren Berichten (z.Bsp. R 21, R 32, R 40) behandelt.

In der Diskussion wurden einige Ergänzungen zu den schriftlichen Beiträgen gebracht. Ein Versuch, aus einer Klassifizierung der Risse Richtlinien für deren Bewertung und Sanierung abzuleiten, wurde nicht weiter diskutiert.

Die Beiträge zum Thema Walzbeton, Roller Compacted Concrete (RCC) oder auch Roller Compacted Dam Concrete (RCD), behandelten das gesamte Spektrum der Problematik dieses jungen Bauverfahrens in der Betontechnologie (R 2, R 5, R 8, R 11) bei Einbringung und Verdichtung, Schalung, Fugengestaltung usw. (R 6, R 11, R 13) anhand von einigen Ausführungsbeispielen (R 6, R 8, R 12, R 19, C 16). Besonders sei auf die Mitteilung C 7 hingewiesen, die einen umfassenden Überblick über den derzeitigen Stand der Technologie des Walzbetons in Japan gibt.

Dieses neue Bauverfahren stellt eine Verbindung der Betonbauweise mit der kontinuierlichen Dammschüttung dar. Wegen der Einsparung von Zement und Schalung, dem Entfall der Rohrkühlung und der Blockfugen mit der dazu notwendigen Blockfugeninjektion

sowie der einfacheren und billigeren Einbaumethode ergeben sich Bauzeitverkürzungen und Kosteneinsparungen.

Der Walzbeton wird in 20 - 30 cm starken Lagen wie ein Dammschüttmaterial eingebracht und in 30 - 75 cm starken Lagen (2 - 3 Schüttlagen) mit Vibrationswalzen verdichtet. Die geringe Lagenhöhe resultiert aus der Gefahr der Betonentmischung und der Forderung nach guter Verdichtung. Zur Vermeidung der Entmischung wird das Größtkorn des Walzbetons meist mit 75 - 80 mm begrenzt, nur bei japanischen Sperren wird auch ein Größtkorn von 150 mm zugelassen. Aus der geringen Zonenhöhe ergibt sich beim Walzbeton als größtes Problem die Dichtigkeit der wesentlich höheren Anzahl von Fugen, auf die beim normalen Arbeitsvorgang ohne Nachbehandlung aufgeschüttet wird. Zur Verbesserung der Dichtigkeit der Lagenfugen werden unterschiedliche Maßnahmen wie das Einstreuen von Zement, Aufbringen von Mörteln oder der Einbau einer Injektionsmöglichkeit vorgesehen. Nur in Sonderfällen ist eine konventionelle Blockfugenbehandlung mit Druckluft-Wasser- oder Hochdruckwasserstrahl vorgesehen. Die zulässige Verarbeitungszeit ohne Blockfugenbehandlung und Zusatzmaßnahmen wird in Japan mit 18 Stunden, in den USA in Abhängigkeit von der Lufttemperatur mit ($^{\circ}\text{C} \times \text{Stunden} = 200 - 300$) angegeben.

Ein weiteres Problem des Walzbetons ist die Ausbildung der Wasser- und Luftseite, besonders im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit bei Witterungsbeanspruchung und Überströmung (Hochwasserentlastungen). Bei den bisher in den USA und Japan ausgeführten Sperren wird in der Mehrzahl an der Wasserseite und den überströmten Bauteilen ein konventioneller Vorsatzbeton mit Blockfugen und Fugenbändern ausgeführt. An der Luftseite wird bei geringer Beanspruchung ein Walzbeton mit erhöhter Zementdosierung oder ebenfalls ein konventioneller Beton ausgeführt. Bei einigen Projekten ist auch die Aufbringung einer Elastomer - Beschichtung als Schutz und Abdichtung vorgesehen. Beim ersten Walzbeton-Damm (Willow - Creek Dam) wurden an der Luft- und Wasserseite Betonfertigeteile versetzt.

Die Zusammensetzung des Walzbetons entspricht einem Magerbeton mit 70 - 150 kg Zement/m³ Bindemittel, wobei 30 - 70 % Flugaschen- oder Schlackenzusätze üblich sind. Flugasche wird vor allem zur Verbesserung der Einbaueigenschaften bei feinteilmarmen Zuschlägen eingesetzt. Der Mindestzementgehalt bei bisher ausgeführten Bauwerken in mildem Klima liegt bei 55 kg/m³. Der Wassergehalt, der entsprechend dem Einbau von Dammschüttmaterial etwa 2 % unter dem im Proctorversuch ermittelten optimalen Wassergehalt liegen soll, erreicht bei den verwendeten Zuschlägen mit 80 mm Größtkorn 90 - 100 l/m³. Die erreichbaren Druckfestigkeiten liegen bei Bohrkernprüfungen im Bereich zwischen 22 und 25 N/mm² nach 180 Tagen und bis 35 N/mm² nach 1 Jahr. Bei entsprechender Betonzusammensetzung und Verarbeitung ist Walzbeton frostbeständig (Prüfung nach ASTM) und erreicht Durchlässigkeiten von $K = 10^{-7}$ bis 10^{-8} m/s. Wegen der Gefahr von undichten Lagenfugen ist der Drainage des Sperrenkörpers aus Walzbeton besondere Beachtung zu schenken.

Den Vorteilen des Walzbetons, vor allem der größeren Wirtschaftlichkeit durch die wesentlich einfachere Betoneinbringung, dürften aber doch einige Schwierigkeiten entgegenstehen, von denen die Dichtheit das Hauptproblem sein dürfte. In der Diskussion hatte der Bericht den Eindruck, daß die Sceptiker das neue Bauverfahren kaum aus persönlicher Erfahrung kennen, die Frage nach der Dauerhaftigkeit des Walzbetons blieb aber auch von den Befürwortern unbeantwortet.

BEHANDLUNG DES SPERRENUNTERGRUNDES ZUR KONTROLLE VON DURCHSICKERUNGEN

(W.Pircher)

- a) Methoden zur Bestimmung der Kennwerte für die Durchlässigkeit des Sperrenuntergrundes
- b) Entwurf und Ausführung von Abdichtungs- und Drainagesystemen
- c) Verfahren und Meßeinrichtungen zur Überprüfung der Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit der Untergrundbehandlung
- d) Abhilfemaßnahmen gegen Durchsickerungen und Sohl- bzw. Kluftwasserdruck

Die unverminderte Aktualität dieses schon auf vielen Kongressen in ähnlichen Formulierungen angesprochenen Themas erwies sich in der sehr hohen Zahl von 86 Berichten aus 38 Ländern mit insgesamt 1584 Seiten. Der ausgezeichnete Generalbericht von A. Božović gibt, nach obigen Unterthemen geordnet, in einem ersten Hauptteil kurze Inhaltsangaben der zugehörigen Berichte, gefolgt von zusammenfassenden Schlußfolgerungen im zweiten.

a) METHODEN ZUR BESTIMMUNG DER KENNWERTE FÜR DIE DURCHLÄSSIGKEIT DES SPERRENUNTERGRUNDES

Für die Durchlässigkeitsbestimmung im Fels ist der Wasserabpreßversuch nach LUGEON ebenso das weitaus wichtigste Verfahren geblieben wie, allerdings mit viel geringerer Häufigkeit, der Lefranc-Versuch im Lockermaterial. Neuere Verfahren sind der in der UdSSR für Wüsten-, Permafrost- oder sonst wasserarme Gebiete entwickelte, aber nur oberhalb des Bergwasserspiegels anwendbare Luftdruckversuch (R 84); der billige, auf einer mittels Druckstoß erregten, gedämpften Schwingung des Bohrlochwasserspiegels beruhende Freie-Schwingungs-Versuch aus der BRD (R 21), und ein aus Bulgarien berichteter Versuch mit der Verdünnung radioaktiver Markierungsmittel entlang eines Bohrloches (R 85). Die mittlere Durchlässigkeit größerer Bereiche wird durch Pumpversuche (R 59), Brunnen- und Piezometerbeobachtungen sowie deren mathematische Interpretation bestimmt, für die eine Reihe von Verfahren zur Auswahl steht, von den klassischen Methoden bei Pumpversuchen (R 61) bis zur dreidimensionalen, anisotropen Auswertung für komplexen Untergrund im elektrischen Analogiemodell (R 65).

Durchführung der Lugeon-Versuche mit an- und absteigendem Druck zur besseren Einschätzung der Klüftung ist üblich, kürzere Passen von 2 oder 3 m werden empfohlen (R 12). Diskutiert, aber doch mehrheitlich abgelehnt wurde auch ein auf 5 bar reduzierter, der Wirklichkeit an sich besser entsprechender Definitionsdruck (beim Lugeon-Versuch öffnet, bei Durchsickerung durch Injektionsschirm schließt das Spannungsfeld die Klüfte, daher erhält man bei 10 bar zu hohe Lu-Werte, besonders in nachgiebigem Fels). In durchlässigem vulkanischen Fels z.B. sind Lugeon-Werte um 1 bis 2 Zehnerpotenzen zu hoch und Pumpversuche vorzuziehen (R 61). Der Zusammenhang zwischen Lugeon- und

Darcy-Werten hängt stark von Klüftung und Verformbarkeit ab (R 17), und die häufige Umrechnung $1.3 \cdot 10^{-5}$ cm/s = 1 Lu ist nur ein sehr grober Richtwert. Ein Zusammenhang zwischen Wasser- und Injektionsgutaufnahme kann schon wegen der rheologischen Unterschiede kaum gegeben sein (R 13). Die Injektion ist von Kohäsion, Klüftweite und Korngröße abhängig, auf die der Lugeon-Versuch nicht Bezug nimmt. Für die Planung von Injektionsarbeiten sind daher direkte Injektionsversuche unerlässlich, während für die Beurteilung ihrer Wirkung ein Vergleich der Lugeon-Werte vorher und nachher durchaus geeignet ist. R 69 zeigt einen Versuch, für die Zementinjektionen einer bestimmten Sperrenstelle über die gemessenen Klüfte doch einen Bezug zur Durchlässigkeit herzustellen.

b) ENTWURF UND AUSFÜHRUNG VON ABDICHTUNGS- UND DRAINAGESYSTEMEN
- ABDICHTUNGSSYSTEME

Zur (nicht selten kombinierten) Anwendung gelangen erstens oberwasserseitige Dichtungsteppiche und -schürzen, zweitens Dichtwände, drittens Injektionsschirme sowie flächenhafte Injektionen zur Vergütung und Abdichtung des Sperrenuntergrundes unter der Gründungsfuge.

DICHTUNGSTEPPICHE in Fortsetzung der Sperre selbst oder zur Verkleidung durchlässiger Speicherbereiche suchen möglichst Anschluß an dichte Schichten und bestehen aus Beton (R 26), Asphalt, Lehm, Kunstkautschuk, Plastikfolien (R 35, 36) oder imprägnierten Geotextilien, manchmal auch aus einer Kombination dieser Materialien (R 79).

DICHTWÄNDE werden heute vorwiegend als Pfahl- und Schlitzwände ausgeführt und nötigenfalls noch durch einen Injektionsschirm verlängert. Auch für nicht zu harten Fels geeignete, schwere Imlochhämmer (Khao Laem 762 mm - R 2; Etang 350 mm, 110 m Tagesleistung - R 71) reduzieren die gefürchtete Klaffung von Pfahlwänden auch bei 40 bis 60 m Tiefe auf 0,2 bis 0,3 % (Sonderfall Schlegeis siehe Bericht R 62).

Die trotz vieler Findlinge 68 m tief hergestellte Schlitzwand des Colbun-Dammes (Chile, R 63) ist ein neuer Rekord. Schwere Meißel und spezielle Fräsen (R 18) bewältigen auch leichteren Fels. Neben Beton setzt sich auch, vor allem in Lockermaterial und für Einphasen-Schlitzwände (R 22), plastischer Beton durch (R 47). (Wenig Information über Schmalwände, nichts über bergmännisch eingebrachte Dichtwände; Spundwände fast nur noch als Baumaßnahme - R 77).

INJEKTIONSSCHIRME sind weiterhin das wichtigste Abdichtungsverfahren. Ihnen sowie den Injektionen zur Oberflächenvergütung galten die meisten Berichte, darunter aufschlußreiche Zusammenfassungen von Erfahrungen aus der Schweiz (R 12), Japan (R 23), Australien (R 60) und Spanien (GP 7). Ihre Notwendigkeit aus Sicherheitsgründen (Begrenzung von Klüftwasserdrücken und Austrittsgradienten zusammen mit Drainagen) steht fest, aber ihr Aufwand aus Wirtschaftlichkeitsgründen (Verringerung von Wasserverlusten) ist optimierbar. Injizieren bleibt eine von Erfahrung geleitete Kunst und jeder Sperrenuntergrund ein Sonderfall, auf den allgemeine Prinzipien anzupassen sind.

Für die erforderliche Schirmtiefe gibt die Beziehung zur Stauhöhe höchstens einen groben Richtwert. Als kritische Durchlässigkeit oder Abdichtungsziel gelten 1 bis 3 Lu

heute als zu konservativ, besonders in größerer Tiefe (verminderter Gradient, abnehmende Durchsickerung); empfohlen werden je nach den Verhältnissen und der Tiefe 3 bis 15 Lu (R 23, 60, 69). Darunter braucht nicht mehr injiziert zu werden, oft genügen überhaupt Drainagen allein (R 55). Einreihige Schirme mit 3 bis 6 m Bohrlochabstand (und erforderlichenfalls Zwischenlöchern) dominieren im Fels; die im Lockergestein übliche Mehrreihigkeit empfiehlt sich im Fels nur in Oberflächennähe (größter Gradient, kleinste Injektionsdrücke). Reine Oberflächenvergütung erfordert 5 bis 10 m tiefe Bohrlöcher für je 30 bis 70 m².

Die mit der Tiefe zunehmenden Abweichungen von der Bohrrichtung (10 bis 40 %, R 73) liegen häufig erheblich über den ausgeschriebenen wenigen Prozenten, die höheren Drücke vergrößern aber auch die Reichweite der Injektion. Daher sind auch schon hängende Schirme mit 200 m erfolgreich ausgeführt worden. Mehrere Injektionsstollen übereinander sind aber oft vorzuziehen, ganz besonders im Karst (R 2). Die Vorteile von Injektionsstollen auch bei Schüttdämmen sind erwiesen (unabhängige Arbeit; Nachinjektionen und bessere Kontrolle), auch in Japan sind sie bei Dammhöhen ab 40 m üblich (R 23). Vertikale Schirme dominieren gegenüber leicht zur Wasserseite geneigten, aber die Bohrrichtung wird in beiden Fällen auf die Kluftscharen abgestimmt. Rotationsbohrung gibt geringere Abweichungen als Drehschlagbohrung (R 58), sonst sind beide gleichwertig. Die systematische Auswertung von Bohrdaten zur Felsbeurteilung macht Fortschritte (R 4).

Der Großteil aller Injektionsarbeiten verwendet Zementsuspensionen mit wenigen Prozent Bentonitbeigabe zur Regulierung von Stabilität und Viskosität. Zement kann auch bis zu 70 % durch Puzzolan und Flugasche ersetzt werden (R 4). Naßgemahlener Zement mit Blainewert 8000 ist seit Jahren in Japan in Gebrauch (General Paper 1), Ton wird trotz vieler erfolgreicher Anwendungen erstaunlich wenig eingesetzt (R 47). Neue Typen von Silikatinjektionen bilden bei unvermindert guter Eindringfähigkeit statt eines Gels kristalline Strukturen mit erstaunlich hoher Festigkeit (R 4). Die Entwicklung der verschiedensten Kunstharze geht vielversprechend weiter, leider noch immer auf sehr hohem Preisniveau.

Die Meinungen über Mischungsverhältnis und Injektionsdruck bei Zementsuspensionen sind unterschiedlich. Der Trend geht eindeutig zu dickeren Mischungen; ein Volumsverhältnis $w : z = 5$ (Gewichtsverhältnis etwa 3,75) wird als Obergrenze zitiert (R 60). Da die Eindringfähigkeit von der Korngröße begrenzt wird, ist zu große Verdünnung nutzlos, macht aber die Suspension instabil und verhindert schließlich die Bildung des Tricalciumsilikatgerüsts. Je nach Felsstruktur, Tiefe, Injektionsgut und "Schule" werden Injektionsdrücke etwa zwischen dem ein- bis fünffachen der Auflast gewählt (in Karst häufig gleich dem 3- bis 5-fachen künftigen Stauwasserdruck). Dicke, stabile Mischungen verringern das Risiko von Ribildungen und Hebungen (R 13) und werden daher in Verbindung mit hohen Drücken bevorzugt (R 12). Ein gutes Beispiel liefert der in verkarsteten Kalken weit ins Speicherbecken reichende Schirm der 238 m hohen Gewölbemauer El Cajon, der mit 530 000 m² fast den 20 Jahre alten Weltrekord von Limmernboden erreicht (R 58). Französische Erfahrungen in Karstgebirge schildert R 76.

Bei Gewölbemauern wird der Injektionsschirm im Talbodenbereich entweder in die zugspannungsfreie Mauermitte verschoben und der wasserseitige Sohlwasserdruck hingenommen (R 72, 77), oder man greift zu Sonderlösungen wie bei Schlegeis (R 62), Zillergründl und Kölnbrein (R 81). Portugiesische Pläne, den Fels unter dem wasserseitigen Fuß zweier Gewölbesperren mit elastischem Acrylharz zu sanieren (R 44), harren leider noch der Erfolgsbestätigung.

Beispiele für Alluvialinjektionen mit Zement und Silikat geben R 39 und R 53, beide mit angestrebter Durchlässigkeitsminderung auf unter 10^{-5} m/s. Die Silikatinjektion einer Verwerfung begnügt sich mit 2 Lu (R 69). Neu ist ein mittels Packern direkt injizierbares Mantelrohr mit Blattfederventilen statt des üblichen zusätzlichen Manschettenrohres (R 39). Viel ist von der weiteren Entwicklung des "jet-grouting" zu erwarten, mit Drücken von 400 bar und Bohrlochabständen von ca. 2 m.

- DRAINAGESYSTEME

dienen der Entlastung von Kluft- und Sohlwasserdruck im Interesse der Standsicherheit. Außer in selbstdrainierendem Fels (luftseitig einer Dichtwand) sind sie fast immer notwendig, besonders in relativ dichtem Fels, wo der Injektionsschirm nur die Durchlässigkeit ausgleicht, aber erst der Drainageschirm den Kluftwasserdruck entlastet. Ihre Wirkung wird mit klassischen FE-Berechnungen (R 11, 43, 70) aber auch mit elektrischen Analogiemodellen (R 65) für zwei- und dreidimensionale Fälle geprüft und optimiert. Zur Ausführung bevorzugt werden einerseits filtergeschützte Drainageteppiche, Drainagegräben und Entspannungsbrunnen bei Gründung auf Lockergestein (R 53, 54, 57, 59) und zersetztem Fels (R 48), andererseits Drainagestollen und Drainageschirme, aber auch Entlastungsbrunnen (R 37) bei Gründungen auf Fels (R 38, 73, 74). Die Auslegung von Drainagesystemen hat auf alterungsbedingte Ausfälle und Verminderung der Förderfähigkeit Bedacht zu nehmen. Sohlwasserdruck ist bei Gewölbemauern weit weniger kritisch als Kluftwasserdruck in den Widerlagern; die dafür empfindlichen Gewichtsmauern entlastet man in Portugal häufig mit Sohlkavernen (R 46) wie an den Mühlendorferseen, in China mit Drainagegängen und dank Pumphilfe sogar bis unter den Unterwasserspiegel (R 78).

c) VERFAHREN UND MESSEINRICHTUNGEN ZUR ÜBERPRÜFUNG DER WIRKSAMKEIT UND DAUERHAFTIGKEIT DER UNTERGRUNDBEHANDLUNG

Die Wirksamkeit wird gemessen am Grad des Erreichens der Entwurfsziele hinsichtlich Kluftwasserdruckentspannung, Erosionsverhinderung und Durchsickerungsbeschränkung. Für Injektionsschirme wird die Wirkung als Verhältnis der Durchsickerungen vor- und nachher (R 75) oder als Verhältnis des Druckabbaues im Schirm zum Gesamtdruck (R 50) definiert. Die messende Überwachung stützt sich vor allem auf Piezometernetze und die Auswertung der damit erhaltenen Meßdaten in mathematischen, häufig dreidimensionalen und anisotrop durchlässigen Modellen (finite Elemente, finite Differenzen). R 31 beschreibt die Auswertung von rd. 1200 Meßpunkten im Untergrund des Tarbeladammes in einem Dutzend spezieller Computerprogramme. Andere Beispiele, darunter auch relativ einfache, bringen R 24, 28, 32, 33, 48, 53, 54, 57, 59. Naturversuche zur Wahl des Abdichtungssystems behandelt R 18. Direkte Messung der stauspiegelabhängigen Durchsickerungen in Drainagen und Brunnen oder mit Isotopen (R 33) liefert ergänzende Integralwerte über größere Bereiche. Nach einem Überblick über die gängigen Meßverfahren beschreibt R 7 die Messung des elektrischen Eigenpotentials sowie die Infrarot-Thermographie (nach R 10 auch vom Flugzeug aus) zur Auffindung durchlässiger Zonen. Während der Ausführung eines Injektionsschirmes geben selbstverständlich Wasserabpreßversuche in schrägen Kontrollbohrungen sowie die Injektionsgutaufnahme in den auf Lücke gesetzten Bohrungen der nächsten Phase Aufschluß über den erreichten Stand (R 23).

Im Laufe der Jahre können Schäden an Abdichtungs- und Drainagesystemen auftreten durch

- Auslaugung von Injektionsschirmen und Dichtwänden (abhängig von der Zusammensetzung und Qualität des Injektionsgutes und des Betons, dem hydraulischen Gradienten und der Aggressivität des Wassers)
- Ausspülung der Feinteile (Einsenkungstrichter in Dichtungsteppichen, rückschreitende Erosion mit Zunahme von Kluftwasserdruck und Durchsickerungen)
- Verstopfen oder Zusintern der Drainagen
- Risse und Klüfte im Sperrenuntergrund, die auch die Dichtung durchtrennen, verursacht durch die wechselnden Spannungsfelder infolge der Mauerbewegungen (z.B. am wasserseitigen Fuß von Gewölbemauern, R 77) oder durch thermische Einflüsse.

Periodische Kontrollen der Wirksamkeit nach den weiter oben angeführten Verfahren werden durch Messung von Feinteilen oder gelösten Stoffen im Sickerwasser ergänzt. Über Dauerhaftigkeitsversuche an Dichtwandmaterial verschiedener Zusammensetzung berichtet R 22, über solche an Zementsuspensionen R 42. Erfahrungen aus der Schweiz über Alterungseinflüsse faßt R 51, solche aus Frankreich R 77 zusammen.

d) ABHILFEMASSNAHMEN GEGEN DURCHSICKERUNGEN UND SOHL- BZW. KLUFTWASSERDRUCK

Gut angelegte und betreute Überwachungssysteme vermögen Abweichungen von den beim ersten Einstau erwarteten oder nach mehrjährigem Betrieb gewohnten Werten der Durchsickerungen und Kluftwasserdrücke als rechtzeitige Warnung anzuzeigen und Gegenmaßnahmen zu veranlassen. Kritisch sind vor allem die ersten Betriebsjahre und hier wiederum ganz besonders der erste Einstau, aber auch langfristige Verschlechterungen im Untergrundverhalten werden beobachtet (Änderung von Kluftfüllungen häufiger als Auswaschen von Injektionsgut). Schon der Entwurf soll daher Möglichkeiten für die nachträgliche Ausführung von Gegenmaßnahmen vorsehen. Sie bestehen üblicherweise in (R 77):

- abschnittswise Nachinjektionen (R 29, 30, 32, 33, 49)
- verlängerten oder zusätzlichen Dichtungsteppichen sowie Dichtungswänden (R 71)
- zusätzlichen Entspannungsbrunnen (R 19, 37, 49)
- Reinigung verstopfter Drainagen (gegen Zusintern werden übrigens luftdichte Siphonauslässe empfohlen) sowie zusätzlichen Drainagestollen und Drainagebohrungen (R 25), oder einer
- Kombination verschiedener Maßnahmen (R 5, 6)

Mit nachträglichen Maßnahmen am wasserseitigen Fuß von Gewölbemauern befassen sich die Berichte R 44 (Portugal), R 77 (Frankreich) sowie vor allem die österreichischen Beiträge R 62 (Schlegeis) und R 81 (Kölnbrein).

SANIERUNG VON TALSPERREN ZUR GEWÄHRLEISTUNG DER SICHERHEIT

(H.Simmler)

- a) Sanierung und Reparatur von bestehenden Sperren
- b) Gesichtspunkte für die Konsolidierung der Gründung
- c) Erhöhung der Abflußkapazität
- d) Betriebliche Restriktionen zur Erreichung des Sicherheitsstandards.

Das Thema Sperrensicherheit wurde bereits bei früheren Kongressen, so im Jahre 1967 unter den Fragen 32 und 34, sodann im Jahre 1970 unter der Frage 38 und im Jahre 1982 unter der Frage 52 eingehend behandelt. Grundsätzliche Sicherheitsüberlegungen bei Entlastungsanlagen wurden in den Fragen 12 (1951), 41 (1973) und 50 (1979) diskutiert.

Diesmal sind insgesamt 67 Veröffentlichungen aus 30 Staaten eingegangen, woraus sich die stets gegenwärtige Aktualität dieses Themas ergibt. Prof. Raymond Lafitte hat in einem ausgezeichneten und umfassenden Generalbericht eine Gliederung der Beiträge nach

Betonsperren und Sperren aus Mauerwerk,
Dämmen,
Hochwasserentlastungsanlagen und
Grundablässen

vorgenommen.

Die vorgelegten Beiträge behandeln fast ausschließlich konkrete Fälle der Praxis. Nur wenige Beiträge beziehen sich auf grundsätzliche Überlegungen, Sicherheitsphilosophien fehlen jedoch, was zwar in Anbetracht einer so schwierigen und komplexen Materie verständlich, aber dennoch als ein gewisser Mangel empfunden wird.

Bei Betonsperren und Sperren aus Mauerwerk sind es vor allem die Durchsickerungen in der Gründung, innere Erosionen und Sohlwasserdruck, sodann die Scherspannungen in der Gründung und zu hohe Zugspannungen im Bereich der Wasserseite, die Anlaß für eine Sanierung geben.

Eine zu geringe Gleit- oder auch Kippsicherheit tritt speziell bei alten Sperren auf, die sozusagen zur ersten Generation von Sperren gehören und bei denen der Sohlwasserdruck seinerzeit noch nicht ausreichend berücksichtigt wurde. Andere Gründe liegen in einer unzureichenden Stabilität bei Erdbeben oder auch in einer Sperrenerhöhung bzw. auch in einer Erhöhung der Hochwässer.

Bei Dämmen geben Durchsickerung und innere Erosion im Gründungs- oder im Dammkörper, zu hoher Porenwasserdruck, aber auch die Wirkung unzulässig hoher Scherspannungen im Gründungsbereich und im Dammkörper Anlaß für Sanierungen. Verformungen, weiters fehlerhafte Verbindungen zwischen Damm und benachbarten starren Konstruktionen, aber auch ein mangelnder Schutz der Dammböschungen sind weitere Ursachen für Schäden. Ausserdem gibt auch die Konstruktion der Entlastungsanlage oder ihre zu geringe Kapazität Anlaß für entsprechende Maßnahmen. In die Berichte werden auch Probleme von Uferinstabilitäten, Sedimentierungen oder Erosionen im Unterwasserbereich und im Speicher mit einbezogen.

Eine bei Betonsperren relativ oft angewandte Methode zur Erreichung der Sicherheit ist

die Verwendung von vorgespannten Ankern (R 11, R 18, R 20, R 32, R 37, R 38, R 42, R 45). Es ist dies eine Methode, die hauptsächlich bei Gewichtsmauern aber auch bei Gewölbemauern speziell im Widerlagerbereich angewendet wird, eine sehr wirtschaftliche Lösung, die eine Speichertleerung nicht erforderlich macht. Untergrundabdichtungen und Drainagen ergänzen in zahlreichen Fällen das Sanierungsprogramm.

Seit dem Jahre 1935 wurden in der Welt ca. 40 Sperren durch vorgespannte Anker saniert. Im Laufe der letzten Jahre konnten durch neue Techniken, z.Bsp. durch Verstärkung der Ankerzonen und Korrosionsschutzmaßnahmen, wesentliche Fortschritte erreicht werden. Trotzdem ist das Korrosionsproblem gegenwärtig eines der Hauptprobleme. Ein Problem liegt auch in der Entwicklung der Bruchhypothese, die hauptsächlich von der Felsqualität und Felsstruktur abhängig ist.

Eine weitere Methode zur Sicherung der Stabilität ist die Erhöhung des Eigengewichtes des Sperrkörpers, eine Lösung, die den Berichten R 20, R 32, R 38, R 42 und R 2, wo auch ein Vergleich der verschiedenen Sanierungsarbeiten nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten gegeben wird, entnommen werden kann. Ein interessanter Bericht (R 20) liegt aus Südafrika von der Vaal Sperre vor, bei der luftseitig, von der alten Sperre durch eine Fuge getrennt, eine Verstärkung angeordnet wurde, um etwaige Schwindprobleme zu erleichtern. Die Methode einer Erhöhung der Gleitsicherheit durch Scherzähne bei der Mequinenza Sperre gibt ein Bericht aus Spanien (R 32). In R 45 aus Frankreich wird die Stabilisierung der Youx Sperre durch die luftseitige Anschüttung eines Erddammes an die bestehende Betonsperre erreicht, eine interessante, aber durch die inhomogene Verbindung zweier Baustoffe wohl auch sehr schwierige Lösung.

Eine andere, mitunter ausreichende Methode ist die Reduzierung des Sohlwasserdruckes durch Erweiterung oder Aktivierung des Drainagesystems, wozu nach wie vor konventionelle Techniken gehören.

Die Pacoima Gewölbesperre (R 16) mit einer Höhe von 113 m, nahe San Fernando in Kalifornien, wurde einem Erdbeben mit der Stärke 6,6 nach der Richter-Skala ausgesetzt. Eine Horizontalbeschleunigung von 1,25 g und 0,7 g vertikal wurde gemessen. Es wird ein Bericht über die Wirkung des Bebens und über die notwendigen Sicherheitsmaßnahmen, wie Stabilisierung des linken Felswiderlagers durch vorgespannte Felsanker, zusätzliche Injektionen im Felskörper und eine Sanierung der Risse im Beton gegeben. Beispiele von Sanierungen bei Gewölbemauern gehen auch aus den Berichten R 27, R 32, R 43 und R 53 hervor. Interessant ist auch der Fall der Zeuzier Sperre in der Schweiz, wo eine globale Gebirgsverformung zu einer entscheidenden Änderung der hydro-geologischen Bedingungen führte. Bei der El Atazar Sperre (R 43) in Spanien kommt es bereits nach einem 14-jährigen Betrieb zu einer Auflockerung des Felsbereiches infolge der ständigen Sperrverformungen zufolge des Wechsels von Auf- und Abstau.

Bei Dämmen ergeben sich vor allem Schäden aus Überströmen, aus Durchsickerungen und innere Erosionen im Gründungsbereich oder im Dammkörper.

Die Berichte R 13, R 19, R 25, R 33 und R 40 beschäftigen sich mit diesem Problem, wobei der zuletzt genannte Bericht aus Österreich stammt und Schäden an den hochgelegenen Dämmen der Fragant Gruppe behandelt. In R 33 aus der BRD werden vor allem Schäden und Sanierungen an Asphaltdecken bei Pumpspeicherbecken behandelt. Das Problem des Anschlusses bzw. der Verbindung zwischen Außendichtung und Dichtungsschirm behandelt ein Bericht aus Rumänien (R 19). In R 25 ist die Anordnung einer Kunst-

stoffdichtung beschrieben. Die Berichte R 1, R 4, R 35, R 36, R 39, R 41 enthalten die Beschreibung der Sanierung von Dammkörpern, bei denen übermäßig große Verluste durch Wasserdurchtritte entstanden sind. Als Gründe für diese Schäden wird schlechte Verarbeitung des Dammmaterials in einzelnen Abschnitten, sodann die Verwendung von erodierbarem Filter- und Kernmaterial (R 1, R 35) und in drei Fällen (R 1, R 39 und R 41) auch eine unzureichende Verdichtung des Dammkörpers erwähnt.

Die angewandten Sanierungsmethoden sind klassischer Art, nämlich Wiederherstellung des Dichtungsschirmes, die Anordnung von Schlitzwänden oder auch Pfahlwänden. Sanierungsmaßnahmen sind fast immer mit einer Verbesserung der Dammkonstruktion und deren Überwachung und Kontrolle nach neuesten Gesichtspunkten verbunden, wie etwa dem Sammeln des Sickerwassers aus dem Damm und den Drainagen.

Weitere Schäden ergeben sich aus Verformungen aufgrund innerer Erosionen und Setzungserscheinungen bei teilweise unzureichendem Scherwiderstand. Kommt es zu einem Aufreißen der Dichtung, so ist diese Erscheinung auch im Zusammenhang mit Sickerproblemen zu sehen. Aussagen darüber gibt es in den Berichten R 13, R 19, R 25 und R 39.

Eine unzureichende Dammstabilität resultiert sehr oft aus einem zu kleinen Scherwiderstand, bzw. aus einem Anwachsen des Porenwasserdruckes, der wiederum den Scherwiderstand verringert. Die Sanierungsmethoden bestehen im Auswechseln des schlecht verdichteten oder schlechten Dammmaterials und auch in einer Abänderung des Dammhaupt-schnittes. Beispiele dazu enthalten die Berichte R 18 und R 45.

Für die Ausbildung der Kontaktfläche zwischen dem Dammkörper und angrenzenden, im Materialverhalten grundsätzlich anderen Konstruktionen, wie z.Bsp. Rohrleitungen, Kontrollgänge, Entlastungsanlagen und Triebwassereinläufe, werden die alten Lösungen, wie z.Bsp. durch Betonkeile den Sickerweg zu verlängern, nicht mehr empfohlen. Eine bessere Lösung stellt die Konstruktion dar, bei der der Dichtungskern durch den Wasserdruck an die Betonoberfläche gedrückt wird. Ein Schrägstellen der Betonfläche unterstützt diesen Effekt, wobei die Betonfläche vor Aufbringen der Dichtung entsprechend aufgeraut werden sollte.

Schäden an der wasserseitigen Dammböschung werden im Bericht R 36 beschrieben, in dem ein Überblick über 70 Dämme in Norwegen mit zentralem Moränenkern gegeben wird. 50 % dieser Dämme weisen Schäden an der Oberwasserseite auf, wobei als Gründe schlechtes Felsmaterial, Unterdimensionierung oder instabiles Anbringen der Felsblöcke und erodierte untere Zonen angegeben werden. Die Sanierungsmaßnahmen sind üblicher Art und bestehen im Verfüllen der schadhafte Zonen durch große Felsblöcke oder durch Aufbringen einer neuen Abdeckschicht. Aus Schweden und Finnland werden in den Berichten R 35 und R 54 Sanierungen von Frostschäden beschrieben.

Für den Umbau oder den Neubau von Entlastungsanlagen gibt es ebenfalls mehrere Gründe. Weltweit verbreitet ist bei alten Sperrn eine mitunter beträchtliche Erhöhung des rechnerischen Höchsthochwassers, da mit der Zeit nicht nur die Erfahrung wächst, sondern auch bessere Berechnungsmethoden vorliegen und auch der Wissensstand auf dem Gebiet der Hydrologie gestiegen ist. Typische Fälle werden in den Berichten R 7, R 8, R 14, R 18, R 20, R 31, R 37 und R 57 gegeben.

Andere Gründe sind auf eine spätere Änderung der Speichernutzung, wie etwa die Erhöhung des Stauzieles oder eine Vergrößerung der installierten Tubinenleistung

und eine raschere Wasserspiegeländerung zurückzuführen (R 57, R 15, R 21, R 30 und R 34).

Schließlich werden auch Fälle behandelt, in denen der Betrieb der Entlastungsanlage unzureichend ist. Die Häufigkeit solcher Schadensfälle geht aus der Anzahl der Berichte hervor (R 8, R 5, R 28, R 47, R 6, R 38, R 53, R 7, R 20, R 31, R 38, R 46). Die Ursachen sind vielfältig, hydraulisch schlecht ausgebildete Entlastungsanlagen mit zu kleinen Wehrfeldern (Palagnedra), Erosionen an den Betonkonstruktionen vor allem durch Kavitation, Erosionen im Unterwasserbereich, die gegebenenfalls auch die Stabilität der Sperre beeinträchtigen können, sowie Schäden, die sich aus dem Betrieb von Verschlüssen bei Entlastungsanlagen ergeben.

Moderne Konstruktionsmaßnahmen, wie die Anordnung erodierbarer Dämme oder auch überspülbarer Dämme werden in R 44, R 51, R 1, R 14, R 20, R 57, R 56 behandelt. Allerdings ist die Zuverlässigkeit erodierbarer Dämme gegenwärtig noch nicht gewährleistet.

Überspülbare Erddämme werden in R 1 (Bearsaw - Damm in Canada) und R 14 (Henshaw - Damm in Amerika), sowie R 20 (Loerie - Damm in Südafrika), die Anwendung verankerter Plastikfolien wird in R 57 beschrieben. Die Verwendung von Betonplattenelementen, die durch Polyesterkabel miteinander verbunden und durch Anker im Dammkörper befestigt sind, enthält R 56.

Ein sehr wichtiger Faktor bei Sicherheitsbetrachtungen ist auch der Grundablaß. Gründe für Sanierungen oder Umbauten ergeben sich aus Alterungsschäden der Grundablaßeinrichtungen, aus Abflußerhöhungen bzw. der Möglichkeit besserer Kontrollen des Stauspiegels im Betrieb oder der besseren Beseitigung von Verlandungen vor dem Grundablaß. Auch Betriebsänderungen sind Gründe. Überlegungen zur Erhöhung der Betriebszuverlässigkeit, Automation und Fernüberwachung sind weitere Parameter eines gesteigerten Sicherheitsbedürfnisses.

Verschiedene Neukonstruktionen sind möglich, wie z.Bsp. das Vortreiben eines Stollens durch den Sperrenkörper (R 49) während des Betriebes. Eine Beschreibung anderer Lösungen gibt auch Bericht R 30 aus Japan, wobei die individuell geprägte Anpassung an örtliche Verhältnisse stets im Vordergrund steht.

Insgesamt bestätigt die große Anzahl der Beiträge zur Frage 59 das weltweite Interesse an Sicherheitsfragen. Anlaß für Maßnahmen an bestehenden Bauwerken sind nicht nur Alterungsschäden, sondern auch vor allem die Anpassung von Sperren und ihren Betriebseinrichtungen an den derzeitigen Wissensstand oder an umweltbedingte Veränderungen.

Im Zusammenhang mit Sanierungen wird einer konstanten Überwachung der Sperren und der Erstellung von Expertengutachten über den Sperrenzustand eine sehr große Bedeutung zugemessen. Die Sanierungen selbst werden meist nach konventionellen Techniken durchgeführt.

Nach Fertigstellung der Sperre im Jahre 1977, waren zur Überwachung des Sperrenverhaltens 400 Meßeinrichtungen eingebaut, von denen rund 320 Ablesestellen an die automatische Meßwert-Erfassungsanlage angeschlossen waren.

1984 sind in der Sperre rund 1000 Meßstellen eingebaut, von denen 450 Ablesestellen automatisch erfaßt und ihre Werte fernübertragen werden. Der Grund für die Zunahme der Meßeinrichtungen liegt im "unerwarteten Verhalten" der Kölnbreinsperre.

Fig. 2
Tabelle mit den Meßeinrichtungen

	Bezeichnung	Symbole	Anzahl Meßein- richtungen	Anzahl Ablesestellen	
				Gesamt	davon Fernübertragen
Lasteinwirkung (Belastung)	Druckwaage zur Messung der Staukote		1	1	1
	Sohlenwasserdruck- meßglocke		41	41	25
	Piezometerstand- rohre		163	163	124
	Betontemperaturgeber		78	78	63
Verschiebungen	Lotanlage		17	34	17
	Klinometer		52	52	0
	Invardrahtextenso- meter		16	16	16
	Stangenextensometer		143	143	76
	Gleitmikrometer		30	1192	0
	Blockfugenweiten- geber		115	137	0
	Geodätische Meß- punkte - Nivellement - Polygonzug - Opt.Zielmarken		205	262	0
	Dehnung Spannung	Teleformeter Telepreßmeter	 	83 29	83 29
Durch- fluß	Sickerwassermenge		12	12	12
Seismik	Mikroseismik		1	1	1
	Makroseismik		2	6	6
	Schallemission		2	4	4
	Meteorologische Werte		7	7	7
	Summe		997	2261	444

Zur Beurteilung des Gesamtverhaltens werden folgende statische und dynamische Einflüsse auf die Sperre erfaßt:

- die Staukote
- der Sohlenwasserdruck an der Aufstandsfläche
- der Kluftwasserdruck im Gründungsfelsen
- die Luft- und Betontemperatur
- Erschütterungen aus Erdbebenereignissen.

Die aufgezählten Einwirkungen haben zur Folge, daß an der Sperre radiale, tangentielle und vertikale Verschiebungen und Verdrehungen entstehen, die mit folgenden

Meßeinrichtungen beobachtet werden:

- Lotanlage
- Gleitmikrometer
- Klinometer
- Blockfugenweitengeber
- Invardraht Extensometer
- Geodätische Messungen
- Stangen-Extensometer

Die Dehnungen und Spannungen im Sperrenbeton werden mit

- Teleformetern und Telepreßmetern

gemessen.

Als besonders wichtiges und aussagestarkes Kriterium hat sich an der Kölnbreinsperre

- die Sickerwassermeßeinrichtung

herausgestellt.

Schließlich ist an der Kölnbreinsperre noch eine Sondermeßeinrichtung in Form einer

- Schallemissionsanlage

installiert, mit der eventuelle Rißbildungen im aufstandsnahen Sperrenbereich frühzeitig festgestellt werden sollen.

3. Meßwerterfassung in der Sperre

3.1 Händische Ablesung der Meßwerte durch Bauwerksbeobachter

Die Erfassung der Meßwerte in der Sperre erfolgt durch sechs Bauwerksbeobachter, die Angehörige der Planungsabteilung der Österr. Draukraftwerke AG sind. Die Diensterteilung sieht vor, daß sich täglich, auch im Winter, zwei Bauwerksbeobachter in der Sperre aufhalten. Die Ablesung der Meßstellen erfolgt nach einem eigenen Meßprogramm, das mit der Obersten Wasserrechtsbehörde abgestimmt ist. Beim täglichen Meßrundgang erfaßt ein Bauwerksbeobachter durchschnittlich 180 Meßwerte. Dafür muß er eine Wegstrecke von rund 2.000 m und einen Höhenunterschied von rund 400 m zurücklegen. Bei diesen Rundgängen werden nicht nur die im Meßprogramm vorgesehenen Meßwerte erfaßt, sondern auch Veränderungen in den Kontrollgängen und im sperrenahen Gelände registriert.

Nach jedem Meßrundgang werden die abgelesenen Zahlen und Beobachtungen telefonisch an die Auswertungsstelle durchgegeben.

3.2 Automatische Meßwerterfassung

Wie bereits in der Einleitung erwähnt, werden an der Kölnbreinsperre die wichtigsten Meßwerte auch automatisch erfaßt. Die Anlage dafür wurde in den Jahren 1978 und 1979 von der Firma SIEMENS eingebaut. Heute erfüllt sie folgende Aufgaben:

- Automatische Erfassung der Meßwerte von rund 450 Ablesestellen, im Zeitabstand von 4 Min.
- Weiterleiten der Rohwerte über neun Übertragungsstrecken zu einer zentralen Prozeßrechneranlage im Sperrenhaus.
- Umrechnung der Rohwerte zu physikalischen Meßwerten, Überprüfung der Meßwerte auf Plausibilität und Grenzwertverletzung sowie Speicherung der Meßwerte jeder vollen Stunde.
- Fernübertragung der Meßwerte in die Zentralwarte Rottau und in die Hauptverwaltung nach Klagenfurt.
- Graphische Darstellung der Meßwerte mit einem Plotter.

und die sich daraus ergebenden Schwankungen in der Stromversorgung, beeinflussen die erfaßten Rohwerte. Die Folgen sind, daß die Meßwerte zwar plausibel aber falsch sein können. Ein besonderes Problem stellen Blitzeinschläge dar. Trotz Einbau von Schutzeinrichtungen können empfindliche Anlagenteile in den Bereich atmosphärischer Einflüsse geraten und dadurch in ihrer Genauigkeit beeinflußt oder vollkommen zerstört werden.

Erfahrungen mit der software:

Die Probleme der software lagen in den ersten Betriebsjahren im Bemühen, die Fernüberwachung möglichst anwenderfreundlich zu gestalten. Die dafür notwendigen Programmänderungen an der laufenden Anlage, führten oft zu Fehlern, deren endgültige Behebung sehr viel Zeit in Anspruch nahm. Als weiterer Nachteil stellte sich die Aufnahme immer neuer Meßstellen in das in Betrieb befindliche Beobachtungssystem heraus. Bis vor kurzem war die Einbindung einer neuen Meßstelle auch mit einer Generierung des Systems verbunden. Bei der anschließenden Wiederinbetriebnahme traten Anlaufschwierigkeiten und Ausfälle auf.

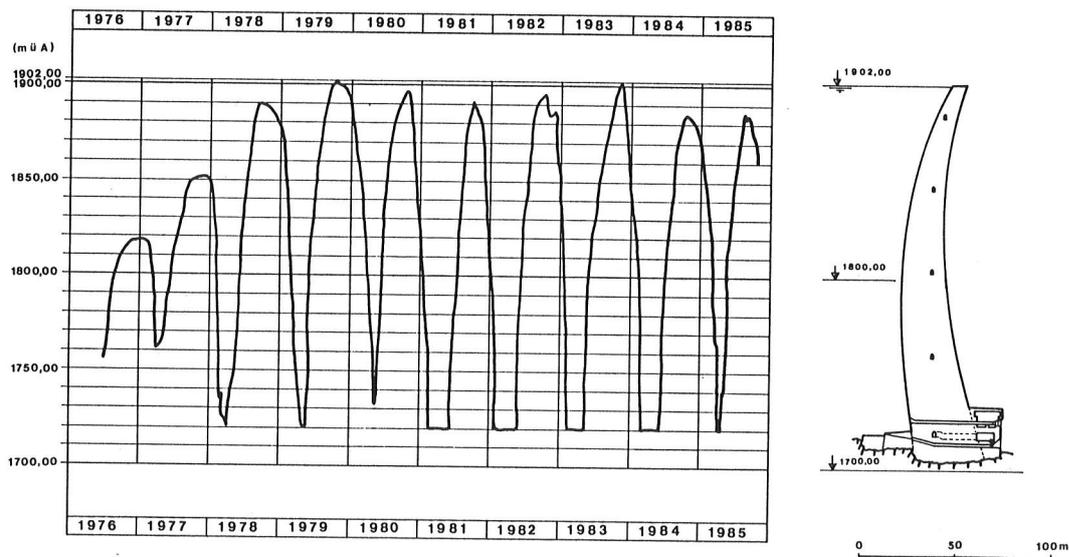
6. Beispiele für die Meßwertdarstellung

6.1 Stauverlauf

Noch während des Baues der Sperre, erfolgte in den Jahren 1976 und 1977 je ein Teilstau. In der Folge kann der für einen Jahresspeicher charakteristische Stauverlauf beobachtet werden. Zweimal, 1979 und 1983, wurde bis jetzt der Vollstau erreicht. In den anderen Jahren blieb die höchste Staukote nur wenige Meter unter dem Stauziel. Der durchschnittliche Speicherfüllungsgrad betrug bis jetzt 95 %.

Während der dreimonatigen Staupausen in den Jahren 1981, 1982 und 1983, wurden die Bauarbeiten für den Vorboden durchgeführt.

Fig. 4
Stauverlauf



6.2 Sohlenwasserdruck an der Aufstandsfläche des Mittelschnittes

Die Entwicklung des Sohlenwasserdruckes seit Staubeginn im Jahre 1976, wird am Beispiel der Meßstelle 17 5 P gezeigt.

In den beiden Teilstauperioden blieb der Sohlenwasserdruck innerhalb der erwarteten Grenzen von rund 20 % der Stauhöhe und entsprach damit der Annahme in der statischen Berechnung. Beim Aufstau 1978 nahm der Sohlenwasserdruck nach Überschreiten der Staukote 1860 m stark zu und erreichte beim Höherstauen einen Wert von 100 % der Stauhöhe.

Wie sich später herausstellte, bildeten sich in dieser Stauphase zahlreiche Risse im Gründungsfelsen, aber auch im Sperrenbeton, durch die das Wasser bis ins mittlere Drittel der Aufstandsfläche vordrang.

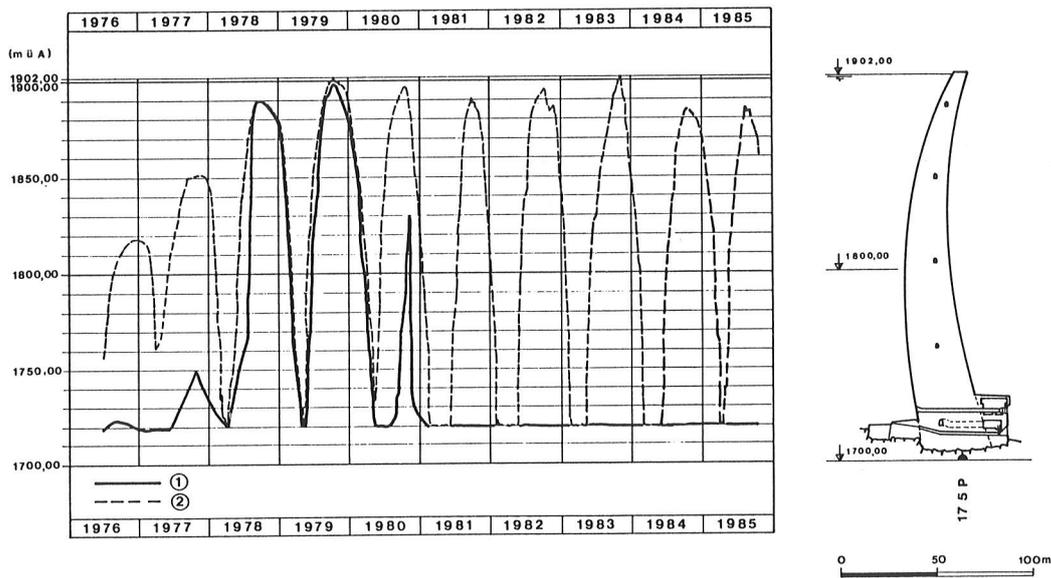
Trotz Zementinjektionen und Drainagebohrungen verbesserte sich der Zustand auch beim ersten Vollstau 1979 kaum. Damals betrug der gesamte, nach oben gerichtete Sohlenwasserdruck entlang der Aufstandsfläche 1,2 Mio.t, das entspricht fast 1/3 des Eigengewichtes der Sperre. Erst mit dem Einbau eines Vorbodens auf der Wasserseite der Sperre, konnte der Sohlenwasserdruck wirksam verringert werden.

Beim zweiten Vollstau, im Jahre 1983, betrug der gesamte, auf die Aufstandsfläche wirkende Sohlenwasserdruck nur mehr 0,5 Mio.t.

Fig. 5

Sohlenwasserdruck im Mittelschnitt

1. Sohlenwasserdruck an der Meßstelle 17 5 P 2. Stauverlauf



6.3 Sicker- und Dränagewasser im Sohlgang

Bis zur Rißbildung, im Juli 1978, blieb das Sickerwasser gering und erreichte Werte bis max. 8 l/s.

6.5 Dehnungen und Stauchungen im Bereich der Aufstandsfläche

Besondere Bedeutung erlangte bei der Kölnbreinsperre die Überwachung der Rißzonen mit Gleitmikrometern, nach dem Prinzip Iseth von SOLEXPERTS.

Anhand der gemessenen Längenänderungen entlang von Meßstrecken, kann sowohl der Ort als auch die Öffnungsweite von Rissen ermittelt werden. Bei entsprechend häufiger Beobachtung kann auch auf den Zeitpunkt der Rißbildung geschlossen werden.

Die dargestellten Ergebnisse, die anlässlich des Aufstaus 1984, bei einer Staukote von 1840 m gemacht wurden, zeigen auf der Luftseite der Sperre zwei Risse, die sich im Zuge des Aufstaus schließen und an der Wasserseite eine Rißzone, die sich gerade öffnet.

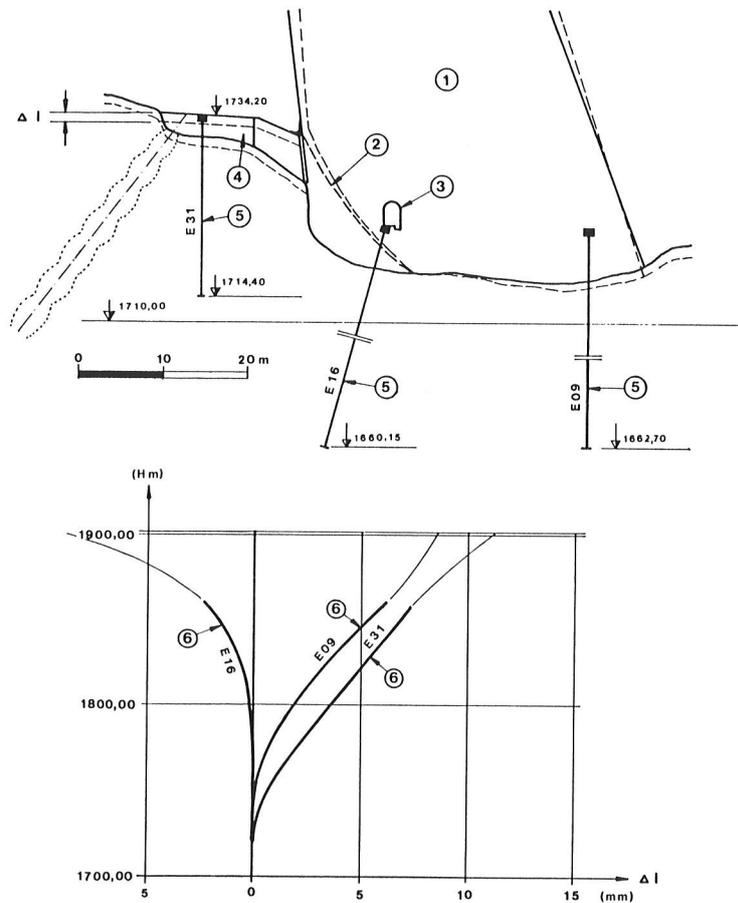
6.6 Vertikale Verschiebungen der Vorbodenplatte

Die vertikalen Verschiebungen der Vorbodenplatte werden mit fünf Extensometern gemessen, die 25 m tief in den Gründungsfelsen reichen. Unter einer Wassersäule von 170 m verkürzte sich die Meßstrecke rund 8 mm. Damit konnte der Nachweis geführt werden, daß sich der Stauraumboden unter der Wasserlast setzt.

Fig. 9

Vertikale Verschiebung der Vorbodenplatte infolge der Wasserlast

- | | | |
|------------|-----------------|--|
| 1. Sperre | 3. Kontrollgang | 5. Extensometer |
| 2. Rißzone | 4. Vorboden | 6. Vertikale Verschiebung des Vorbodens in Abhängigkeit der Stauhöhe |



7. Zusammenfassung

Das Beobachtungssystem der Kölnbreinsperre besteht heute aus über 2.000 Meßstellen, die alle händisch abgelesen, von denen aber auch 450 Meßstellen automatisch erfaßt und ihre Werte fernübertragen werden können. Die rasche Auswertung und graphische Darstellung der täglich erfaßten Meßergebnisse trug wesentlich dazu bei, daß bis jetzt trotz des unerwarteten Verhaltens der Sperre zweimal (1979 und 1983) der Vollstau erreicht wurde und in den übrigen Jahren der Höchststau nur wenige Meter unter dem Stauziel von 1.902 m blieb.

In Zukunft soll die Anzahl der Meßeinrichtungen verringert und die Zuverlässigkeit des Beobachtungssystems erhöht werden.

Der Fernüberwachung der Sperre kommt auch in Zukunft große Bedeutung zu, sie bleibt aber auf die für die Standsicherheit der Sperre wichtigsten Meßeinrichtungen beschränkt.

15. TALSPERRENKONGRESS
IN LAUSANNE 1985

DIE ÜBERWACHUNG DER SICHERHEIT DER TALSPERREN
DER KRAFTWERKSGRUPPE GLOCKNER-KAPRUN

Ing. F. BREITENSTEIN
W. KÖHLER
Direktor Dipl.-Ing.Dr.techn. R. WIDMANN

1. EINLEITUNG

Die fünf großen Talsperren der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun wurden in den Jahren 1947 bis 1955 geplant und gebaut. Die Hauptdaten dieser Talsperren sind der folgenden Tabelle 1 zu entnehmen.

S p e i c h e r		S p e r r e					Jahr der Fertigstellung	Beginn der Automatisierung
Name	I_N 10^6 m^3	Name	Typ	H m	L m	V 10^3 m^3		
Wasserfallboden	83	Limberg	VAC	120	357	446	1950	1967
Margaritze	3,2	Möll	VAC	93	164	35	1952	1965
		Margaritze	PG	39	175	33	1952	
Mooserboden	85	Mooser	PG	107	494	665	1955	1959
		Drossen	VAC	112	357	355	1955	

Die Auswahl und Festlegung der Beobachtungs- und Meßeinrichtungen entsprachen dem damaligen Stand der Technik und dienten den beiden auch heute noch gültigen Zielsetzungen:

- Der Kontrolle der Sicherheit in Hinblick auf Veränderungen mit zunehmendem Alter oder einem Bruch, um rechtzeitig gegebenenfalls notwendige Maßnahmen zur Erhaltung des Bauwerkes und seiner Sicherheit einleiten zu können und
- der Analyse ihres strukturellen Verhaltens aus wissenschaftlicher Sicht, um verbesserte Grundlagen für künftige Talsperren zu erhalten.

Für die Verbesserung der theoretischen Grundlagen sind zwar viele Messungen, aber doch nur in den ersten Betriebsjahren erforderlich. Für die Sicherheitsüberwachung genügen meist nur wenige für das Verhalten des Bauwerkes charakteristische Meßwerte, deren Kontrolle aber möglichst kontinuierlich über die gesamte Bestandsdauer des Bauwerkes erforderlich ist. Der technischen Entwicklung folgend, wurde daher bei diesen Talsperren schrittweise eine automatische Fernüberwachung eingerichtet, um einerseits den Personalaufwand zu verringern und andererseits eine kontinuierliche, menschliche Fehler ausschaltende Überwachung zu gewährleisten. Bei der Mooser-, Drossen- und Limbergssperre ist jedoch darüber hinaus eine wöchentliche Begehung vor-

gesehen, um nicht nur eine Kontrolle der Meßwerte durchzuführen, sondern auch zur frühzeitigen Feststellung allfälliger Veränderungen, die noch nicht durch die Meßdaten angezeigt werden.

2. AUSWAHL DER MESSGRÖSSEN FÜR DIE SICHERHEITSÜBERWACHUNG

Für die Überwachung der Sicherheit ist zunächst die Kontrolle der größten Verformung des Bauwerkes, also die talwärtige Verschiebung der Krone im höchsten Mauerbereich, üblich. Diese Meßgröße ist charakteristisch für monolithische Stau Mauern, also für Bogenmauern oder auch Gewichtsmauern, soweit deren vertikale Blockfugen injiziert sind. Diese Bedingung ist bei den fünf Stau Mauern der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun erfüllt. Die talwärtige Verschiebung der Krone ist nun sicher für die Beurteilung des Langzeitverhaltens von Mauer und Untergrund von Bedeutung. Für die momentane Beurteilung des Verhaltens dürfte jedoch die Kronenverschiebung allein kaum geeignet sein, da neu entstehende, örtliche Schwächebereiche, sei es im Sperrkörper oder auch im Sperruntergrund, jedenfalls zunächst durch Kraftumlagerungen vom gesamten Sperrkörper weitestgehend ausgeglichen und sich zumindest im Frühstadium kaum auf die Kronenverschiebung auswirken werden. Unerwartete Risse oder Verformungsveränderungen können jedoch meßtechnisch nicht erfaßt werden, da naturgemäß der Ort vorher nicht bekannt ist. Daher muß nach einer anderen für die Sicherheitsüberwachung signifikanten zusätzlichen Meßgröße gesucht werden.

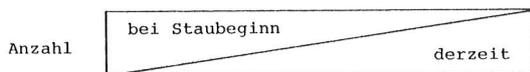
Wesentlich aussagekräftiger dürften zweckmäßig eingerichtete Wassermengenmessungen sein, die Summenmessungen über das gesamte Bauwerk und dessen Gründungsbereich darstellen. Dafür ist es notwendig, das in die Kontrollgänge der Sperre eintretende Wasser, sei es aus dem Sperrkörper selbst oder aus einem den gesamten Gründungsbereich luftseits des Dichtungsschirmes erfassenden, wirksamen Dränagesystem, zu erfassen. Eine abschnittsweise Unterteilung der Wassermengenmessung ist zwar zur rascheren Ortung wasserführender Bereiche und zur Erhöhung der Meßgenauigkeit jedenfalls zweckmäßig, für die Fernübertragung dürfte jedoch im allgemeinen die Summenmessung genügen. Bei einem richtig angeordneten und funktionierenden Dränagesystem können höhere Sohl- und Kluftwasserdrücke über große Flächen (und nur dann können sich diese zu bedeutsamen Kräften summieren) ausgeschlossen werden. Da Risse und größere Untergrundverformungen meist auch von einer Zunahme der Wasserdurchtritte begleitet werden, können durch Erfassung der Wassermengen frühzeitig nachteilige Veränderungen erkannt werden. Damit erübrigte sich aber auch die spätere Installation zur örtlichen Erfassung der Untergrundverformungen, die seinerzeit entsprechend dem damaligen Stand der Meßtechnik nicht vorgesehen worden waren.

Eine Zusammenstellung aller Meßwerte sowie der für die Fernüberwachung ausgewählten Meßeinrichtungen für die fünf behandelten Stau Mauern ist der Tabelle 2 zu entnehmen.

3. DIE ENTWICKLUNG DER ÜBERWACHUNG

Im Jahre 1959 wurde in der Drossensperre die erste weitgehend berührungslose und auf dem Prinzip des elektrolytischen Spannungsteilers arbeitende Lotregistrierungsanlage installiert. Der Meßwert wurde in eine im Sperrbereich befindliche Meßzentrale geleitet und dort mittels Schreiber dauerregistriert. Es war somit der erste Schritt zu einer Fernüberwachung getan. Zur Überwachung der physikalischen Größe wurde ein elektrischer Aufnehmer eingesetzt, um den dauernd anstehenden Meßwert zu einem in der Nähe befindlichen Meßstützpunkt weiterzuleiten und dort aufzuzeichnen. Dieses einfache System hat jedoch einen Nachteil, zeigt es doch nur das Verhalten des Meßwertes seit der letzten Begehung durch den Sperrwärter an.

	Eingebaute Meßgeräte										automatisiert						Fernseh-anlage
	Verformungen					Beton			Wasser		Fernmessung				Grenzwert		
	Lotanlagen	Klinometer	geodätisch		Spannung	Dehnung	temperatur	Druck	Menge	Stauhöhe	Lufttemperatur	Verformung	Betontemperatur	Wassermenge	Verformung	Wassermenge	
			Nivelle-ment	luftseitige Sperrenfläche													
Limberg	3 3	- 3	o	o	2 -	85 -	97 -	59 8	6 8	•	•	3	-	2	3	2	•
Möll	-	5 5	o	o	1 -	80 -	20 5	- -	- -	•	•	5	5	-	1	-	o
Margaritze	-	3 6	o	-	- -	16 -	76 3	18 -	- 1	•	•	3	3	1	1	1	o
Mooser	1 4	-	o	o	- -	4 -	150 -	50 25	8 5	•	•	5	-	2	5	2	•
Drossen	2 2	- 5	o	o	29 -	129 -	170 -	48 32	2 4	•	•	2	-	2	1	2	•



Tab. 2, Meßeinrichtungen der Talsperren
der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun

Sechs Jahre später konnte ein Meßsystem in Betrieb genommen werden, welches es ermöglichte, die beiden im Bereich der Südabdachung des Glocknermassives gelegenen und während des Winterhalbjahres kaum zugänglichen Sperren Möll und Margaritze zu überwachen. Die mit Hilfe von Schwingsaitenaufnehmern erfaßten Meßgrößen wurden durch den 11,6 km langen Möllstollen in die Meßzentrale am Mooserboden übertragen. Dort konnten dann vom Talsperrenwärter die Meßsignale abgefragt werden. Eine kontinuierliche Überwachung war dies noch nicht, es konnte jedoch die Meßhäufigkeit während des ganzen Jahres deutlich gesteigert werden - ein wichtiger Punkt für die Sicherheitsbeurteilung.

Erstmals wurden dann 1967 Meßwerte der Limbergssperre in eine Betriebswarte fernübertragen, dort registriert und mit Grenzkontakten versehen. Damit wurde der Meßwert mit mechanisch oder elektrisch arbeitenden und händisch einstellbaren Grenzen verglichen. Das Erreichen bzw. das Über- oder Unterschreiten dieser Grenzwerte wird dem diensthabenden Personal angezeigt.

Der technischen Entwicklung folgend, wurde für die Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun in den letzten Jahren eine Fernüberwachung der Talsperren konzipiert, die weitgehend die Erkenntnisse der Vergangenheit berücksichtigen wird. Diese Anlage hat 1984 den Betrieb aufgenommen. Das Hauptgewicht liegt nunmehr in der rechnergestützten Meßwertverarbeitung. Aus der Anlagenkonfiguration (Abb. 1) können die Möglichkeiten für den Anwender und den beurteilenden Talsperrenverantwortlichen ersehen werden, die vor allem eine rasche und übersichtliche Zusammenstellung der Meßwerte bieten.

4.2.5. Fernsehüberwachung

Zur optischen Überwachung und Gesamtbeurteilung der Sicherheitslage dient seit 1982 je eine fernsteuerbare Videokamera mit einem Schwenkkopf sowie einer Zoomeinrichtung. Die Möglichkeit einer Nachbeobachtung wird durch eine Scheinwerferanlage sichergestellt, die sich bei der Auswahl der jeweiligen Kamera automatisch zuschaltet. Die Ruhestellung der Moosersperrenkamera ist so gewählt, daß beim Zuschalten der Hochwasserüberfall sichtbar wird. Die Steuereinrichtung sowie der Monitor der Anlage befinden sich in der Zentralwarte Kaprun.

4.3. Speicher Wasserfallboden

4.3.1. Limbergsperre

Für die Limbergsperre wurden seinerzeit drei Gewichtslotanlagen ausgeführt, sodaß die Radialverschiebungen der Krone in drei Lotschnitten unmittelbar auf dem Fels aufsitzenden Kontrollgang gemessen werden können, in dem auch die zwei Meßwehre für die in den beiden Talflanken anfallenden Wasserdurchtritte angeordnet wurden.

4.3.2. Meßgeräte

Auch hier werden die Werte der drei Lotanlagen von elektrolytischen Aufnehmern erfaßt. Die Messung der Sickerwassermengen erfolgt auf Grund der sehr geringen Wasserzutritte mittels Behältermessung, also mit Hilfe zweier Kippbehälter, deren Entleerungshäufigkeit gezählt wird. Die Anzeige erfolgt in l/s.

4.3.3. Übertragungswege

Die Meßwerte gelangen von den Aufnehmern vorerst in die Warte Limberg, werden von der Fernwirkanlage übernommen und 7 km in die Zentralwarte Kaprun fernübertragen.

4.3.4. Fernsehüberwachung

Auch hier ist seit 1980 in Sperrenmitte eine Videokamera wie für den Speicher Mooserboden angebracht, mit der die Sperre, der Hochwasserüberfall sowie der Stauraum beobachtet werden können.

4.4. Blitzschutz

Eine wichtige Komponente zur Gewährleistung der Funktionssicherheit von Fernmeßanlagen ist ein funktionierender Blitzschutz. Es wurde daher dem Überspannungsschutz besondere Beachtung geschenkt, und zwar für alle Systemteile. Neben einem Grobschutz (Überspannungsableiter) sind auch Feinschutzeinrichtungen vorgesehen.

5. MESSWERTVERARBEITUNG

5.1. Allgemeines

In der Vergangenheit war eine ständige Kontrolle auch der wichtigsten Meßwerte nur bedingt möglich. Die Entwicklung der technischen Datenverarbeitung ermöglicht nun nicht nur die kontinuierliche Errechnung der für die Beurteilung erforderlichen Daten aus den ankommenden Rohmeßwerten, sondern darüber hinaus

- automatische System- und Plausibilitätskontrollen,
- einen raschen Vergleich zwischen dem Ist- und dem Sollwert und
- eine Gradientenüberwachung.

Diese Art der Meßwertkontrolle, die auch eine Funktionsüberwachung der Meß- und Übertragungseinrichtung einschließt, ermöglicht es dem Talsperrenverantwortlichen,

ohne aufwendigen Vergleich von Meßwerten die Ursache ungewöhnlicher Wertänderungen zu analysieren, um dann die notwendigen Entscheidungen treffen zu können.

5.2. Ermittlung der Sollwerte

Da für alle Talsperren ein langer Beobachtungszeitraum und damit eine große Anzahl von Meßwerten zur Verfügung steht, kann die Ermittlung der Sollwerte mit einer multiplen, linearen Regressionsanalyse, also einem mathematischen Modell auf statistischer Basis, erfolgen. Für diese Regressionsanalyse hat sich ein Verfahren bewährt, das die äußeren Einflüsse auf zwei wohl bei jeder Talsperre zur Verfügung stehende Meßwertgrößen zurückführt: die Stauhöhe und die Lufttemperatur. Das Verfahren kann übrigens nicht nur für Verformungen, sondern auch für die Auswertung aller anderen Messungen, wie z.B. Betondehnungen, angewendet werden.

Nach diesem Verfahren ergeben sich die Sollwerte aus der

Regressionsfunktion $\mathcal{V} = a_0 + \mathcal{V}_B + \mathcal{V}_T + \mathcal{V}_W$

Regressionskonstante a_0

Bleibende Verschiebung $\mathcal{V}_B = a_1 (1 - e^{-\frac{t}{t_B}})$

Betrachteter Zeitpunkt in Tagen ab Regressionsbeginn ... t

Zeitmaß in Tagen für das Abklingen des bleibenden
Anteiles (aus nichtlinearer Regression) t_B

Temperaturabhängige elastische Verschiebung $\mathcal{V}_{T,t} = \mathcal{V}'_{T,t} + \mathcal{V}''_{T,t}$

Mittlerer Jahresgang der Lufttemperatur T_L mit $\alpha = \frac{2\pi t}{365}$

$T_m = b_1 \sin \alpha + b_2 \cos \alpha + b_3 \sin 2\alpha + b_4 \cos 2\alpha$

Mittlerer Jahresgang der Verschiebungen zu-
folge T_m $\mathcal{V}'_{T,t} = a_2 \cdot T_t + a_3 \cdot T_{\tau_1} + a_4 \cdot T_{\tau_2}$

mit $T_{\tau} = \frac{1}{k-i} \sum_{j=t-k}^{t-i} T_j$ für $t-k \geq j \geq t-i$

Verschiebungen zufolge Abweichungen von T_m : $\mathcal{V}''_{T,t} = a_5 \cdot \Delta T_t + a_6 \cdot \Delta T_{\tau_3} + a_7 \cdot \Delta T_{\tau_4}$

mit $\Delta T = T_L - T_W$, ΔT_{τ} sinngemäß wie vor

Stauabhängige elastische Verschiebung $\mathcal{V}_{W,t} = \mathcal{V}'_{W,t} + \mathcal{V}''_{W,t}$

Unmittelbarer Anteil $\mathcal{V}'_{W,t} = a_8 \cdot h_t + a_9 \cdot h_t^2$

mit $h_t = \frac{H_t - H_{\min}}{H_{\max} - H_{\min}}$ H_t Stauspiegelhöhe zur Zeit t
 H_{\max} Stauziel, H_{\min} Absenkziel

Verzögerter Anteil $\mathcal{V}''_{W,t} = a_{10} \cdot h_{\tau_5} + a_{11} \cdot h_{\tau_6} + a_{12} \cdot h_{\tau_7}$

mit h_{τ} sinngemäß wie vor

Aus der Regressionsanalyse ergibt sich nun nicht nur der mittlere Sollwert, sondern auch der Schwankungsbereich der Meßwerte in der betrachteten Jahresreihe. Zum Sollwert wird eine Bandbreite zugezählt, sodaß sich ein Bereich für die zulässigen Meßwerte ergibt. Mit diesem Bereich sollen die unvermeidlichen Meßdifferenzen und die Vereinfachungen, die der Regressionsanalyse zugrundeliegen, abgedeckt werden.

Bei allen fünf Talsperren hat sich interessanterweise unabhängig von der Mauerhöhe und damit der absoluten Größe der Verformungen eine Bandbreite von ± 2 mm als ausreichend erwiesen.

Für die Grenzwerte der Wassermengen wurde eine vereinfachte Potenzformel lediglich in Abhängigkeit von der Stauhöhe verwendet,

$$Q = a + b \cdot h + c \cdot h^d,$$

die als Umhüllende der in den letzten zehn Jahren gemessenen Werte festgelegt wurde. Hierin bedeuten

Q theoretische Wassermenge,

h Stauhöhe,

a, b, c und d Parameter.

5.3. Beurteilung der Regressionsanalyse

Für die Beurteilung der Aussagekraft eines statistischen Verfahrens stehen verschiedene statistische Kennwerte zur Verfügung. Dazu gehören

- die t-Werte für die Signifikanz des Einflusses der einzelnen Variablen. Mit Hilfe dieser Werte kann die allgemeine Regressionsformel auf die für jeden Einzelfall signifikanten Glieder reduziert werden. In der Tabelle 3 werden nur mehr jene Koeffizienten angegeben, deren t-Werte über dem gewählten Fraktile der t-Verteilung liegen und daher als signifikant anzusehen sind;
- die Variationskoeffizienten v , also die mittlere Streuung in Relation zum Schwankungsbereich der gerechneten Verformungen unter Annahme einer Normalverteilung der Fehler. Beim Vergleich verschiedener Sperren zeigt sich, daß die absolute Größe der Streuung im allgemeinen zwischen 1 und 2 mm liegt und weniger von der Größe der Verformungen abhängt. Dies deutet darauf hin, daß unvermeidliche Meßungenauigkeiten vom Meßwertaufnehmer bis zum Computer als Hauptursache der Streuung anzusehen sind;
- der multiple Korrelationskoeffizient R bzw. das Bestimmtheitsmaß R^2 , das jenen Anteil am Meßwert angibt, der durch die Einflußgrößen erklärt wird.

	Block	R^2	Verschiebungen				Wassermenge	
			\mathcal{V}_B	\mathcal{V}_{el}	v_{el}	e_v	q_{max}	e_w
			mm	mm	%	mm	l/s	
Limberg	7	0,961	0,73	19,73	4,3	2,0	0,03	0,01
	0	0,986	-1,00	29,59	2,9	2,0	0,12	0,05
	8	0,966	-0,15	19,11	4,1	2,0	1,25	0,30
Drossen	0	0,986	4,80	55,11	2,7	2,5	0,20	0,10
	7	0,978	-0,74	27,88	3,6	2,0	0,60	0,05
Mooser	1	0,983	-0,72	32,79	3,2	2,0	0,35	0,05
	8	0,966	-0,77	22,73	4,4	2,0		

\mathcal{V}_B bleibende Verformung 1974 - 1983

\mathcal{V}_{el} elastische Verformung der Jahresreihe 1974 - 1983

v_{el} Variationskoeffizient in %, bezogen auf \mathcal{V}_{el}

e Bandbreite zulässiger Meßwerte

q_{max} max. Wasserzutritte zum Sohlstollen

Tab. 3, Ergebnisse der Regressionsanalyse

In Abbildung 2 sind am Beispiel der Limbergsperrre der Anteil der bleibenden Verformung und der Temperatur- bzw. Stauinfluß zeit- bzw. stauabhängig dargestellt. Die Verteilung der Differenzen zwischen Rechenwert und Meßwert zeigt die Berechtigung der Annahme einer Normalverteilung und bestätigt damit, daß die Meßfehler auf zufällige Abweichungen und nicht auf einen systematischen Fehler zurückzuführen sind.

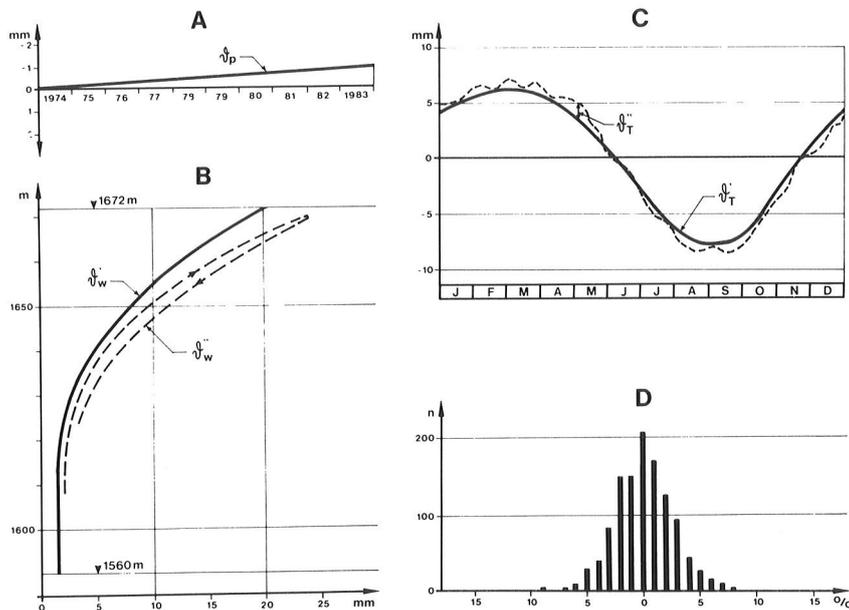


Abb. 2, Bogenmauer Limberg, Mittelschnitt, Ergebnisse der Regressionsanalyse für die Radialverschiebungen

- A) bleibender Teil der Radialverschiebungen in mm (+ ... talwärts)
- B) Einfluß der Lufttemperatur
- C) Einfluß des Stauspiegels
- D) Differenz zwischen gemessenen und gerechneten Werten
- n) Zahl der Werte im betrachteten Intervall
- %) Intervall als Prozentsatz des größten gemessenen Wertes

6. ZUSAMMENFASSUNG

Für die 1955 fertiggestellte Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun wurden fünf Betonsperren errichtet, von denen drei über 100 m hoch sind. Bei der Sicherheitsüberwachung dieser Talsperren wurde besonderes Augenmerk auf die ständige Kontrolle der Sickerwassermengen gelegt, auch die Verschiebungen der Mauerkrone werden laufend gemessen. Die Meßergebnisse werden in die Zentralwarte der Kraftwerksgruppe übertragen, dort im Computer auf Plausibilität überprüft und mit einem Sollwert verglichen. Dieser Sollwert wird aus einer Regressionsanalyse abgeleitet, in der nicht nur der augenblickliche Stauspiegel und Temperaturzustand, sondern auch deren Verlauf in den vorangegangenen Wochen Berücksichtigung findet.

15. TALSPERRENKONGRESS
IN LAUSANNE 1985

DIE MEMBRANARTIGE BETONKERNDICHTUNG DES STAUDAMMES BOCKHARTSEE
MESSENDE ÜBERWACHUNG UND INTERPRETATION

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

1. EINLEITUNG

Im Rahmen eines Forschungsprojektes am Institut für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck wurde die Aufgabe gestellt, die Abdichtung von Staudämmen mit membranartigen Betonkerndichtungen auch für große Dammhöhen neu zu untersuchen (SCHOBER,1981). Dabei sollten die in der Betontechnologie, der Bauausführung sowie der Dammbautechnik eingetretenen Fortschritte berücksichtigt werden. Im Mittelpunkt stand die Entwicklung einer Gleitschicht zur Senkung der Wandreibungsbelastung. Als erstes Ergebnis wurde der Bericht R 12 zur Frage Q 55 des 14. Talsperrerkongresses in Rio de Janeiro vorgelegt und durch einen Diskussionsbeitrag ergänzt (SCHOBER,1982). Das vollständige Ergebnis der Forschung erschien als Dissertation (HENZINGER,1983) sowie in einem Bericht für die 5. Fachtagung Talsperrrenbau in Weimar (SCHOBER/HENZINGER, 1984). Im Jahr 1982 wurde von der Salzburger AG für Elektrizitätswirtschaft (SAFE) der Staudamm Bockhartsee mit der neu entwickelten Betonkerndichtung errichtet. 1983 erfolgte der Einstau dieses Dammes auf halbe Höhe und am 2. Juli 1984 wurde der Vollstau erreicht.

2. DER STAUDAMM BOCKHARTSEE

Wie dem Querschnitt des Dammes aus Abb. 1 zu entnehmen, wurde der Damm zur Gänze auf Fels gegründet. Die zentral angeordnete Betonkerndichtung von rd. 5000 m² Fläche weist eine Höhe von 31 m und eine gleichbleibende Dicke von 60 cm auf. Der Kern wird durch eine Herdmauer an den Felsuntergrund angeschlossen, in deren Fortsetzung ein Injektionsschirm zur Ausführung kam. Die Betonierung des Kernes erfolgte simultan mit der Schüttung von der jeweiligen Schüttoberfläche aus durch Pumpbeton in Abschnitten von 7,5 m Länge und 4,3 m Höhe. Die vertikalen Fugen sind als Bewegungsfugen ausgebildet und durch zwei Fugenbänder gedichtet. Von denen liegt eines in der Mitte und das andere an der wasserseitigen Oberfläche der Wand. Die horizontalen Fugen sind Arbeitsfugen. Sie wurden durch Druckwasserstrahl aufgeraut, mit 80 cm breiten Streifen von Baustahlgitter (je 40 cm Einbindung im Alt- und Neubeton) konstruktiv bewehrt und mit einem Oberflächendichtungsband gedichtet. An der wasserseitigen Oberfläche wurde die bereits erwähnte, zur Ermäßigung der Wandreibungsbelastung entwickelte Bitumen-Gleitschicht aufgeklebt. Da die Belastung eines Betonkernes infolge Wandreibung erst bei etwa 70 m Höhe auf unzulässige Werte ansteigen

Bei den SM-Messungen nach (KOVARI, et al, 1979) werden in lotrechten Meßrohren die Abstandsänderungen von Fixpunkten im Beton bei 1 m Meßlänge (Dehnungen und Stauungen) mit hoher Präzission gemessen. Ebenfalls mit hoher Präzission erfolgen die Lotmessungen, bei denen die Horizontalverschiebungen von Punkten an der Wandoberfläche eingemessen werden.

Es ist noch zu erwähnen, daß weitere Präzissionsmessungen am Fuß der Kernwand im Schwebeschacht erfolgen. Es werden die Horizontalverschiebungen der Wand (7) und die Neigungsänderungen der Herdmauerkrone (8) gemessen. Im Schacht wird auch die Messung von den fünf Sektionen der Kernsickerwässer (16) durchgeführt.

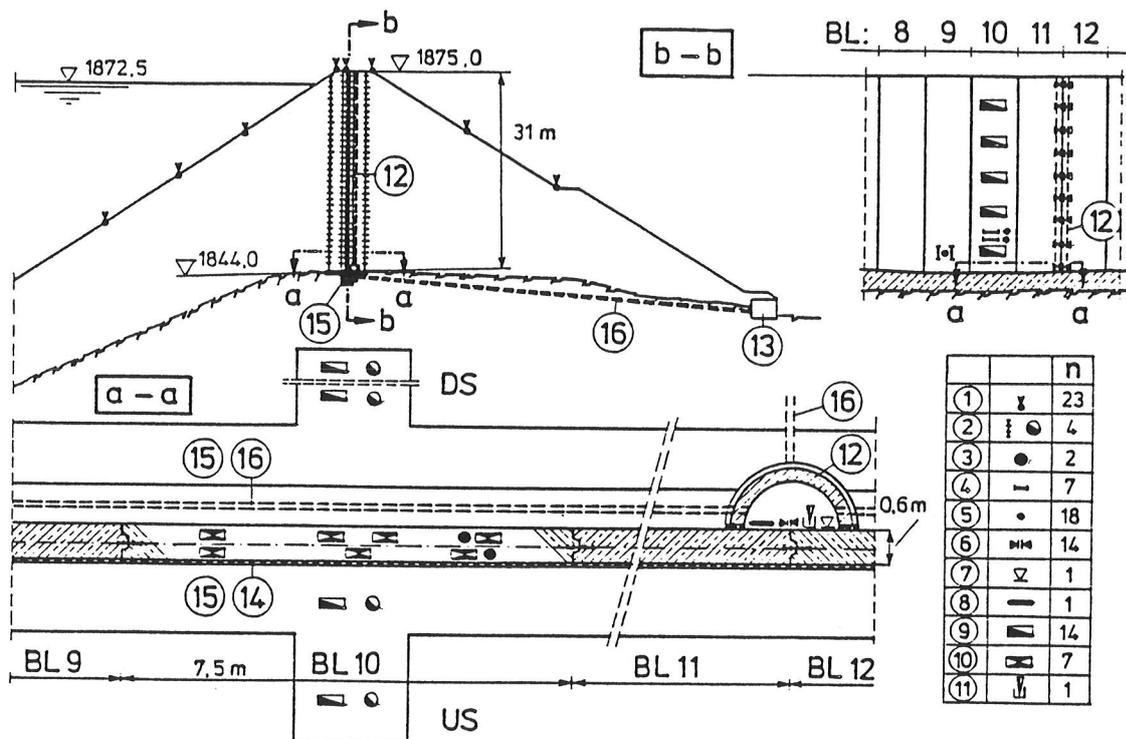


Abb. 4 : Meßeinrichtungen :

- 1 Oberflächenpunkte ; 2 Stehende Pegel; 3 Gleitmikrometer ;
- 4 Dehnungs- und Stauchungsgeber; 5 Betontemperaturgeber ;
- 6 Fugenmeßeinrichtung; 7 Verschiebungsmeßeinrichtung ;
- 8 Elektrisches Kinometer; 9 Erddruckgeber; 10 Betondruckgeber;
- 11 Hängelotanlage; 12 Pendelschacht; 13 Meßkammer mit Sickerwasser-
messung; 14 Gleitschicht; 15 Herdmauer; 16 Dränagerohre für
Kernsickerwässer; BL 8 bis BL 12 : Blöcke 8 bis 12 ; n Anzahl der
Meßeinrichtungen ; US Wasserseite ; DS Luftseite .

3. MÖGLICHE BEANSPRUCHUNG EINES BETONKERNES

In Abb. 5 sind die möglichen Beanspruchungen eines Betonkernes dargestellt. Nach Diagramm c treten diese durch den Abbindevorgang (σ_A), Eigengewicht (σ_E) und Wandschubkräfte ($\sigma_{Tr} + \sigma_{Tg}$) im Bauzustand (σ_{b1}) sowie durch Krümmung (σ_K) im Bau- und Stauzustand (σ_{b2}) auf. Schema a zeigt ein Verformungsbild bei Teilstau infolge Wasserdruck W und Sättigungssetzung im wasserseitigen Stützkörper, Schema b ein Verformungsbild bei Vollstau. Demnach sind im luftseitigen Stützkörper konvexe Bewegungsspuren zu erwarten.

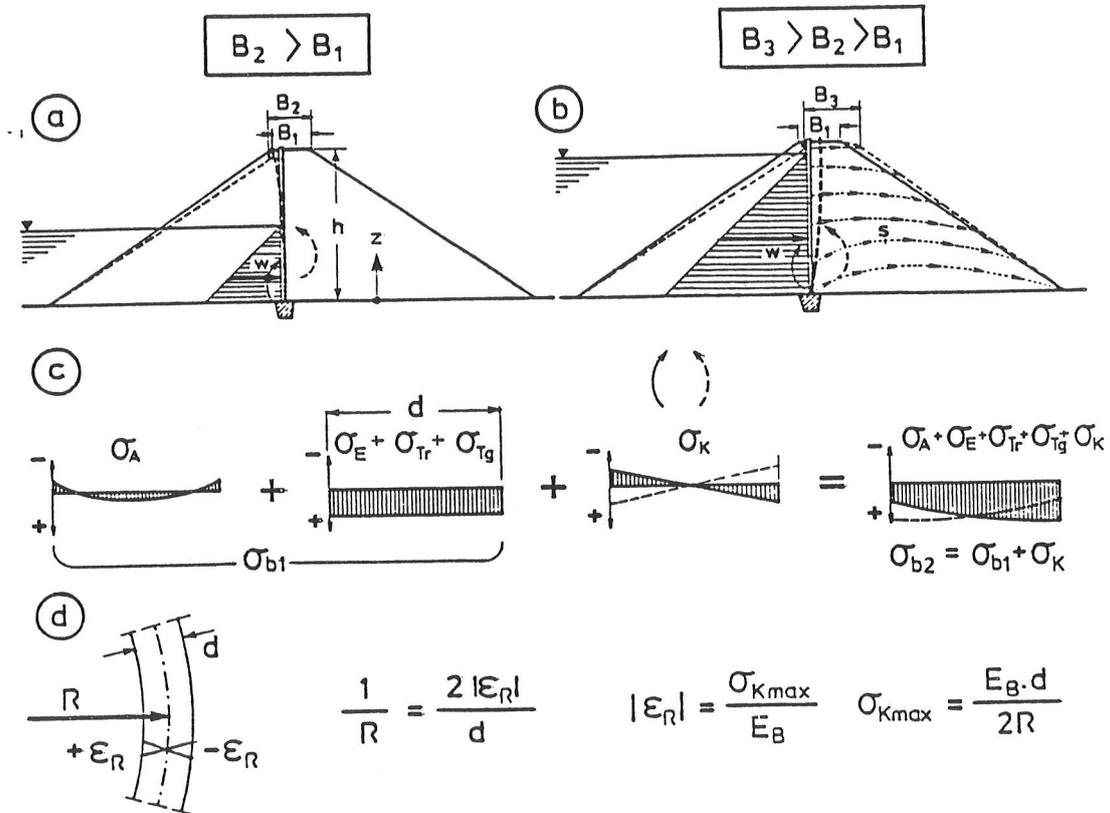


Abb. 5 : Verformungen und Spannungen im Betonkern (Schema)

- a) Verschiebung bei Teilstau ; b) Verschiebung bei Vollstau ;
 c) Spannungsverteilung im Kern ; d) Ermittlung von σ_K ;

s Bewegungsspuren ; W resultierender Wasserdruck ; d Kern-
 dicke ; R Krümmungsradius ; E_B E-Modul des Betons ;
 $+\epsilon_R$ Randstauchung ; $-\epsilon_R$ Randdehnung ; σ_A , σ_E , σ_{Tr} , σ_{Tg} ,
 σ_K , σ_{b1} , σ_{b2} siehe Text.

Zu den einzelnen Beanspruchungen ist folgendes auszuführen :

Beanspruchungen infolge des Abbindevorganges

Die beim Abbindevorgang entstehende Hydratationswärme verursacht in ihrem zeitlichen Ablauf Dehnungen und Stauchungen. Diese treten nicht nur im jeweiligen Betonierabschnitt, sondern auch im vorangegangenen auf. Es darf nach (Weigler et al, 1974) damit gerechnet werden, daß sich die infolge von Temperatureinflüssen und Schwindung

auf tretenden Spannungen im jungen Beton zum Großteil durch Abkühlung und Relaxation wieder abbauen. Die noch verbleibenden Restspannungen in vertikaler Richtung sind vernachlässigbar klein und weisen wahrscheinlich mittige Druckspannungen und randliche Zugspannungen auf. Bezüglich des Einflusses von Bauerschütterungen auf den Abbindevorgang sind nach einer Untersuchung nach (BONZEL, et al, 1980) bei Schwinggeschwindigkeiten unter 20 mm/s keine nachteiligen Folgen auf die Betoneigenschaften zu erwarten. Beim Staudamm Bockhartsee wurden maximale Schwingungsgeschwindigkeiten von nur 5,7 mm/s gemessen.

Beanspruchungen infolge Eigengewicht und Wandschubkräften

Während die Eigengewichtsbeanspruchung mit $\sigma_E = \gamma_B \cdot h$ (γ_B = Wichte des Betons, h = jeweilige Wandhöhe) im Verhältnis zur Betondruckfestigkeit gering ist, müssen aus dem Wandschub große Beanspruchungen erwartet werden. Die Schubkraft infolge Wandreibung T_r je Laufmeter Wand errechnet sich für eine Wandfläche aus :

$$T_r = \int_{z=0}^{z=h} \tau_r \cdot dz$$

τ_r ist die jeweils aktivierte Reibungsschubspannung an der Wandoberfläche. Durch das Aufbringen einer Gleitschicht kann τ_r auf τ_g reduziert werden. Mit Gleitschicht errechnet sich die Schubkraft T_g aus :

$$T_g = \tau_g \cdot h$$

τ_g kann in Abhängigkeit von der verwendeten Bitumensorte, der Setzungsgeschwindigkeit der Schüttung, der Dicke der Bitumenschicht sowie der Temperatur aus (SCHOBER/HENZINGER, 1984) entnommen werden. τ_g ist von der Normalspannung auf die Wandoberfläche unabhängig.

Die Normalspannung aus der Wandreibung σ_{T_r} wird aus

$$\sigma_{T_r} = \frac{T_r}{d}$$

errechnet, die Normalspannung mit Gleitschicht aus

$$\sigma_{T_g} = \frac{T_g}{d}$$

und wie σ_E als gleichmäßig verteilte Spannung angenommen .

Beanspruchung infolge Krümmung

Die Größe der Spannungen σ_K kann aus den aufgezungenen Krümmungen lt. Abb. 5 d berechnet werden. Krümmungsbeanspruchungen im Bauzustand können bei Einhaltung etwa gleicher Schütthöhen beiderseits des Kernes (max. 2 m Unterschied beim Staudamm Bockhartsee) vernachlässigt werden.

4. BERECHNETE UND GEMESSENE BEANSPRUCHUNGEN DES BETONKERNES BOCKHARTSEE

4.1 Zustand Bauende

Nach vorstehendem Punkt 3.) kann die Beanspruchung der Wand zu Bauende (σ_{b1}) wie folgt berechnet werden :

$$\sigma_{b1} = \sigma_E + \sigma_{T_r} + \sigma_{T_g}$$

Im Falle Bockhartsee tritt die Schubspannung infolge Wandreibung τ_r an der luftseitigen Oberfläche, die Schubspannung der Gleitschicht τ_g an der wasserseitigen Oberfläche auf. Mit einer Wichte des Bodens von $\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$ beträgt für den Meßhorizont M mit $h = 29,3 \text{ m}$ unter Dammkrone

$$\sigma_E = \gamma_B \cdot h = 0,75 \text{ MN/m}^2$$

σ_{Tr} kann mit den durch Versuche bestimmten Kennwerten : Wichte der Schüttung $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$, Wandreibungswinkel $\delta = 30^\circ$ und Erddruckbeiwert $K = 0,16$ mit :

$$\sigma_{Tr} = \frac{T_r}{d} = \frac{\gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K}{d} \cdot \text{tg } \delta = 1,45 \text{ MN/m}^2$$

ermittelt werden.

Nach (SCHÖBER/HENZINGER, 1984) ergibt sich mit dem verwendeten geblasenen Bitumen B 85/25, einer Gleitschichtdicke von 3 mm, einer angenommenen mittleren Setzungsgeschwindigkeit von $v = 3 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ und einer Temperatur von 10° C eine Schubspannung $\tau_g = 1,8 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^2$ und somit ein σ_{Tg} zu :

$$\sigma_{Tg} = \frac{Tg}{d} = \frac{\tau_g \cdot h}{d} = 0,88 \text{ MN/m}^2$$

und für :

$$\sigma_{b1} = 0,75 + 1,45 + 0,88 = 3,08 \text{ MN/m}^2$$

Nach dieser Berechnung beträgt die Ermäßigung der Wandreibung infolge Gleitschicht:

$$\left(1 - \frac{\sigma_{Tg}}{\sigma_{Tr}} \right) \cdot 100 = 39 \%$$

Sie könnte mit einem weicherem Bitumen bis auf 90 % gesteigert werden.

In Abb. 6 sind die Spannungsmessungen im Bauzustand aufgetragen. Da die Meßwerte der vier funktionstüchtigen Geber nach Eichung sehr nahe beisammenliegen, war es zulässig, nur den Mittelwert aufzutragen. Wie ersichtlich, steigen die gemessenen Spannungen dem Schüttvorgang entsprechend an. Die Wirkung der Gleitschicht zeigt sich in der Ermäßigung der Spannungen σ_{b1M} in den Schüttpausen Δt_2 infolge Relaxation des Bitumens. Wird angenommen, daß σ_E und σ_{Tr} der vorstehenden Berechnung entsprechen, läßt sich σ_{Tg} aus dem Meßwert $\sigma_{b1M} = 2,90 \text{ MN/m}^2$ ermitteln :

$$\sigma_{Tg} = \sigma_{b1M} - \sigma_E - \sigma_{Tr} = 0,70 \text{ MN/m}^2$$

Demnach beträgt die aus den Messungen abgeleitete Ermäßigung der Wandreibung infolge Gleitschicht über 50 %. Obwohl es sich bei der Bezugsgröße σ_{Tr} nur um einen Rechenwert handelt, ist die Übereinstimmung von Rechnung ($0,88 \text{ MN/m}^2$) und Messung ($0,70 \text{ MN/m}^2$) zufriedenstellend.

Abb. 6 siehe nächste Seite.

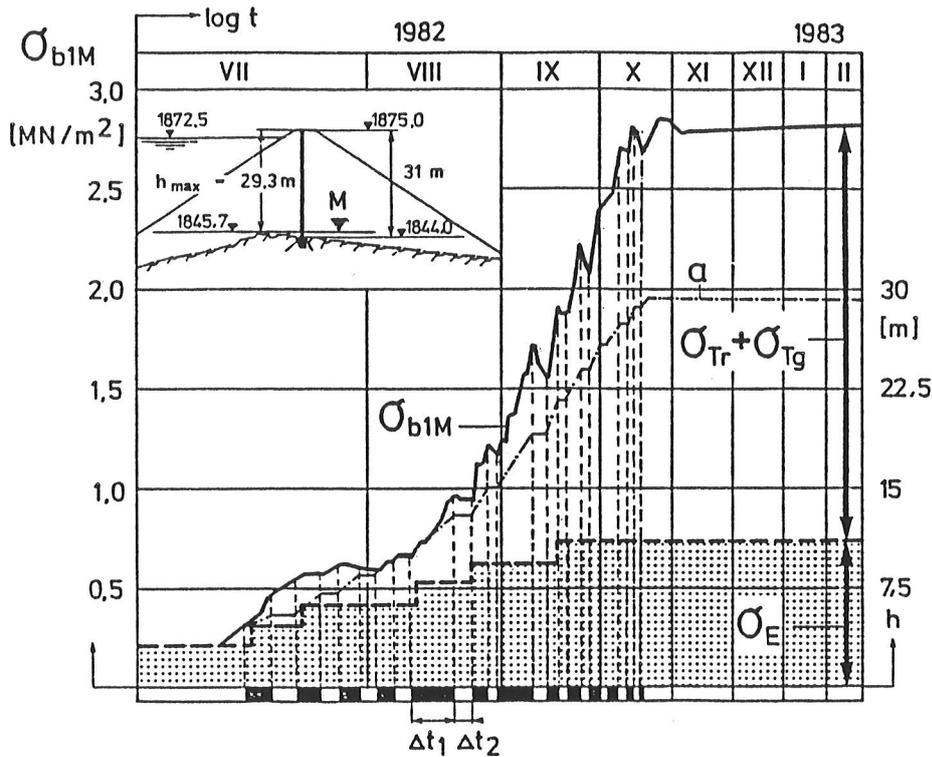


Abb. 6 : Meßergebnisse der vertikalen Kernspannungen im Bauzustand
 σ_{b1M} Meßwerte (Mittel aus 4 Gebern) ; σ_E , σ_{Tr} , σ_{Tg} siehe Text
 M Meßhorizont ; t Zeit ; Δt_1 Schüttperioden ; Δt_2 Schütt -
 pausen ; a Schüttverlauf.

4.2 Stauzustand

Im Stauzustand wird, wie schon erwähnt, der Damm entsprechend Abb. 5 verformt und diese Verformungen dem Betonkern aufgezwungen. Dabei treten Krümmungsbeanspruchungen σ_K auf, die sich den Spannungen σ_{b1} aus dem Bauzustand überlagern. Die bei membranartigen Dichtungen zu erwartenden Krümmungen können vor allem durch eine Spannungs- und Verformungsanalyse mit Hilfe der FE-Methode ermittelt werden. Eine derartige Analyse ist zur Zeit in Arbeit. Die Ergebnisse werden in einem Schlußbericht über die Meßauswertung mitgeteilt.

Zur Messung der Beanspruchung des Betonkernes unter Staulast wurden die in Abb. 4 dargestellten Betondruckgeber (10), das SM (3), die HP im Schwebeschacht (11) sowie die geodätischen Messungen der Kronenpunkte (1) herangezogen. Abb. 7 zeigt das Ergebnis der Spannungsmessungen. Zum Unterschied von Abb. 6 sind im Diagramm B die Mittel der zwei wasserseitigen ($\sigma_C 1,2$) und der zwei luftseitigen Geber ($\sigma_C 3,4$) sowie der gesamte Mittelwert (σ_{av}) aufgetragen. Die zugehörige Staukurve ist dem Diagramm A zu entnehmen. Die Seeschwelle wurde im Jahre 1983 um rd. 12 m überstaut und der Vollstau mit 28,5 m Stauhöhe Anfang Juli 1984 erreicht.

Aus Diagramm B ist ersichtlich, daß es sowohl durch den Teilstau 1983 als auch durch den Vollstau 1984 zu einer Krümmungsbeanspruchung kam. Im Sinne einer Krümmung zur

Luftseite nehmen im Meßhorizont M die Normalspannungen in der gestauchten luftseitigen Hälfte des Querschnittes zu, in der gedehnten wasserseitigen Hälfte jedoch ab. Die Änderung der Spannungsverteilungen infolge Krümmung sind den drei Querschnitten im Diagramm B zu entnehmen, in denen die Verteilung in den einzelnen Meßterminen 1 bis 5 gegenübergestellt sind. Es werden die Meßwerte linear verbunden. Da es sich um hydraulische Druckgeber handelt, wird ein Mittelwert auf Geberbreite von 20 cm gemessen.

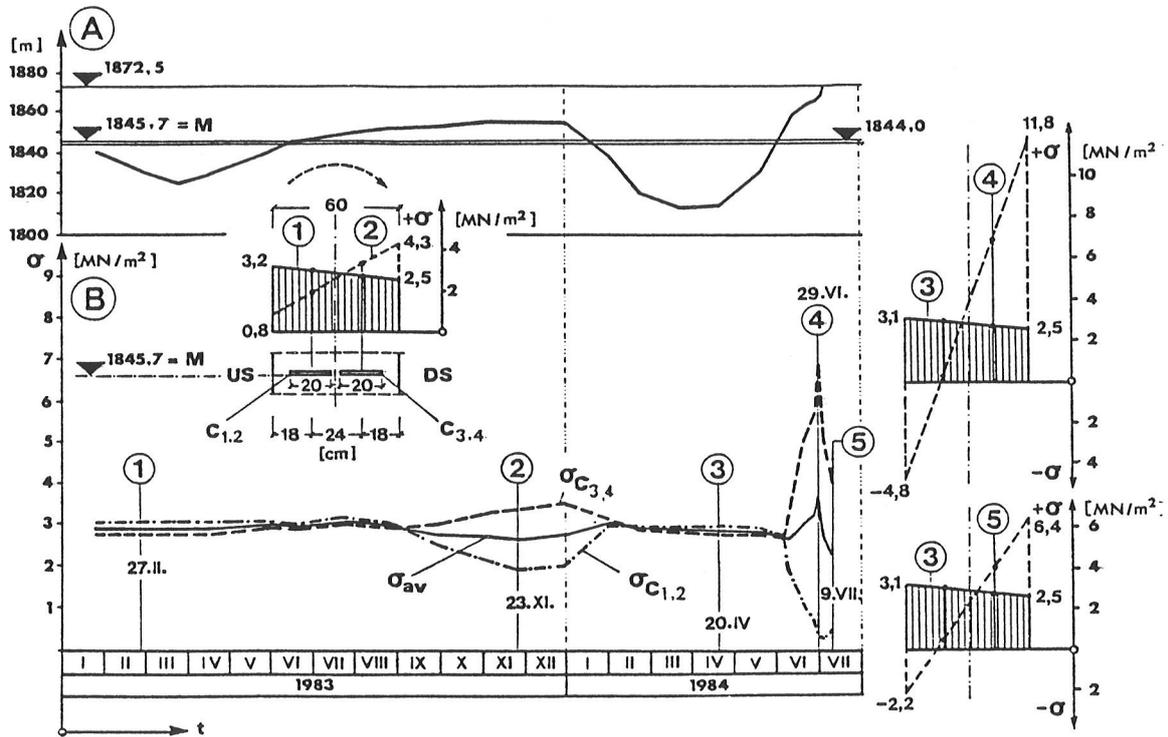


Abb. 7 : Vertikale Kernspannungen im Stauzustand

A Staukurve ; M Meßhorizont ; B Kernspannungen ;
 $C_{1,2}$ / $C_{3,4}$ Spannungsgeber in der wasserseitigen / luft-
 seitigen Hälfte des Kernes ; $\sigma_{C_{1,2}}$, $\sigma_{C_{3,4}}$, σ_{av} siehe
 Text ; 1 - 5 Termine für die Spannungsverteilung ;
 US/DS oberwasserseitig / unterwasserseitig

Zu den Spannungsverteilungen bei den Meßterminen ist folgendes zu sagen :

Im Meßtermin 2 tritt bereits eine deutliche Krümmungsbeanspruchung auf, doch bleiben die Spannungen zur Gänze im Druckbereich. Im Meßtermin 4 am 29.6.1984 wurden vier Tage vor Erreichen des Vollstaues, 4,75 m unter Stauziel, die größten Spannungen in der luftseitigen und die geringsten in der Wasserseitigen Hälfte des Querschnittes gemessen. Auf den wasserseitigen Rand extrapoliert, liegen die Zugspannungen mit rd. 5 MN/m^2 bereits weit über den zulässigen Werten.

Zwischen den Meßterminen 4 am 29.6 und 5 am 9.7. trat dann trotz Erreichen und

LITERATUR

- BONZEL, J., SCHMIDT, M.: Einfluß von Erschütterungen auf frischen und jungen Beton. Bautechnologische Berichte des Forschungsinstitutes der Zementindustrie, Beton, Ausgabe 9/1980.
- HENZINGER, J. : Staudämme mit membranartiger Betonkerndichtung. Dissertation am Institut für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck, 1983.
- KOVARI, K., AMSTAD, CH., KÖPPEL, J.: Neue Entwicklungen in der Instrumentierung von Untertagebauten und anderen geotechnischen Konstruktionen. Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 41/ 1979 .
- SCHOBER, W. : Über das Tragverhalten von Staudämmen. Die Wasserwirtschaft, Heft 4 1981.
- SCHOBER, W. : Concrete core diaphragm walls for high embankment dams. Q 55, R 12, 14. Internationaler Talsperrenkongreß, Rio de Janeiro, 1982
- SCHOBER, W. : Diskussionsbeitrag zu Subject 4, Q 55, Rio de Janeiro, 1982.
- SCHOBER, W., HENZINGER, H.: Membranartige Betonkerndichtungen für hohe Staudämme. 5. Fachtagung für Talsperrenbau, Weimar, 1984.
- WEIGLER, H., KARL, S.: Junger Beton. Teil 1,2 : Beanspruchung - Festigkeit - Verformung. Betonwerk + Fertigteiltechnik , Heft 6+7, 1974.

15. TALSPERRENKONGRESS
IN LAUSANNE 1985

DAS TRAGVERHALTEN EINES HOHEN STEINSCHÜTT-
DAMMES - ABLEITUNG DER DEHNUNGSZUSTÄNDE
UND KRITERIEN FÜR DIE VERÄNDERLICHKEIT DER
QUERDEHNUNGSZAHL, RÜCKSCHLÜSSE AUF DIE
STOFFGESETZE

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

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

Tiroler Wasserkraftwerke Aktiengesellschaft

1. EINLEITUNG

Der 150 m hohe Steinschüttdamm Finstertal der Tiroler Wasserkraftwerke Aktiengesellschaft (TIWAG) wurde in den Jahren 1977 bis 1980 errichtet und ist derzeit der höchste Damm der Welt mit einer Asphaltbeton-Kerndichtung.

Über den Entwurf, die Bauausführung, die Kontrolleinrichtungen und die ersten Ergebnisse von Messungen wurde teilweise bereits berichtet [1, 2, 3, 4, 5.]

Die nachfolgenden Ausführungen sind Teilergebnis einer Arbeit, die zum Ziel hatte, aus den 798 Meßpunkten zum Teil mehr als 7 Jahre lang durchgeführten Meßreihen einen vertieften Einblick in das Tragverhalten des Dammes zu gewinnen und daraus die stoffgesetzlichen Beziehungen für die Rückrechnung des Finstertaldammes und in weiterer Folge für die Berechnung von Steinschüttdämmen im allgemeinen abzuleiten.

Mit zunehmender Höhe der Dämme gewinnen neben der Standsicherheit vor allem die wechselnden Verformungszustände an Bedeutung, die ihrerseits Spannungsumlagerungen zur Folge haben. Während für die Gewährleistung der Standsicherheit zuverlässige Berechnungsmethoden zur Verfügung stehen, hatten die Bemühungen, die Verformungen zu prognostizieren bzw. zu beurteilen, bisher nicht den gewünschten Erfolg. Dabei liegen die Schwierigkeiten nicht mehr in der mathematischen Erfassung und Behandlung des Dammkontinuums, seit leistungsfähige elektronische Rechenanlagen uns ganz neue Möglichkeiten für die numerische Untersuchung des Tragverhaltens von Dämmen erschlossen haben. Das Kernproblem ist vielmehr die mathematische Beschreibung des sehr komplexen Materialverhaltens von Dammschüttungen, besonders von Steinschüttmaterial, durch wirklichkeitsnahe Definition der Stoffparameter und Spannungs-Dehnungsbeziehungen. Die Bestimmung der Arbeitslinien für Belastung, Entlastung und Wiederbelastung, sowie der Parameter für nichtlineare, viskoplastische oder pseudoelastische Ansätze bereiten erhebliche Schwierigkeiten sogar für eine hochentwickelte Versuchstechnik, und zusätzlich gibt es Probleme mit der Dilatanz, mit der Abhängigkeit der Parameter von Porenvolumen und Größtkorn, mit der Ver-

änderlichkeit der Querdehnungszahl, der Sättigungsverformung, dem Kriechen u.a.m.

Fortschritte auf diesem Gebiete werden sich einerseits auf weitere Verbesserungen der Versuchstechnik stützen, andererseits auf die Untersuchung und Auswertung von Messungen an Dämmen, während Bau und Betrieb. Tatsächlich beruhen unsere praktischen Kenntnisse über das Bauwerksverhalten von Dämmen mit Zonenaufbau im wesentlichen auf den Ergebnissen der Untersuchung und Auswertung von Messungen an bestimmten, mit großzügig ausgelegten Meßeinrichtungen versehenen Dämmen. Der Staudamm Gepatsch der TIWAG ließ schon verhältnismäßig früh in dieser Hinsicht wichtige Beiträge gewinnen. Der wegen seines ungewöhnlichen Entwurfes reichlich instrumentierte Finstertaldamm liefert sogar noch mehr Meßdaten.

In den folgenden Abschnitten wird ein Überblick über die Verformungszustände des Finstertaldammes bei Bauende, beim ersten Vollstau (1981), bei Teilabstau (1983) und bei der ersten Totalabsenkung (1984) gegeben, und ein Verfahren zur Auswertung der zugehörigen Dehnungen vorgestellt. Im Anschluß daran wird auf die Grundlagen für eine Rückrechnung des Tragverhaltens eingegangen.

2. VERFORMUNGSZUSTÄNDE DES DAMMES

2.1 Oberflächenverformungen

Die Böschungen sowie die Dammkrone sind mit 111, tief in den Schüttkörper eingebundenen Oberflächenpunkten dicht besetzt, deren Bewegungen geodätisch kontrolliert werden. Das Ergebnis der Messungen zu Bauende 1980, nach dem ersten Vollstau 1981 und nach dem ersten vollständigen Abstau 1984 ist in Abb. 1 dargestellt, wobei zwei der drei Komponenten getrennt gezeigt werden (Setzungen sowie Horizontalverschiebungen senkrecht zur Dammachse). Für einen Steinschüttdamm dieser Höhe sind die Bewegungen außerordentlich gering.

Die maximalen Setzungen (Abb. 1) im Bereich der Luftseite konzentrierten sich bei allen drei Zuständen, wie zu erwarten, auf die Böschungsmitte und betragen zu Bauende rd. 12,5 cm bzw. beim ersten vollständigen Abstau nach drei Betriebsjahren rd. 22,5 cm. Der wasserseitige Dammkörper hat sich, bedingt durch die Gründung auf 25 m hoher Überlagerung am Fuß des linken Widerlagers, deutlich exzentrisch gesetzt und weist im Hauptschnittbereich bei Bauende durch die etwas bessere Verdichtung (infolge Wasserzugabe beim Einbau) geringere Werte als die Luftseite auf. Im Zuge des Abstaues 1984 ist eine beträchtliche Konsolidierung der Wasserseite eingetreten, so daß jetzt, wie beabsichtigt, ein ausgeglichenes Setzungsverhalten zwischen Luft- und Wasserseite vorliegt.

Die radialen Verschiebungen der Luftseite (Abb. 1) beschränkten sich bei Bauende zunächst auf das untere Dammdrittel, mit einem Maximum von 7,5 cm. Beim ersten Vollstau rückte dann die Verteilung der Maximalwerte wasserdruckabhängig nach oben, aber der Größtwert von nur 15 cm bei Vollstau ist ein Maß für die große Steifigkeit des Dammes. Beim Vollstau in den späteren Jahren wurde die beim ersten Vollstau gemessene Bewegung bis jetzt nicht mehr übertroffen.

Im Bereich der Wasserseite wurde das etwas exzentrische Verformungsbild ebenso wie zu Bauende auch beim Abstau durch die Verformung der in der Aufstandsfläche belassenen Überlagerung geprägt.

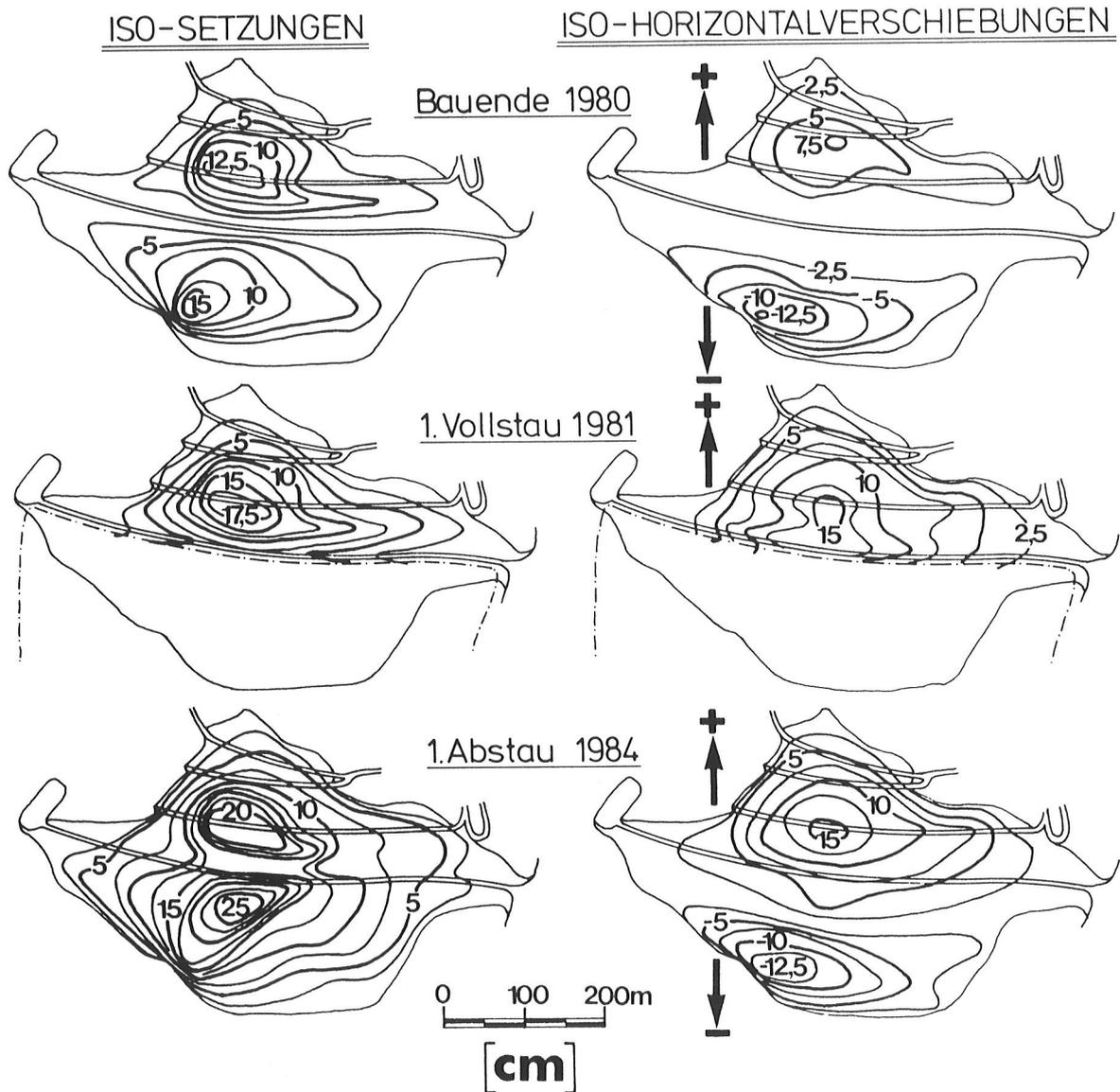


ABB. 1 VERFORMUNGEN DER DAMMOBERFLÄCHE

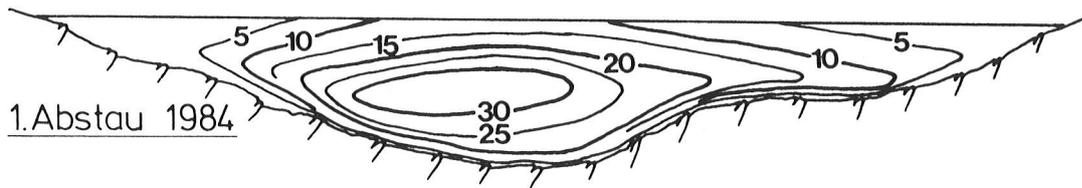
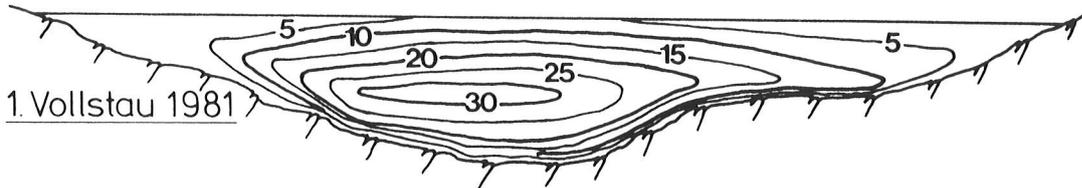
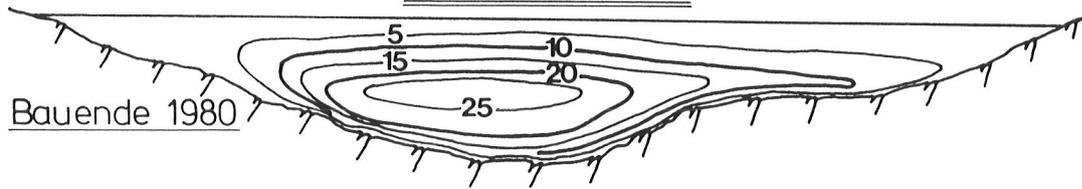
2.2. Querschnittsverformungen

Zur Beobachtung der Verformungen des Dammkörpers wurde in einem Haupt- und fünf Nebenquerschnitten sowie in einem Längsschnitt ein dicht besetztes Netz von Meßvorrichtungen aus Pegelrohren (auch zur Neigungsmessung), Schlauchwaagen, Extensometern und einem begehbaren Pendelschacht herangezogen.

2.2.1. Verformungen im Dammlängsschnitt

Der abgebildete Dammlängsschnitt (Abb. 2) an der Sperrenstelle ist bei einem Verhältnis von Kronenlänge zu Höhe von rd. 6,5 durch relativ flache Böschungen gekennzeichnet. Dementsprechend erfolgt die Abtragung der Dammbelastungen vorwiegend in den Querschnittsebenen senkrecht zur Dammachse. Die Verformungen bei den drei dargestellten Zuständen sind für die Komponente der Setzungen mit

ISO-SETZUNGEN



ISO-HORIZONTALVERSCHIEBUNGEN TANGENTIAL

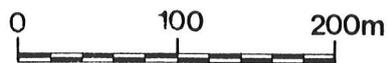
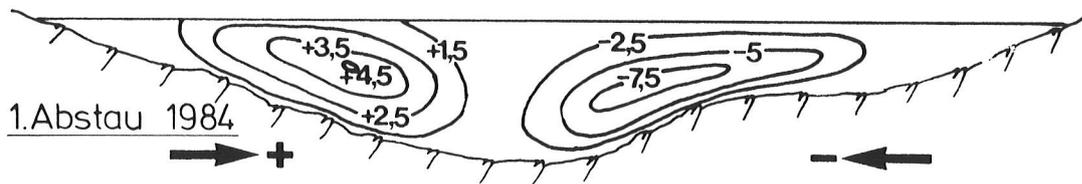
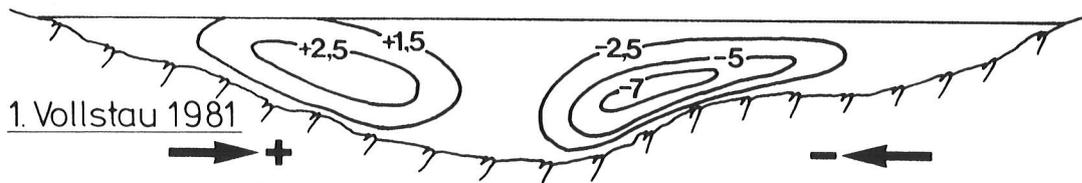
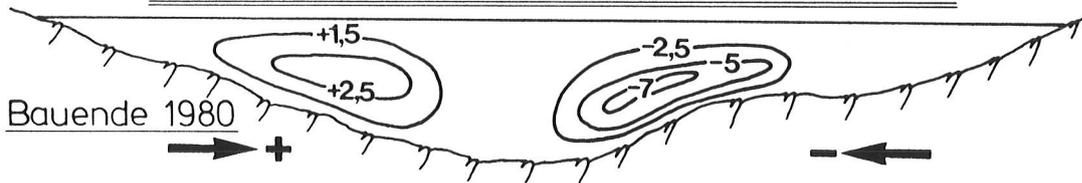


ABB. 2 VERFORMUNGEN IM DAMM-LÄNGSSCHNITT

max. 25 cm, 30 cm und 30 cm auf die Dammitte und bei den gegenläufigen, tangentialen Verschiebungen auf die Flanken konzentriert, wobei der steilere rechte Hang mit max. 7,5 cm etwas größere Werte aufweist. In Talmitte treten keine Längsbewegungen auf.

2.2.2 Verformungen im Hauptquerschnitt

Der Damm ist im Talgrund auf einer Felsbarre gegründet, die entlang der Aufstandsfläche zu beiden Seiten hin abfällt (Abb. 3). Dadurch ergibt sich in Querschnittsmitte eine deutliche Verringerung der Sperrenhöhe von max. 150 m über dem luftseitigen Dammfuß auf 96 m über dem Kontrollgang.

Dieser Umstand ist für das in Abb. 3, 4, 5 dargestellte Verformungsverhalten ein maßgebender, topographischer Parameter.

Die Maximalwerte der Setzungen (Abb. 3) sind außerhalb der Dammachse, um zwei Zentren im wasser- und luftseitigen Stützkörper, angeordnet. Bei Bauende betrug der Größtwert 30 cm (im Vergleich dazu : Gepatsch max. 225 cm, El Infiernillo max. 165 cm). In den folgenden Jahren verringerten sich die Zuwächse in den Setzungsaugen der Luftseite kontinuierlich; sie sanken von je 5 cm nach dem ersten bzw. dritten Jahr praktisch auf Null beim ersten vollständigen Abstau 1984, während die Setzungen der Dammkrone noch weitergehen. Die Wasserseite blieb hingegen in ihren Setzungsgrößen gegenüber der Luftseite bis 1983 vorerst etwas zurück und wurde auch kaum von Sättigungssetzungen betroffen. Erst beim vollständigen Abstau 1984 trat ein deutlicher Konsolidierungsschub zufolge Kornumlagerung auf, bedingt durch Ent- und Belastung des wasserseitigen Stützkörpers beim Auf- und Abstau. Die stärkste Zunahme der Setzungen erfolgt unmittelbar über der Kuppe, wo deren besondere Form die Linien gleicher Setzung dicht zusammendrängt. Auch eine etwas bessere Verdichtung der Wasserseite kann an den um rd. 15 % bzw. um 5 cm kleineren Maximalwerten bei Bauende abgelesen werden.

Die Nullbewegungslinie der jeweils zu den Böschungen hin gerichteten, radialen Horizontalverschiebungen (Abb. 4) ist bei Bauende über der Felsbarre zu finden. Sie verschob sich während des ersten Vollstaues zufolge einer Wasserlast von max. rd. 50.000 kN pro m Dammlänge weit in die Wasserseite, wo sie beim Teilabstau 1983 gemessen werden konnte. Sie blieb dort auch beim vollständigen Abstau 1984, trotz einer gewissen Rückbewegung der Luftseite nur geringfügig verändert.

Die Absolutbeträge der Verschiebungen sind außerordentlich gering und insbesondere beim ersten Vollstau kaum größer als bei Betontalsperren gleicher Höhe. Der Zuwachs der luftseitigen Bewegung wurde bei Erreichen der Vollstaukote im unmittelbaren Kronenbereich mit nur 15 cm gemessen. Darunter wurden die größten Zunahmen der luftseitigen Verschiebung unmittelbar vor und hinter der Dichtung beobachtet, der Angriffsfläche des Wasserdruckes. Besonders interessant ist die Verdichtung der Linien gleicher Verschiebung über der Kuppe, als Folge des unmittelbar wasserseitig vor der Felsbarre gelegenen Dichtungsansatzes. Die maximale Verformung zur Wasserseite hat sich beim vollständigen Abstau 1984 gegenüber dem Zustand bei Bauende nur geringfügig erhöht.

Abbildung 5 zeigt die Horizontalverschiebungen der Asphaltbetonkerndichtung zu drei verschiedenen Zeitpunkten. Danach ist die Dichtungslage zu Bauende gegenüber der Einbaulage vorwiegend zur Wasserseite verschoben. Beim Vollstau tritt eine Bewegungsumkehr mit fast gleichmäßigen, bis in das untere Dammdrittel reichenden Anteilen ein. Von der großteils elastischen Rückbewegung wird, bedingt durch den vollständigen Abstau 1984, die obere Dammhälfte mehr betroffen als die untere.

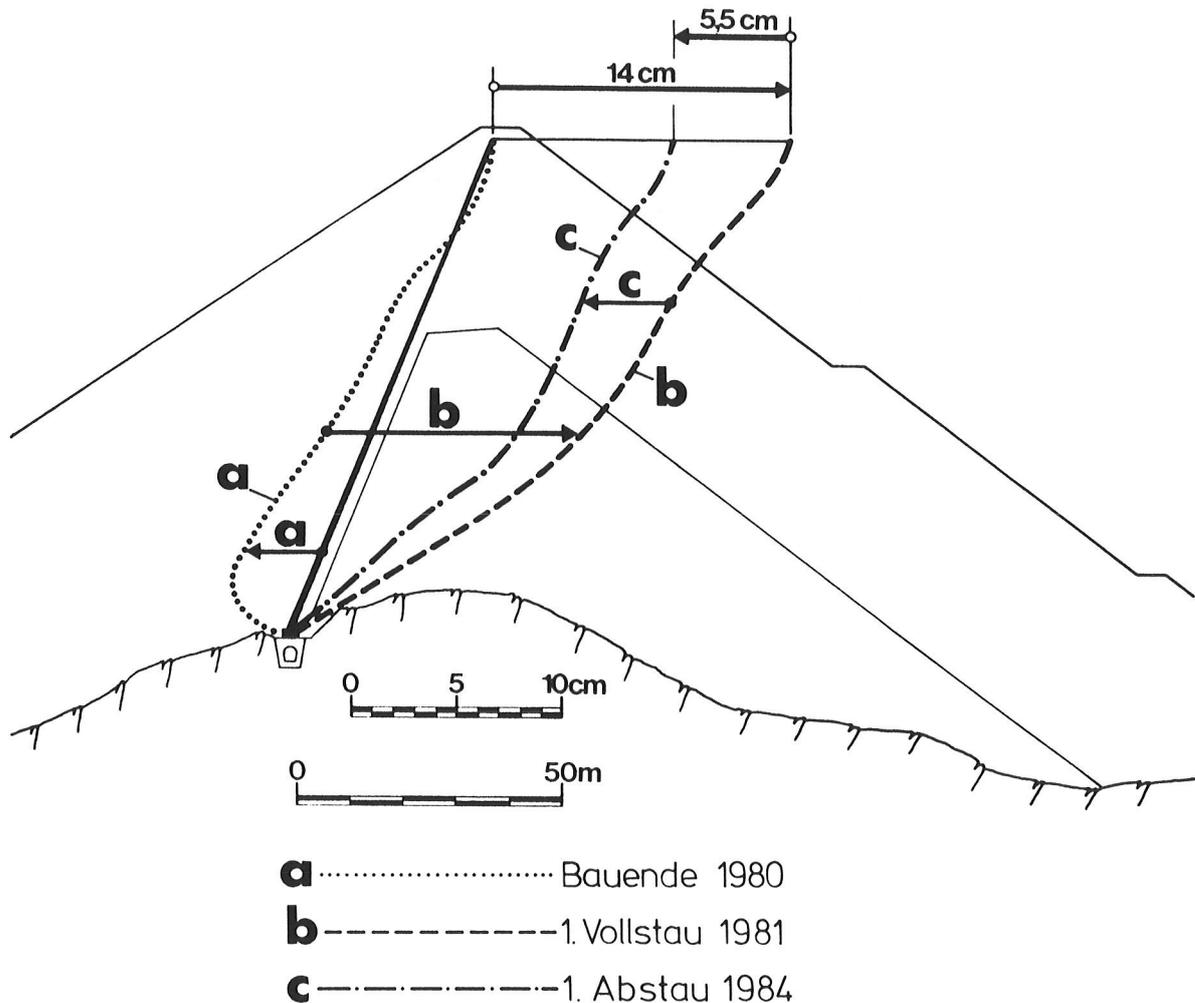
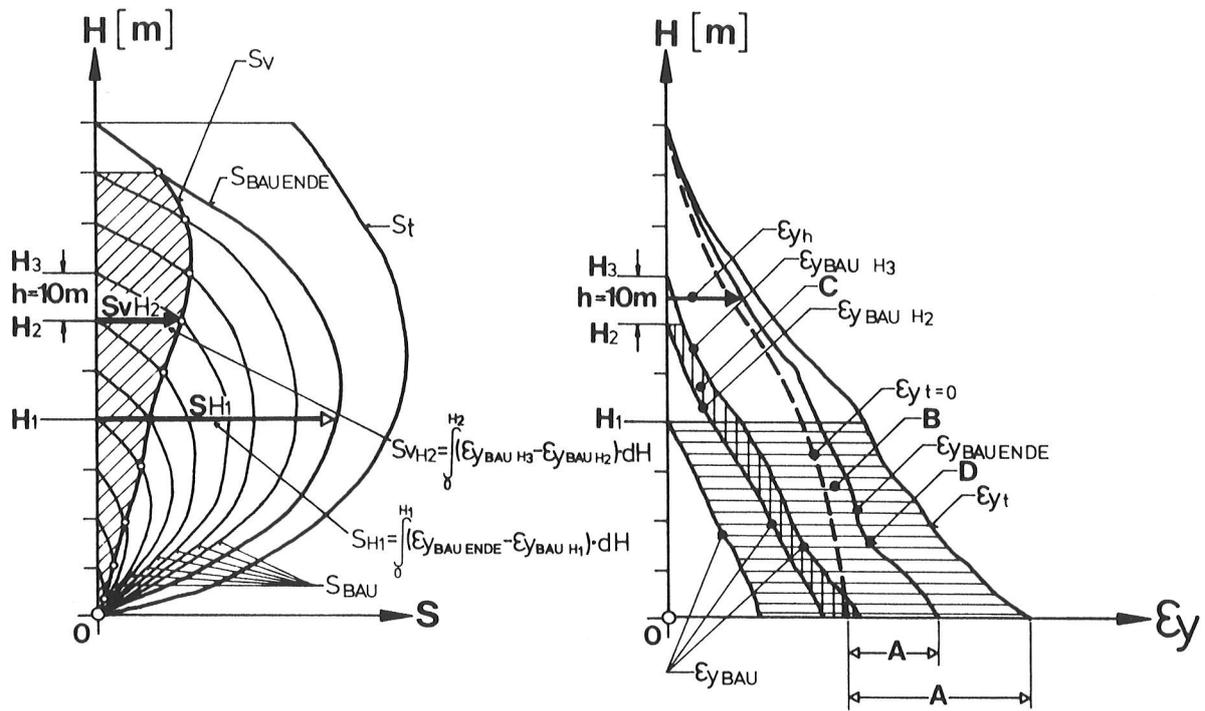


ABB. 5 RADIALE HORIZONTALVERSCHIEBUNG DER ASPHALTBETON-KERNDICHTUNG

3. VERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DER DEHNUNGSZUSTÄNDE

Eine geschlossene Bestimmung des Dehnungszustandes in einem Dammschnitt setzt eine genaue Verarbeitung der Messungen zu Linien gleicher Verformungen voraus. Diese müssen für mehrere Bauzustände (Aufbau des Dammes mit theoretischen Schichthöhen von beispielsweise 10 m) für den Zustand bei Bauende und für die Zustände in den nachfolgenden Betriebsphasen ausgewertet werden.

Die Zusammenhänge, die zur Bestimmung der Vertikaldehnungen aus den Setzungen führen, sind als Beispiel auch für die Dehnungen in den anderen Richtungen, in Abb. 6 dargestellt.



- S.....Setzungen in einem betrachteten Punkt
- ϵ_yvertikale Dehnungen in einem betrachteten Punkt
- H..... Höhe über Felsuntergrund
- $\epsilon_{y_{t=0}}$theoretischer Dehnungszustand zum Zeitpunkt $t=0$ (ohne Kriechanteil)
- S_{BAU}Setzungszustand in der Bauphase unterhalb des betrachteten Punktes
- $\epsilon_{y_{BAU}}$Dehnungszustand in der Bauphase unterhalb des betrachteten Punktes
- $S_{BAU ENDE}$ Setzungszustand zum Zeitpunkt des Erreichens der Dammoberfläche
- $\epsilon_{y_{BAU ENDE}}$ Dehnungszustand zum Zeitpunkt des Erreichens der Dammoberfläche
- S_t Setzungszustand zu einem beliebigen Zeitpunkt t nach Erreichen der Dammoberfl.
- ϵ_{y_t}Dehnungszustand zu einem beliebigen Zeitpunkt t nach Erreichen der Dammoberfl.
- S_vvirtuelle Setzungen der Schichten h im Schichtaufbau d.h.ohne Auswirkung auf die Dehnung
- $\Delta\epsilon_y$ Dehnung der Einbaulagen (0,75–1,0m) nach h Meter Überschüttung
- A**.....Konsolidierungs- bzw. Kriechanteile
- B**.....Integralfläche für S_{VH2}
- C**.....Integralfläche für S_{H1}
- D**.....Gewölbebildung

ABB. 6 SETZUNGS- UND DEHNUNGSZUSTÄNDE IN DER ZEITABHÄNGIGEN ENTWICKLUNG, VERTIKALSCHNITT

Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Dehnungen nicht direkt aus der Differenz der Setzungen in der oberen und der unteren Begrenzung der Schicht von der Höhe h abgeleitet werden können, weil diese nicht gleichzeitig beginnen; während des Einbaues einer Schicht werden die Setzungen an der unteren Schichtbegrenzung und innerhalb einer Schicht durch laufende Materialzugabe solange kompensiert, bis die rechnermäßig betrachtete Schichtoberfläche erreicht ist. Deshalb ist es notwendig, jenen virtuellen Zuwachs der Setzung (oder Verformung allgemein) zu ermitteln, der in der unteren Begrenzung einer theoretischen Schicht von der Höhe h während ihres Einbaues eintritt in der Zeit bis die rechnermäßige Schichtstärke h eingebaut ist (dieser Zuwachs wird deshalb als virtuell bezeichnet, weil er in der betrachteten Schicht h nicht zu Dehnungen führt). Die verfügbaren Meßreihen erlaubten die Bestimmung dieses Zuwachses und führten schließlich zu den in Abb. 7 gezeigten Linien gleicher virtueller Setzungen und gleicher virtueller Verschiebungen an den unteren Begrenzungsflächen von 10 m - Schichten. Die vertikale Dehnung ϵ_{yh} in einer Schicht während irgendeiner Bau- oder Betriebsphase kann somit errechnet werden aus der Beziehung:

$$\epsilon_{yh} = \frac{S_{H3} - S_{H2} + S_{VH2}}{h - S_{VH2}} + \Delta\epsilon_y$$

S_{H3} bzw. S_{H2} bezeichnet die gemessenen Setzungen eines Punktes H_3 sowie des im Vertikalschnitt um h Meter darunter liegenden Punktes H_2 .

S_{VH2} ist die virtuelle Setzung des Punktes H_2 (ohne Auswirkung auf die Dehnungen) während des Einbaues der Schicht h bis die Schichtoberfläche im Punkt H_3 erreicht ist.

h ist die für die Auswertung gewählte theoretische Schichthöhe. Ihre Wahl wird sich vorwiegend nach dem tatsächlichen Einbaufortschritt zwischen den periodisch wiederholten Messungen orientieren. Dabei ist es für die Genauigkeit der Dehnungsauswertung unwesentlich, ob größere oder kleinere Schichthöhen herangezogen werden, da die max. Dehnung $\Delta\epsilon_y$ einer tatsächlichen Einbauschicht (im Finstertal 75 cm bzw. 100 cm) nach h Meter Überschüttung gesondert berücksichtigt wird.

$\Delta\epsilon_y$ siehe oben (h).

Im Diagramm Abb. 6 sind links die Setzungen in einem beliebigen Vertikalschnitt während verschiedener Bauphasen (S_{BAU}) sowie zu einem späteren Zeitpunkt (S_t) aufgetragen. Der Setzungsverlauf beim Erreichen der vertikal darüberliegenden Dammoberfläche ist durch die Bezeichnung $S_{BAU-ENDE}$ gekennzeichnet.

Die virtuellen Setzungen der einzelnen 10 m-Schichten ergeben in der Verbindung die Kurve S_v , wobei die Größtwerte in den oberen Schichten auftreten. Der Betrag der virtuellen Setzungen der obersten Schicht ist gleich groß wie die absolute Setzung zu BAU-ENDE. $\Delta\epsilon_y$ ist die vertikale Dehnung einer tatsächlichen Einbauschicht von 75 bzw. 100 cm Höhe während einer Überschüttung von 10 m Höhe.

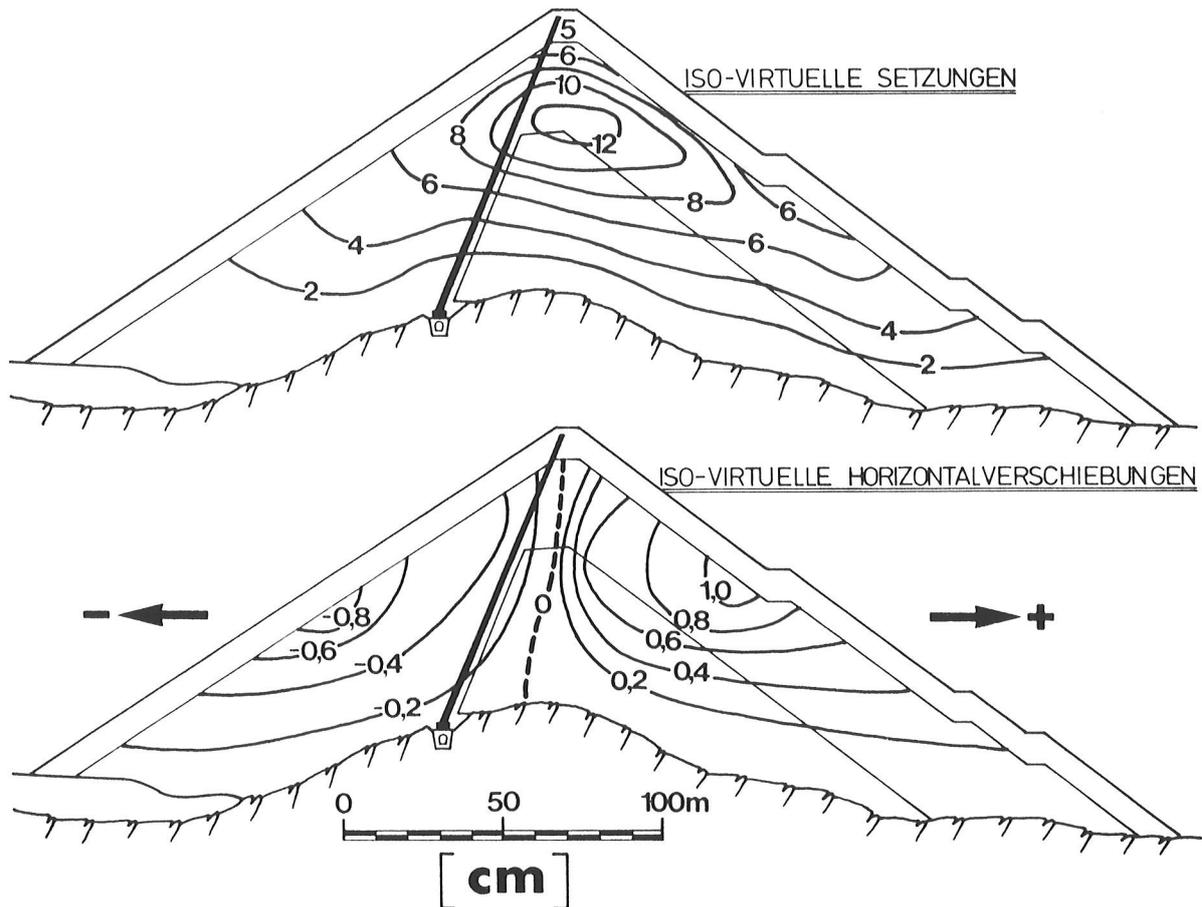


ABB. 7 GEMESSENE VIRTUELLE VERFORMUNGEN VON 10 M-LAGEN IM SCHICHTAUFBAU

Der Zusammenhang für die Berechnung der horizontalen Dehnungen ϵ_x ist abgesehen von den einzusetzenden Verschiebungsgrößen, gleichlautend. Für den Betrag $\Delta\epsilon_x$ steht die gemessene horizontale Dehnung einer Einbaulage zufolge Überschüttung h nach dem Einbau.

Umgekehrt errechnet sich die Setzung s in irgendeinem gegebenen Punkt H aus:

$$s_H = \int_0^H (\epsilon_y - \epsilon_{y\text{BAU}}) dH$$

ϵ_y bezeichnet den vertikalen Dehnungszustand zu einem bestimmten Zeitpunkt während oder nach dem Bau (Abb. 6, rechts).

$\epsilon_{y\text{BAU}}$ bezeichnet den vertikalen Dehnungszustand unterhalb eines betrachteten Punktes H zum Zeitpunkt, in dem die Schüttung den Punkt H erreicht hat (Bauphase).

Wie dem linken Diagramm in Abb. 6 zu entnehmen ist, gilt obige Beziehung auch für die Errechnung der virtuellen Setzungen aus den Dehnungszuständen.

Die Fläche unterhalb einer Horizontalen durch den betrachteten Punkt und in der Differenz der Dehnungskurven ϵ_y und $\epsilon_{y\text{BAU}}$ des rechten Bildes der Abb. 6 ent-

spricht der gesamten (horizontale Schraffur) bzw. der virtuellen (senkrechte Schraffur) Setzung des betrachteten Punktes.

Wegen der Konsolidierungs- und Kriecheffekte sind diese Setzungen auch zeitabhängig. Einbauunterbrechungen, z.B. die Winterpause, konnten entsprechend den tatsächlichen Gegebenheiten berücksichtigt werden, auch bei der Bestimmung der virtuellen Verformungen.

Der typische unregelmäßige Verlauf der Dehnungen bei Bauende ($\epsilon_{y \text{ BAU ENDE}}$) in einem Schnitt über die Höhe H entspricht den tatsächlichen Verhältnissen im Damm infolge von Gewölbebildungen, Steifigkeitsunterschieden und Überlagerung mit zeitabhängigen Konsolidierungs- bzw. Kriechanteilen. Diese Unregelmäßigkeiten werden durch die Veränderungen in der Belastungsgeschichte der darauffolgenden Betriebsjahre, und auch durch Kriecherscheinungen etwas geglättet (ϵ_{yt}). Wie erwartet, sind die Kriechdehnungen im unteren Teil des Dammes größer, weil er hier höheren Spannungen über einen längeren Zeitraum ausgesetzt ist.

4. DEHNUNGSZUSTÄNDE IM HAUPTSCHNITT

Für die in den Abbildungen 8 und 9 dargestellten Ergebnisse der Dehnungsauswertung mußten Tausende von Meßdaten verarbeitet werden. Dabei wurde das Rechenprogramm so ausgelegt, daß es auch Volumsdehnungen ermitteln konnte (Abb. 10).

Diese Dehnungszustände beziehen sich auf dieselben Belastungszustände wie die in den Abbildungen 3 und 4 dargestellten Verformungen. Sie sind örtlich durch Extensometermessungen und andere Messungen bestätigt worden. In der Verteilung der Dehnungen ist der Einfluß der beiden hauptsächlich verwendeten Schüttmaterialien zu erkennen (Steinbruchmaterial der Wasser- und Luftseite sowie die Moränen im zentralen luftseitigen Bereich), wobei sich auch Überlagerungen durch die unterschiedlichen Stoffeigenschaften ergeben.

Die Vertikaldehnungen ϵ_y (Abb. 8) bei Bauende sind ziemlich gering, sogar in den tiefsten Schüttlagen in Nähe der Dammachse (max. 15 ‰). Bis zur Dammoberfläche nehmen die Werte im allgemeinen kontinuierlich ab und steigen nur in Dammitte zu einem zweiten Maximum nochmals an. Bei Vollstau sind die Maximalwerte direkt über der Kuppe geringfügig erhöht, mit Ausnahme des Bereiches luftseitig hinter der Kerndichtung, wo eine maximale Stauchung von 25 ‰ auftritt. Hingegen erfährt der größere Teil der Luftseite unter der Beanspruchung durch die Wasserlast deutliche Veränderungen der Dehnungsverteilung, mit bemerkenswerten Dehnungen (-) im Kronenbereich, die auch als Hebungen, gegenüber dem Zustand unmittelbar vor dem Stau, gemessen werden. Für die Wasserseite standen beim Vollstau keine Messungen zur Verfügung. Der teilweise Abstau 1983 stellt von der Beanspruchung her einen Zwischenzustand zwischen Bauende und Vollstau dar. Der Einfluß des Kriechens macht sich insbesondere an der Kuppe mit Zuwächsen von rd. 5 ‰ Stauchungen bemerkbar. Der wasserseitige Böschungsbereich zeigt nahe der Staulage (wie vermutlich auch bei Vollstau) negative Vorzeichen im Sinne von Hebungen, während die staufreie Krone wieder auf positive Werte zurückgeht. Zusätzliche Stauchungen zufolge Sättigungssetzungen sind nicht aufgetreten.

ϵ_y ISO-DEHNUNGEN VERTIKAL

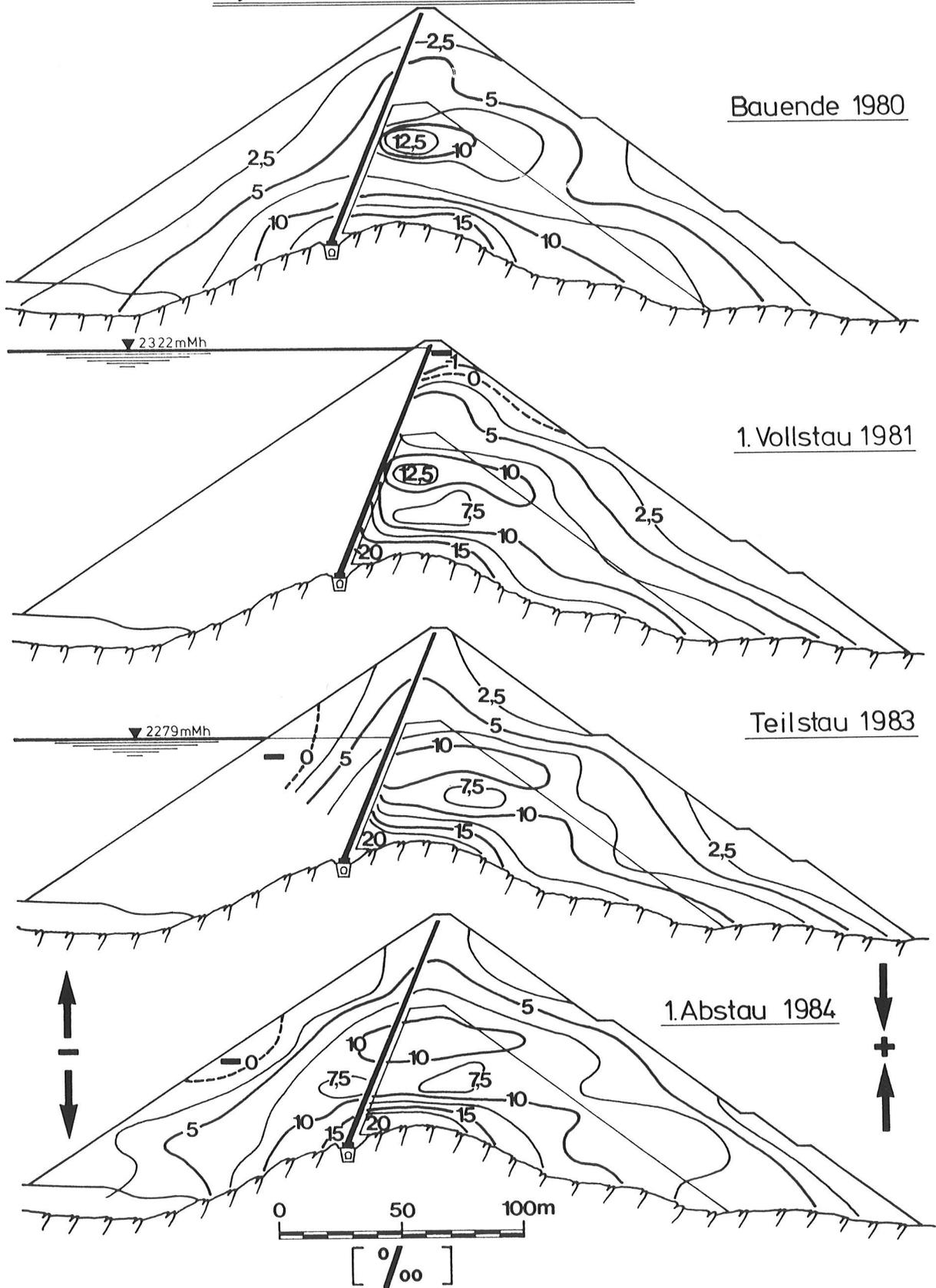


ABB. 8 VERTIKALE DEHNUNGEN IM HAUPTQUERSCHNITT

Das Dehnungsbild beim vollständigen Abstau 1984 ist durch eine weitere Konsolidierung, von der insbesondere der Mittelteil der Wasserseite mit Zuwächsen von max. 5 ‰ erfaßt wird, gekennzeichnet. Auf der Wasserseite bleibt ein kleiner böschungsnaher Dehnungsbereich erhalten.

Das Auswertungsergebnis der Horizontaldehnungen ϵ_x (Abb. 9) ist insofern überraschend, als doch große Bereiche des Querschnittes von Querdehnungen erfaßt werden. Bei Bauende sind die Größtwerte mit rd. -3 ‰ auf das untere Dammdrittel, knapp wasserseitig von der Dammachse, beschränkt.

Stauchungen sind nur im Bereich der Böschungen zu verzeichnen, während die Krone ebenfalls gedehnt wird. Im Vollstauzustand der Luftseite ist die Nulllinie zwischen Dehnungen und Stauchungen auf Stauzielhöhe nahe der Dichtung anzutreffen und entfernt sich von dieser in zunehmendem Maße zur Luftseite entsprechend dem Anwachsen des Wasserdruckes. Die zwischen dieser Nulllinie und der Dichtung liegende schmale Stauchungszone ist insbesondere im unteren Teil, vor der Kuppe, mit Werten bis zu 7 ‰ sehr ausgeprägt. Unmittelbar luftseits dieser Zone liegt über dem Felsriegel der kleine Bereich mit dem Dehnungsmaximum. Die Wasserseite konnte mangels Meßergebnissen nicht ausgewertet werden, doch ist anzunehmen, daß infolge der Ausweichbewegung der Dichtung beim Vollstau Querdehnungen zumindest in einem wasserseitig an die Dichtung angrenzenden lokalen Bereich auftreten. Bei teilweisem Abstau hat sich diese Querdehnungszone auf den gesamten der Messung zugänglichen Bereich der Wasserseite (max. -4 ‰) ausgedehnt. Lediglich auf der Luftseite bleiben Stauchungsbereiche entlang der Böschung und vor allem beim unterhalb des Stauspiegels gelegenen Teil der Kerndichtung bestehen.

Eine differenzierte Weiterentwicklung dieses Dehnungszustandes beim teilweisen Abstau 1983 ergibt sich beim vollständigen Abstau 1984. Bezeichnenderweise blieb die Stauchungszone luftseitig der Dichtung erhalten und Stauchungszonen in der Mitte des luftseitigen Stützkörpers erweitern sich. Die Dehnungen im wasserseitigen Stützkörper nehmen geringfügig auf -5 ‰ zu. Insgesamt ergibt sich ein bewegtes Bild, das die Reaktion des Dammes auf die vorausgehenden Wechsel in der horizontalen Belastung widerspiegelt.

Da in vertikaler Richtung insgesamt die Stauchungen gegenüber den Dehnungen überwiegen, ist auch die Volumensdehnung ϵ_v (Abb. 10) bis auf einige kleine Bereiche durchwegs positiv im Sinne einer Verdichtung gegenüber dem Einbauzustand der Schüttlage. Änderungen in der Verteilung sind einerseits auf den Belastungszustand, andererseits auf das vorherrschende vertikale Kriechen zurückzuführen.

Die maximalen Volumsstauchungen von rd. 17,5 ‰ bei der Moräne und 10 ‰ bei der Steinschüttung entsprechen einer Porenvolumenabnahme um 1,6 ‰ bei der Moräne und 1 ‰ bei der Steinschüttung. Die Bereiche der Volumsausdehnung (-) sind als echte Auflockerungszonen, gegenüber dem Verdichtungszustand beim Einbau, zu bezeichnen. Solche Zonen bilden sich vorübergehend einerseits bei Vollstau im Kronenbereich, und andererseits bei teilweisem oder vollständigen Abstau im Mittelteil der wasserseitigen Böschung.

5. FOLGERUNGEN FÜR DIE SPANNUNGS-DEHNUNGS-BEZIEHUNGEN DER SCHÜTTMATERIALIEN

Durch Vergleich der mit ebenen sowie mit räumlichen Berechnungsverfahren erzielten Ergebnisse der Spannungen und Verformungen in Dämmen haben mehrere Autoren gezeigt, daß für den Damm in Querrichtung der ebene Verformungszustand angenommen werden kann, wenn die Talhänge nicht steiler als 1:3 geneigt sind.

Dies trifft auch für den Staudamm Finstertal zu. Präzise Verformungsmessungen im Hauptquerschnitt des Dammes bestätigen, daß es keine Bewegungsanteile in Damm-längsrichtung gibt. Die Randbedingungen des ebenen Verformungszustandes bilden daher die Grundlage für die nachstehenden Berechnungsansätze und die daraus abzuleitenden Folgerungen für die stoffgesetzlichen Beziehungen.

5.1 Querdehnungsbeziehungen im ebenen Verformungszustand

Die Querdehnungszahl wird in die FEM-Berechnungen von Dämmen üblicherweise als konstant oder als nur spannungsabhängig eingeführt.

Diese Annahme führt allerdings zu unbefriedigenden Spannungs- und Verformungsergebnissen, weil die Lagerungsbedingungen eines Damm-Elementes bei einem nach außen durch frei bewegliche Böschungen begrenzten Schüttkörper ganz andere sind als im Halbraum. Aus Triaxialversuchen abgeleitete Beziehungen, bei denen $\sigma_2 = \sigma_3$ gilt, sind streng genommen nicht anwendbar, weil Spannungszustände in dieser Form in Dämmen selten auftreten.

Für den ebenen Verformungszustand und ideal elastisches Material gilt:

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)] \\ \varepsilon_3 &= \frac{1}{E} [\sigma_3 - \mu(\sigma_1 + \sigma_2)] \\ \varepsilon_2 &= \frac{1}{E} [\sigma_2 - \mu(\sigma_3 + \sigma_1)] = 0\end{aligned}$$

und daher

$$\mu_{1,2} = \frac{-\left(\sigma_1 - \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \sigma_3\right) \pm \sqrt{\left(\sigma_1 - \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \sigma_3\right)^2 + 4 \left[\sigma_1 + \sigma_3 - \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} (\sigma_1 + \sigma_3)\right] \cdot \left(\sigma_3 - \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \sigma_1\right)}{2 \left[\sigma_1 + \sigma_3 - \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} (\sigma_1 + \sigma_3)\right]}$$

Im oberen Teil der Abb. 11 ist letzte Beziehung für μ graphisch dargestellt, und zwar für jeweils konstante Dehnungsverhältnisse $\pm (\varepsilon_3 : \varepsilon_1)$ in Abhängigkeit vom Hauptspannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_3$. Wie man sieht, variiert μ beträchtlich sowohl bei konstanten als auch bei veränderlichen Hauptspannungsverhältnissen, und zwar auch im Bereich der häufig auftretenden Spannungsquotienten zwischen 2 und 4. Auf die Verhältnisse im Damm übertragen heißt dies, daß sich die Querdehnungszahl μ ständig verändert, angefangen vom Einbau der ersten Schüttlage und durch alle nachfolgenden Betriebsphasen hindurch, weil sich einerseits die Hauptspannungsverhältnisse andererseits die Dehnungsverhältnisse ändern. Die größten Veränderungen (100 % und mehr) treten auf, wenn das Vorzeichen des Dehnungsquotienten wechselt, wenn also z.B. ein Dammelement zunächst horizontalen Stauchungen ($+\varepsilon_3$) und anschließend Dehnungen ($-\varepsilon_3$) ausgesetzt ist, oder umgekehrt, wie es in vielen Bereichen des Dammes während seiner Belastungsgeschichte der Fall ist. Besonders deutlich wirkt sich das beim Bau des im zentralen, luftseitig an die Kerndichtung anschließenden Bereich (Abb. 9) aus,

Die Berechnung des Stoffgesetzes wurde nach den Elastizitätsgleichungen entsprechend der Lastgeschichte der einzelnen Dammelemente vorgenommen. Für den Steifigkeitsmodul im ebenen Verformungszustand gilt:

$$E = \frac{1}{\varepsilon_1} [\sigma_1 - \mu (\sigma_2 + \sigma_3)]$$

aus der Beziehung $\sigma_2 = \mu (\sigma_1 + \sigma_3)$

folgt
$$E = \frac{1}{\varepsilon_1} [\sigma_1 - \mu \cdot \sigma_3 - \mu^2 (\sigma_1 + \sigma_3)]$$

bzw. für Differenzbeträge von Spannung und Dehnung auf dem Lastweg:

$$E = \frac{1}{\Delta \varepsilon_1} [\Delta \sigma_1 - \mu \Delta \sigma_3 - \mu^2 (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3)]$$

Die Querdehnungszahl μ ergibt sich aus Abb. 11. Für die Ermittlung der Dehnungs- und Spannungsdifferenzen ($\Delta \varepsilon_1, \Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$) sind die gemessenen bzw. abgeleiteten nicht linearen Lastwege der einzelnen Dammelemente maßgebend. Die Auswertung erfolgte in enggesetzten einheitlichen Stufen bezogen auf Gradienten mit Differenzbeträgen für σ_{MIN} von 5 N/cm².

In Abb. 12 ist E in Abhängigkeit von der Summe der 3 Hauptspannungen ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) für die häufig vorkommenden Hauptspannungsverhältnisse $\sigma_{\text{MAX}} : \sigma_{\text{MIN}}$ (2,0 bzw. 2,5) aufgetragen. Der ermittelte Verlauf ist annähernd linear. Für Steinschüttmaterial ist die Abhängigkeit des E-Moduls von der Höhe des Hauptspannungsverhältnisses ($\sigma_{\text{MAX}} : \sigma_{\text{MIN}}$) geringer als für Moränenmaterial. Dank der ausgezeichneten Verdichtung sind die E-Werte relativ hoch.

Mit den Ergebnissen dieses Stoffansatzes und der Querdehnungsbeziehung sind die Materialeigenschaften zusammen mit den beim Staudamm Finstertal festgestellten spannungsabhängigen Winkeln der inneren Reibung und der Kohäsion für eine wirklichkeitsgetreue Rückrechnung des Tragverhaltens definiert. Auf dem dabei beschrittenen Weg kann insbesondere auf die Belastungsgeschichte der einzelnen Dammelemente eingegangen werden, wodurch die Rechnung den tatsächlichen Vorgängen und Wirkungen entspricht.

Es wird Aufgabe zukünftiger Überlegungen sein, herauszufinden, wie man derartige stoffgesetzliche Beziehungen mittels geeigneter Versuche für einen projektierten Damm schon vor seinem Baubeginn bestimmen könnte.

5.3 Kriechverhalten

Die Aufstellung von stoffgesetzlichen Beziehungen zur Bestimmung des Tragverhaltens wäre unvollständig, wenn dabei nicht auch Langzeitverformungen in die Betrachtung einbezogen würden, wie sie durch Kriechen, als Folge der Verminderung der Porenzahl, verursacht werden.

Das Kriechverhalten von Dammschüttungen hängt im wesentlichen von dem durch die Porosität gekennzeichneten Verdichtungsgrad sowie vom Spannungszustand ab. Beim Finstertaldamm ist die Veränderlichkeit des Porenvolumens innerhalb jeder der einzelnen Einbauzonen vernachlässigbar gering. Daher braucht der Verdichtungsgrad für die Kriechbeziehung nicht weiter berücksichtigt werden, und das Kriechverhalten hängt damit nur noch von der Volumsdehnung (ε_v), dem Spannungsverhältnis und der Zeit ab.

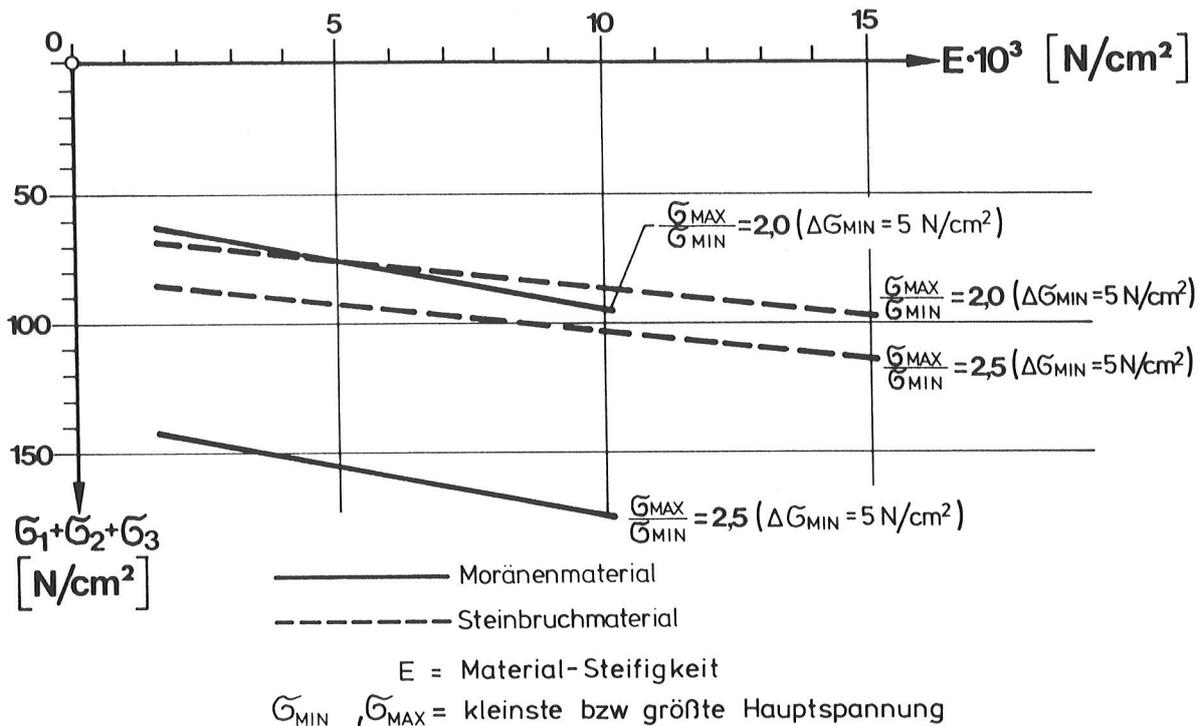


ABB. 12 SPANNUNGS-STEIFIGKEITSBEZIEHUNG (FINSTERTAL) IM EBENEN VERFORMUNGS-ZUSTAND

Trägt man die vor und während des Sommers 1983 beobachteten Werte ϵ_v in Abhängigkeit von der Zeit in Tagen auf (Abb. 13A), so zeigt sich, daß für eine gegebene, konstante Deviatorspannung der Gradient $\Delta \epsilon_v : \Delta \log t$ konstant wird, sobald die relativ kurze Zeit der anfänglichen Primärsetzungen vorüber ist. Dieser Gradient stellt den Kriechbeiwert dar, der nur vom Material (Moräne, Steinschüttung) und von dem durch die Deviatorspannung gekennzeichneten Spannungszustand abhängt. Abb. 13B zeigt diese Abhängigkeit für die drei hauptsächlich verwendeten Dammschüttmaterialien, wobei die Steinschüttung des wasserseitigen Stützkörpers dank ihrer besseren Verdichtung eine geringere Neigung zum Kriechen aufweist als die des luftseitigen Stützkörpers. Im allgemeinen und dem Absolutwert nach ist der Kriechanteil an der gesamten Volumsdehnung klein und strebt rasch seiner Asymptote zu.

Kriecherscheinungen treten vorwiegend im Zentralbereich des Dammes infolge des dort sehr hohen Spannungsniveaus auf, während in der Nähe der Krone oder der Böschungen fast gar keine Langzeitverformungen zu beobachten sind.

Die Überlagerung der zeitabhängigen Kriechverformungen mit dem Primärverformungszustand erfolgt ähnlich wie die Berücksichtigung des Fließens in der plastischen Berechnung. Die nach obigem Verfahren elementweise bestimmten Kriechverformungen müssen auf die Nachbarelemente umgelagert und mit deren Spannungen in Einklang gebracht werden, wodurch sich gewisse Veränderungen des Spannungs-Dehnungs- bzw. Verformungszustandes ergeben.

15. TALSPERRENKONGRESS
IN LAUSANNE 1985

BETONTECHNOLOGISCHE MÖGLICHKEITEN ZUR
VERMEIDUNG VON RISSEN IM MASSENBETON

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

1. EINLEITUNG

Die betontechnologischen Anforderungen an einen Beton für massige Bauteile unterscheiden sich von jenen an einen Beton für schlanke Bauteile in einem wesentlichen Punkt: Die Wärmeentwicklung und die sich daraus ergebenden Temperaturspannungen sind besonders zu beachten, während die Frühfestigkeit eine geringere Bedeutung hat. Die Maximaltemperatur des Betons während des Abbindevorganges bei gegebenen klimatischen Verhältnissen wird vor allem durch die spezifische Wärme des Bindemittels und dessen Dosierung sowie durch Vor- und Nachkühlung des Betons bestimmt. Die Wärmeentwicklung des Bindemittels ergibt sich aus seiner chemischen Zusammensetzung, die durch die vorhandenen Klinkervorkommen gegeben ist und mit wirtschaftlichen Mitteln meist nur geringfügig verändert werden kann. Daher bleibt nur die Möglichkeit einer Zumischung von hydraulischen Zusatzstoffen, wie Hochofenschlacke oder Flugasche. Diese Zumischstoffe verzögern die Erhärtung des Klinkers und bewirken damit eine geringere Wärmeentwicklung, aber auch eine langsamere Festigkeitsentwicklung des Betons, obwohl die Endfestigkeit annähernd gleich bleibt. Eine ähnliche Tendenz ist bei den Verformungseigenschaften zu beobachten.

Die Aufgabe bei der Entwicklung des Massenbetons besteht also darin, unter den vorgegebenen Bedingungen, wie Klima und dem Rohstoff des Klinkers, ein Bindemittel mit optimaler Relation zwischen Wärme- und Festigkeitsverlauf herzustellen. Die erforderliche Endfestigkeit des Betons ist durch die maximale Beanspruchung mehr oder weniger von vorneherein gegeben. Zu untersuchen bleibt jedoch der zeitabhängige Verlauf von Temperatur und Festigkeit des Betons im Vergleich zu den Zwängsspannungen, die sich durch die Behinderung der freien Verformbarkeit und der Differenz zwischen der Betontemperatur an der Oberfläche und im Inneren des Betonblockes ergeben. Aus diesem Vergleich können Kriterien für die Auswahl des Bindemittels abgeleitet werden. Bisher wurde vielfach die maximale Betontemperatur allein als Beurteilungskriterium betrachtet (TOWNSEND, 1965), während die unter Einbeziehung der Verformungseigenschaften aus den Temperaturänderungen abgeleiteten Spannungen und die zeitabhängige Festigkeit, insbesondere Zugfestigkeit, außer Betracht blieb. Bei diesen Untersuchungen sind zwei verschiedene Möglichkeiten für die Ribbildung zu unterscheiden:

- in Nähe der Oberfläche als Folge des Temperaturgefälles im Beton, das zum Beispiel durch ein plötzliches Abfallen der Lufttemperatur vergrößert werden kann und etwa in den ersten Wochen nach der Betonierung von Bedeutung ist;
- im Inneren des Betonkörpers, wo sich Zugspannungen beim Abkühlen von der maxima-

len Betontemperatur auf die mittlere Jahrestemperatur ergeben, die erst nach mehreren Monaten oder gar Jahren erreicht wird.

Die Risse gewinnen eine größere Bedeutung, wenn während des Speicherbetriebes Wasser mit hohem Druck eindringen kann.

Für den Beton der Bogenmauern Schlegeis mit etwa 1 Mio. m³ (WIDMANN, 1970) und Kölnbrein mit etwa 1,6 Mio. m³ (WIDMANN, 1977) wurde vor allem das Problem der oberflächennahen Risse des jungen Betons untersucht. Für den Beton der Bogenmauer Zillergründl mit etwa 1,3 Mio. m³ (WIDMANN, 1984) wurde auch die Möglichkeit der späteren Ribbildung im Inneren des Betons, vor allem an der Aufstandsfläche, in die Untersuchungen einbezogen.

2. THEORETISCHE UNTERSUCHUNGEN

2.1. Grundlagen

Als Vergleichsgröße für die Wärmeentwicklung des Bindemittels dient im allgemeinen die Hydratationswärme, die mit dem normierten Lösungswärmeverfahren ermittelt werden kann. Für Bindemittel mit Hochofenschlacke oder Flugasche sollen allerdings andere Verfahren angewendet werden, da die isotherme Bestimmung der Lösungswärme die Eigenschaften dieser Zuschlagstoffe nicht richtig erfaßt. Bei derartigen Bindemitteln werden daher adiabatische bzw. quasiadiabatische Versuche zur direkten Bestimmung des zeitlichen Verlaufes der Temperaturerhöhung unter idealisierten Bedingungen angewendet.

Für die Beurteilung der Ribssicherheit wurde bisher meist das Verhältnis der tatsächlichen Spannung zur gleichzeitigen Festigkeit herangezogen. Da jedoch die Spannungen nicht durch äußere Belastung, sondern durch Verformungen bzw. deren Behinderung hervorgerufen werden, erscheint es zweckmäßig, die Sicherheit auf die Bruchdehnung zu beziehen. Diese Bruchdehnung muß allerdings in Versuchsreihen ermittelt werden, bei denen Betonalter und Verformungsgeschwindigkeit etwa jenen beim Abbinden des Betons entsprechen. Da diese Versuche sehr zeit- und kostenaufwendig sind, können meist nur wenige Kennwerte ermittelt werden, aus denen dann über den gesamten zu untersuchenden Zeitraum geschlossen werden muß.

2.2. Oberflächennahe Risse

Oberflächennahe Risse im jungen Beton können an jeder freien Oberfläche auftreten, da sie im wesentlichen vom Temperaturgefälle zwischen der hohen Betontemperatur im Blockinneren zur niedrigen Lufttemperatur an der freien Oberfläche verursacht werden. Für die theoretische Beurteilung der Ribssicherheit bzw. des Abstandes von der Bruchdehnung sind folgende Grundlagen erforderlich:

- der durchschnittliche Verlauf und extreme Tagesganglinien der Lufttemperatur während der Betonierzeit,
- der zeitliche Verlauf der Wärmeentwicklung des Bindemittels zur Bestimmung der zeitabhängigen Betontemperatur,
- der zeitliche Verlauf der Verformungs- und Festigkeitseigenschaften unter Berücksichtigung langsamer Formänderungen.

Für die analytischen Berechnungen wurde unter Verwendung des Differenzenverfahrens ein Computerprogramm entwickelt, das sich in zwei Abschnitte gliedert:

- die Ermittlung des Temperaturfeldes im Beton in Abhängigkeit von der Zeit,
- die Berechnung der diesen Temperaturfeldern entsprechenden Spannungen.

Die Entwicklung des Temperaturfeldes im Beton ergibt sich aus der Grundgleichung für die Wärmeleitung

$$a \cdot \Delta \theta_t - \frac{\delta \theta}{\delta t} + W_{n,t} = 0$$

Darin bedeuten: a Temperaturleitzahl des Betons in m^2/h

t Zeitvariable in Stunden

$W_{n,t}$ Wärmeentwicklung bzw. Kühlung im Punkt n zur Zeit t

Das zur Zeit t ortsabhängige Temperaturfeld

$$\Delta \theta_t = \left(\frac{\delta^2 \theta_t}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \theta_t}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 \theta_t}{\delta z^2} \right)_{n,t}$$

läßt sich leicht für das Differenzenverfahren umformen, z.B.

$$\left(\frac{\delta^2 \theta_t}{\delta x^2} \right)_{n,t} = \frac{1}{\Delta x^2} (T_x - \Delta_{x,y,z,t} - 2T_{x,y,z,t} + T_x + \Delta_{x,y,z,t})$$

Der zeitabhängige Temperaturverlauf T in einem Punkt n zur Zeit t + Δt wird zweckmäßigerweise zur Verbesserung der Konvergenz des Verfahrens mit Hilfe einer Ausgleichsparabel aus den Temperaturen T, T - ΔT und T - 2 ΔT extrapoliert:

$$T_{n,t} + \Delta t = b_0 + b_1 (\alpha \Delta t) + b_2 (\alpha^2 \Delta t^2)$$

$$\bar{T}_n = b_1 + 2b_2 (\alpha \Delta t) = \frac{\delta \theta}{\delta t}$$

Nach Durchführung der Ausgleichsrechnung und einigen Umformungen ergibt sich dann die Differenzengleichung der Wärmeleitung für die Temperatur T im Punkt n zur Zeit t + Δt aus

$$T_{n,t} + \Delta t = \frac{20 \Delta t}{11} (a \cdot \Delta \theta_t + W_{t,n}) + \frac{1}{11} (T_{n,t} - 2 \Delta t + 7T_{n,t} - \Delta t + 3T_{n,t})$$

Die Randbedingungen an der Oberfläche können z.B. durch Annahme eines fiktiven Außenpunktes mit der jeweiligen Lufttemperatur und einer entsprechenden Wärmeübergangszahl erfüllt werden. Dieses äußerst anpassungsfähige Verfahren gestattet z.B. auch die Berücksichtigung des

- zeitlichen Ablaufes der Betonierung im betrachteten Block und der Nachbarblöcke,
- Zeitpunktes des Ausschalens,
- Ein- und Ausschaltens der Kühlung usw.

bei der Ermittlung des zeitlichen Verlaufes der Betontemperaturen in jedem Punkt des Berechnungsnetzes.

Für die Berechnung der diesen Temperaturfeldern entsprechenden Spannungen können diese Punkte ein Netz von finiten Elementen definieren, sei es in maßgebenden ebenen Schnitten oder auch im räumlichen System. Aus den Temperaturänderungen in bestimmten Zeitabschnitten ergeben sich dann die Spannungen unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungs-, Kriech- und Relaxationseigenschaften des Betons, die dann zum endgültigen Spannungsfeld für jeden betrachteten Zeitpunkt überlagert werden können. Stellt man die so ermittelten maximalen Zugspannungen für jeden betrachteten Zeitpunkt der gleichzeitigen Zugfestigkeit des Betons gegenüber, erhält man den zeitabhängigen Verlauf der Rißsicherheit.

Für abgesicherte Ergebnisse nach diesem Verfahren wäre allerdings eine bessere Kenntnis der Materialgesetze des jungen Betons erforderlich, als sie heute vorliegen.

Zur Kontrolle der Berechnungen wurde bei der Bogenmauer Kölnbrein ein Meßprogramm durchgeführt (WIDMANN, 1977), bei dem der zeitliche Verlauf der Betontemperaturen sowie die Dehnungen an einigen Punkten einer Betonierzone gemessen wurden. Die Temperaturmessungen ergaben eine befriedigende Übereinstimmung mit den gerechneten Werten. Die Auswertung der Dehnungsmessungen zeigte den großen Einfluß der vorhergehenden Betonierzone auf das Dehnungsverhalten der untersuchten Zone. Die aus den Dehnungsmessungen abgeleiteten Spannungen waren zwar in der gleichen Höhe wie die berechneten, traten aber wesentlich später auf und waren daher größeren Betonfestigkeiten gegenüberzustellen, sodaß eine größere Rißsicherheit im Bauwerk gegeben war. Tatsächlich konnten weder bei der Sperre Schlegeis noch bei der Sperre Kölnbrein oberflächennahe Risse während der Betonierjahre beobachtet werden.

2.3. Risse im Inneren des Betonblockes

Risse im Mauerinneren können im erhärteten Beton vor allem in aufstandsflächennahen Bereichen entstehen, wo die Volumsänderungen des Betons zufolge der Abkühlung nach Erreichen der höchsten Betontemperatur wenige Tage nach der Betonierung von der Aufstandsfläche her behindert werden. Auch bei diesem Problem ist das zeitabhängige Verformungsverhalten des Betons von wesentlicher Bedeutung. Die Phase der vergleichsweise raschen Erwärmung führt zu behinderten Volumsdehnungen (also zu Druckspannungen), die während der langsamen Abkühlungsphase auf die Jahresmitteltemperatur in eine behinderte Volumsschrumpfung (also in Zugspannungen) übergehen.

Da die unbehinderte Volumsänderung zufolge Temperaturänderung keine Spannungen verursacht, ergibt sich die Bruchbedingung

$$\epsilon' - \alpha \cdot \Delta T < \epsilon_{kr}, \text{ wobei}$$

ϵ' gemessene Dehnung,

α Temperaturdehnungskoeffizient des Betons,

ΔT Temperaturänderung des Betons und

ϵ_{kr} die kritische Dehnung bzw. Bruchdehnung des Betons

bedeuten. Die gemessenen Dehnungen beinhalten außer den elastischen auch die bleibenden und die Kriech-Verformungen (Eidel'man 1965).

Für die Ermittlung der Rißsicherheit ist daher zunächst die Bruchdehnung des Betons unter langsamer Längenänderung zu ermitteln, die allerdings durch betontechnologische Maßnahmen nur wenig beeinflusst werden kann, sondern im wesentlichen durch die Zuschlagstoffe bestimmt wird.

Um nun die Bruchdehnung unter Langzeitbelastung für den Kernbeton der Sperre Zillergründl zu bestimmen, wurden Langzeitbiegezugversuche am Balken 30/30/160 cm durchgeführt. Je zwei Versuche wurden mit Belastungsgeschwindigkeiten durchgeführt, die eine wöchentliche Erhöhung der Biegezugspannung um 0,176 N/mm² und 0,493 N/mm² und damit einen Bruch nach etwa 100 bzw. 26 Tagen ergaben. Die Bruchdehnung lag in allen Fällen bei etwa 0,22 mm/m, während die Bruchdehnung aus den normalen Kurzzeitversuchen auf Biegezug und Zug abhängig vom Alter des Betons beim Versuch war und zum Teil wesentlich darunter lag (Abb. 1).

Die tatsächliche Längenänderung wird unmittelbar an der Aufstandsfläche sehr gering sein und sich mit zunehmendem Abstand der unbehinderten Längenänderung $\alpha \cdot \Delta T$ nähern. Aber auch das Verhältnis der Verformungsmoduln von Beton und Fels hat auf diese Behinderung einen gewissen Einfluß. Zur Abschätzung dieser Einflüsse wurde diese Untersuchung in einem ebenen Schnitt mit der FEM für eine Blocklänge von 42 m in zwei Varianten unter folgenden vereinfachenden Annahmen durchgeführt (Abb. 2).

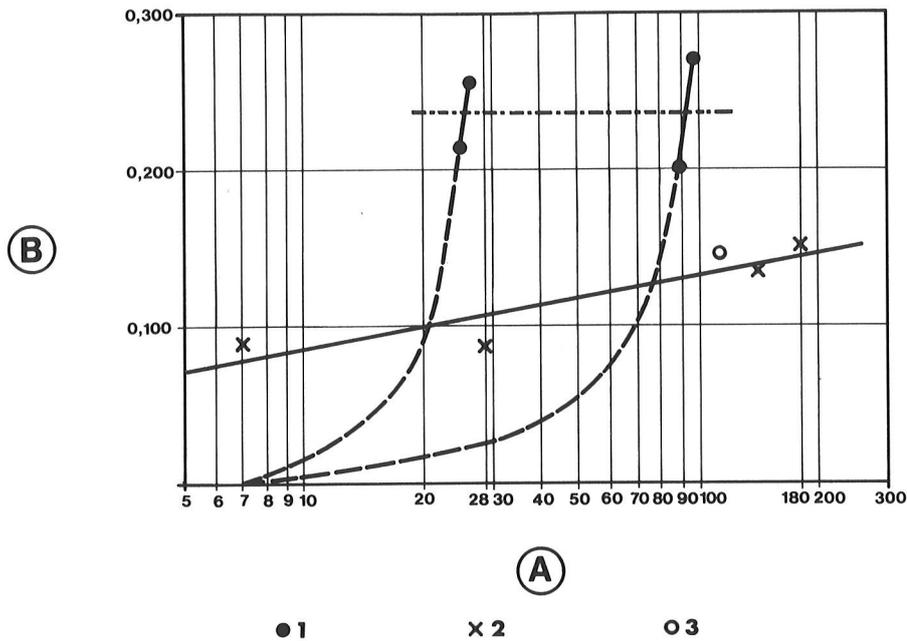


Abb. 1, Sperre Zillergründl, Bruchdehnung des Kernbetons

- Variante 1: gleichmäßige und gleichzeitige Abkühlung des ganzen Betonblockes um 25°;
- Variante 2: Betonierung in 3 m hohen Zonen, maximale Temperatur der oberen Zone um 5° über der gleichzeitigen Temperatur der unteren Zone. Diese Temperaturdifferenz wird erst abgebaut, wenn in der unteren Zone die Abkühlung abgeschlossen ist.

Unter diesen Annahmen ergibt sich in Übereinstimmung mit früheren Untersuchungen (TOWNSEND, 1965), daß die Behinderung der Längenänderung in einem Abstand von der Felsoberfläche, der etwa der halben Blocklänge entspricht, weitgehend abgeklungen ist. Bei der Variante 2 bleibt ab dieser Höhe jedoch noch jene Behinderung, die der Temperaturdifferenz von 5° entspricht.

Der Einfluß des Verhältnisses der Verformungsmoduln von Beton und Fels ist dadurch gekennzeichnet, daß die Zwängsspannung aus der behinderten Längenänderung an der Aufstandsfläche um etwa 30% abnimmt, wenn der Verformungsmodul des Felsens vom fünffachen Wert auf ein Fünftel des Wertes vom Verformungsmodul des Betons absinkt. Hier sei besonders darauf hingewiesen, daß nahe der Felsoberfläche die Blocklänge auf die Zwängsspannungen zufolge der behinderten Betonlängenänderung keinen Einfluß hat.

Aus diesen Überlegungen folgt, daß insbesondere im aufstandsflächennahen Bereich zusätzliche betontechnologische Maßnahmen notwendig werden können, um die maximalen Betontemperaturen möglichst niedrig zu halten. Diese maximal zulässige Betontemperatur unmittelbar an der Aufstandsfläche bei starr angenommenem Fels ergibt sich daher aus

$$\alpha_T \cdot \Delta T_{zul} = \frac{\epsilon_{kr}}{s}$$

Betons einer Rißsicherheit von etwa 1,5 entsprechen. Zur Einhaltung dieser Grenze ergibt sich eine zulässige Einbringungstemperatur des Betons für 1,5 m hohe Schichten mit maximal 10°.

3.2. Erfahrungen im Betonierjahr 1982

Zur Erprobung der Betonieranlagen wurden im Spätherbst 1982 in einigen Blöcken an der linken Flanke bereits etwa 20 000 m³ Beton eingebracht. Bei diesen Blöcken mit einer maximalen Länge von 25 m, die luftseits des Sohlganges lagen, wurde auf Maßnahmen zur Kühlung des Betons verzichtet, da erfahrungsgemäß in dieser Jahreszeit auch die Einbringungstemperatur des Betons 10° kaum überschreitet.

Zur Überprüfung der theoretischen Überlegungen wurde ein umfangreiches Meßprogramm durchgeführt. In zwei Blöcken mit einer Zonenhöhe von 1,5 m bzw. 3,0 m wurde in der Nähe der Aufstandsfläche eine Meßstrecke eingerichtet, in der nicht nur die Betontemperaturen, sondern auch die Längenänderungen des Betons von m zu m mit einer Genauigkeit von 2µ gemessen werden konnten. Die Betontemperatur erreichte maximal 28° in 1,5 m hohen Zonen und 31° in den 3 m hohen Zonen und entsprach damit unter Berücksichtigung des Entfalls der Kühlung und der um 10 kg/m³ höheren Bindemitteldosierung den erwarteten Werten. Dabei war zusätzlich zu berücksichtigen, daß unmittelbar auf der Felsoberfläche ein Beton mit höherer Bindemitteldosierung aufgebracht worden war, um die Festigkeit in dieser Fläche möglichst zu erhöhen und die Meßstrecke nur in geringem Abstand von dieser Betonschicht lag.

Die gemessenen Längenänderungen während der ersten 15 Monate sind in den Abbildungen 4 und 5 dargestellt. Abbildung 4 zeigt den Verlauf der Längenänderung entlang der Meßstrecke, Abbildung 5 den zeitlichen Verlauf für einen Meßpunkt. Die Betontemperatur hat ein Jahr nach der Betonierung etwa 7° erreicht und ändert sich seit-

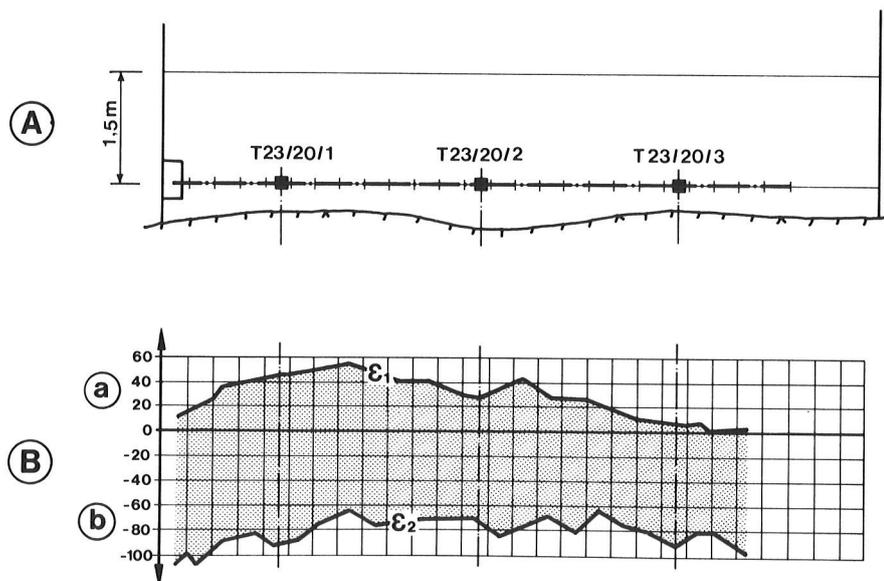


Abb. 4, Sperre Zillergründl, Gleitmikrometer Block 23

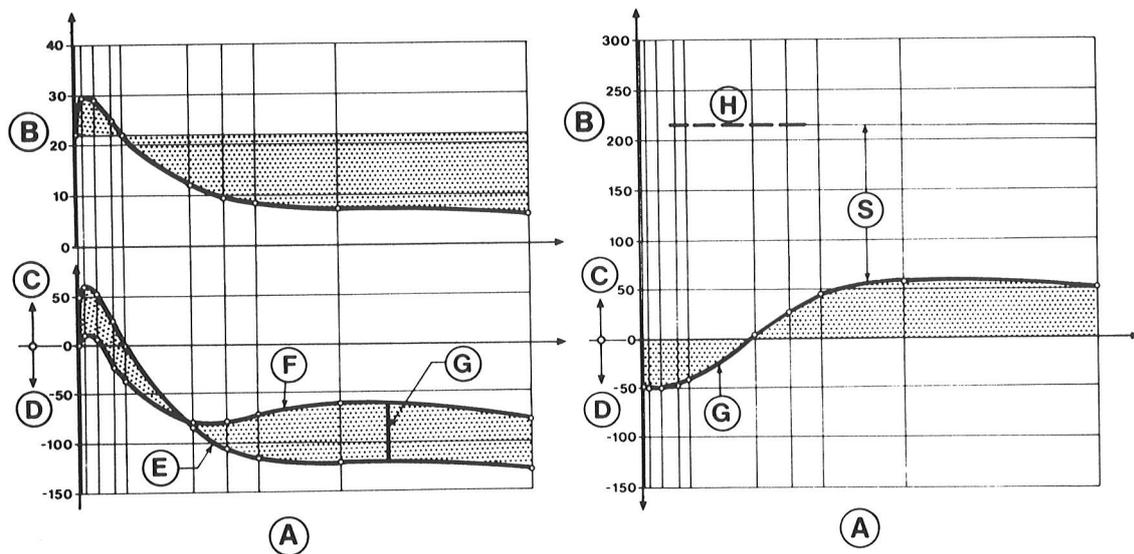


Abb. 5, Sperre Zillergründl
 Meßtechnische Überprüfung der Spaltrißgefahr

her nur mehr geringfügig. Die gemessenen Verlängerungen der Meßstrecke während der Erwärmungsphase unterschreiten erst nach etwa 100 Tagen die sich aus der Temperaturänderung ergebenden theoretischen Längenänderungen, die auf den Meßbeginn zwei Tage nach der Betonierung bezogen sind. In diesem Zeitraum ergibt sich daher eine gewisse Druckvorspannung, die erst nach mehr als 3 Monaten in eine Zugspannung übergeht. Die Differenz zwischen den gemessenen und gerechneten Längenänderungen ist wesentlich kleiner als die in den Versuchen ermittelte Bruchdehnung, sodaß eine Ribbildung ausgeschlossen werden kann.

Zur Überprüfung wurden parallel zu diesen beiden Meßstrecken nach etwa einem Jahr Kernbohrungen und Wasserabpreßversuche mit uraningefärbtem Wasser durchgeführt. Es konnte keine Wasseraufnahme festgestellt werden. Nach Verfüllung des Bohrloches mit Zement und Tricosal wurde die erste Bohrung mit einem größeren Durchmesser überbohrt. Die Bohrkernzeigten ein einwandfreies Betongefüge und keine Spuren eines Eindringens von uraningefärbtem Wasser. Damit konnte der Nachweis eines rissefreien Betons bei den gegebenen Temperaturen erbracht werden.

3.3. Betonierjahr 1983

Die Messungen des Jahres 1982 bestätigten die Notwendigkeit der Begrenzung der maximalen Temperatur. Daher wurden folgende Maßnahmen für die Baustelle festgelegt:

a) Zur Verringerung der Einbringungstemperatur:

- Berieselung der aufbereiteten Zuschlagstoffkegel, um die Erwärmung durch Sonneneinstrahlung möglichst gering zu halten. Die Erfahrungen zeigten dann, daß durch diese Maßnahme die Einbringungstemperatur des Betons um 1° bis 2° abgesenkt werden konnte.

- Teilweiser Ersatz des Anmachwassers durch Eiszugabe bis zu 50 kg/m³ Fertigbeton, wobei mit einer Verringerung der Einbringungstemperatur um etwa 2°C je 10 kg/m³ Eiszugabe zu rechnen war.
- b) Zur Verringerung der Temperaturerhöhung während des Erhärtens im aufstandsflächennahen Bereich:
- Beschränkung der Zonenhöhe auf 1,5 m (gegenüber normal 3,0 m). Die Erfahrung des vergangenen Betonierjahres zeigt, daß bei Lufttemperaturen um 5°C diese Maßnahme eine Verminderung der maximalen Betontemperatur um etwa 6°C brachte, bei Lufttemperaturen um 15° jedoch nur mehr etwa 2°.
 - Anordnung einer Rohrrinnenkühlung, mit der erfahrungsgemäß die Temperaturspitze im jungen Beton um etwa 2° abgesenkt und die Jahresmitteltemperatur wesentlich früher erreicht werden kann.

Im Jahr 1983 wurden an knapp 100 Betoniertagen etwa 260 000 m³ Sperrenbeton eingebracht, von denen 220 000 m³ auf den Kernbeton und 40 000 m³ auf den Vorsatzbeton entfielen. Die Einbringungstemperaturen des Betons wurden laufend überprüft und lagen erwartungsgemäß auch in den Sommermonaten zwischen 6° und 9°. Die maximale Betontemperatur während des Erhärtens wurde in einigen Kontrollblöcken gemessen und erreichte durchschnittlich 24° in den 1,5 m hohen Schichten. Ab 15 m Höhe über der Aufstandsfläche wurden zur Beschleunigung der Betonierung 3 m hohe Schichten zugelassen, in denen die maximale Betontemperatur durchschnittlich 27° erreichte. Da jedoch in dieser Entfernung von der Aufstandsfläche nur etwa die Hälfte der temperaturbedingten Volumsänderung behindert ist (siehe Abbildung 2), wäre eine wesentlich höhere Betontemperatur zulässig.

Auch alle übrigen geforderten Betoneigenschaften wurden während dieses ersten Betonierjahres erreicht, worauf hier aber nicht näher eingegangen werden soll.

4. ZUSAMMENFASSUNG

Die Wärmeentwicklung im Beton massiger Bauteile ist für die Beurteilung der Rißgefahr von besonderer Bedeutung. Derartige Risse können bei jungem Beton in Oberflächennähe zufolge des Temperaturgradienten im Beton, insbesondere nach raschem Abfallen der Lufttemperatur, und nach etwa einem Jahr zufolge der Behinderung der Temperaturänderung des Betons entsprechenden Volumsänderung nahe der Aufstandsfläche auftreten. Das Bindemittel wurde so entwickelt, daß das Verhältnis zwischen Wärme- und Festigkeitsentwicklung ein Optimum darstellt, sodaß die sich aus der Temperaturänderung ergebenden Dehnungen einen möglichst großen Abstand von der jeweiligen Bruchdehnung haben. Die maximale Betontemperatur im Block wurde durch Eiszugabe im Mischer, Reduktion der normalen Zonenhöhe von 3 m auf 1,5 m und Rohrrinnenkühlung auf etwa 24° im aufstandsflächennahen Bereich begrenzt. Messungen der Betontemperatur und der Längenänderung in der Nähe der Aufstandsfläche sowie Kontrollbohrungen bestätigten den Erfolg der getroffenen Maßnahmen.

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

E I D E L ' M A N S. e t a l

Cracks in blocks of the Bratsk hydroelectric station dam
Izvestiia Vsesoiuznogo Nauchno-Issledovatel'skogo Instituta Gidrotekhniki,
imeni B.E. Bedeneeva, Vol. 79, pp 41 - 70, 1965

T O W N S E N D C.L.

Control of cracking in mass concrete structures
Engineering Monograph Nr. 34, 1965

W I D M A N N R. e t a l

Concrete design for Schlegeis arch dam
ICOLD 1970, Q. 39, R. 9

W I D M A N N R.

Mass concrete for Kölnbrein arch dam
World dams today, Japan Dam Association, 1977

W I D M A N N R.

Massenbetonprobleme beim Bau der Bogenmauer Kölnbrein
Deutscher Betontag, Berlin 1977

W I D M A N N R.

Grundlagen für den Entwurf der Bogenmauer Zillergründl
Wasserwirtschaft, Heft 3, 1984

15. TALSPERRENKONGRESS
IN LAUSANNE 1985

BRUCHMECHANISCHE MODELLE ZUR UNTERSUCHUNG VON RISSEN IN BETONSPERREN

Dipl.-Ing.Dr.techn.H.N. LINSBAUER

1. EINLEITUNG

Das Auftreten von Rissen in Betonsperren ist in der Praxis seit langem bekannt und in zahlreichen Publikationen dokumentiert. Wohl die häufigste Rißursache dürfte der Langzeitbruch des Betons durch kombinierte Zug-Schubbeanspruchung sein. Rißbildungen in Betonsperren können durch Temperaturspannungen, sei es als Folge der Hydratationswärme oder klimabedingt, durch Schwachstellen an den Arbeitsfugen, Kerbwirkungen, die Wechselwirkung im Tragverhalten von Sperre und Untergrund, Verformungsbehinderung, Volumsänderung des Betons, unsachgemäßes Verpressen von Fugen, konstruktive Fehler (scharfe Ecken, Kerben, etc.), dynamische Einwirkungen wie Erdbeben, Durchströmen, Überströmen und Verkehr über die Mauer verursacht werden. Der Bruch der Talsperre BOUZEY (Bruchsteingewichtsmauer) im Jahre 1885 war der Anlaß zu intensiven Berechnungen von Gewichtsmauern unter Einbeziehung von unter Druckwasser stehenden Fugen. Diese Untersuchungen führten letztthin zu Entwurfskriterien für die Berücksichtigung von potentiellen Rißbildungen in Betonsperren [1,2]. Unter der Annahme eines sich geradlinig ausbreitenden Risses bis zur Egalisierung von innerem Wasserdruck und Betondruckspannung werden baustatische Methoden für die Untersuchung des Spannungszustandes im Restquerschnitt angewendet. Sicherheitskriterien für diesen speziellen Fall werden unterschiedlich definiert und reichen vom generellen Einhalten zulässiger Betondruckspannungen und der auf den Restquerschnitt bezogenen Gleitsicherheit bis zur maximalen Exzentrität der Gesamtergebnisierenden aller angreifenden Kräfte in den 1/6 Punkt und einer rechnermäßig zulässigen Zugzone bis zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes. Eine ausführliche Darstellung dieser Methode ist bei Leliavsky [3] zu finden.

Das angeführte Verfahren zur Abschätzung des Einflusses von Rissen auf das Tragverhalten der Sperre ist als praktische Ingenieurmethode anzusehen, die aber in wesentlichen Punkten (geradlinige Rißausbreitung, Spannungswert Null an der Rißspitze, linearer Spannungsverlauf) die Regeln der Kontinuumsmechanik (Bruchmechanik) verletzt, wobei jedoch abzuklären ist, inwieweit diese Regeln für Betonbauwerke des konstruktiven Wasserbaus Gültigkeit haben.

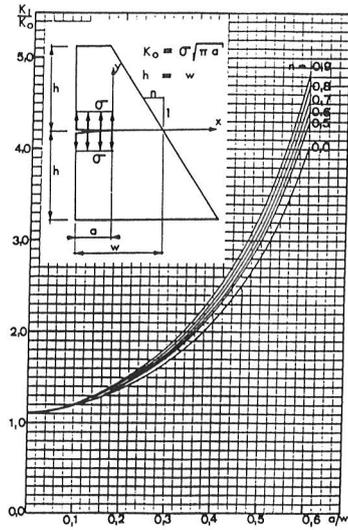


Abb. 2 Korrekturfunktion $K_I/K_O = Y(a/w, n)$ für den trapezförmigen Streifen mit Randriß und gleichförmig verteilter Rißnormalbelastung

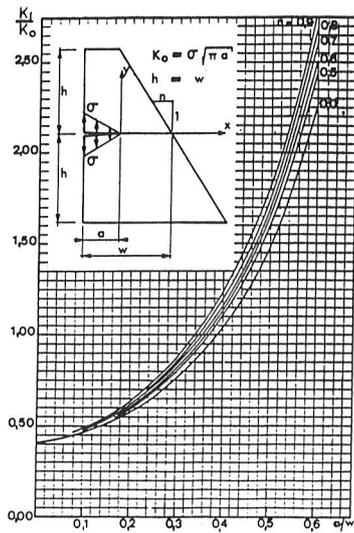


Abb. 3 Korrekturfunktion $K_I/K_O = Y(a/w, n)$ für den trapezförmigen Streifen mit Randriß und linear abfallender Belastung

Kombinationen von verschiedenartigen Ribelastungstypen (induzierte Belastung) ermöglichen zufolge des in der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) geltenden Superpositionsprinzips die Ermittlung von Spannungsintensitätsfaktoren für beliebige Strukturbelastung (s. Abb. 4).

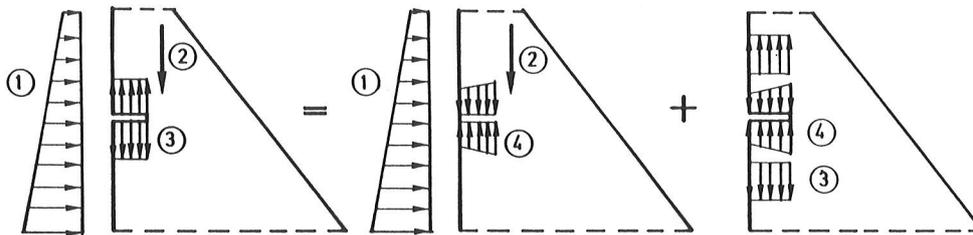


Abb. 4 Superpositionsprinzip in der LEBM

- | | |
|--|--|
| A. Querschnitt mit Randriß | 1 Wasserlast |
| B. Ungerissener Querschnitt | 2 Eigengewicht |
| C. Bruchmechanisches Modell zur Ermittlung von K_I | 3 Fugenwasserdruck ($\lambda = 1$) |
| | 4 Induzierte Spannungen zufolge Wasserdruck und Eigengewicht |

Die gemischte Beanspruchungsart ist gekennzeichnet durch kombinierte Zug - Schubwirkung im Bereich der Rißspitze. Eine häufig angewandte Theorie zur Untersuchung von gemischten Beanspruchungsarten basiert auf dem $\sigma_{\Theta\max}$ - Kriterium, welches folgendermaßen postuliert werden kann [8] :

- Rißausbreitung erfolgt an der Rißspitze in radialer Richtung
- die Riinitiationsrichtung verläuft normal zur Richtung der Hauptzugspannung.

Weitere Kriterien basieren auf energetischen Methoden.

2.2 Bruchmechanische Materialkennwerte für Beton

Die experimentelle Bestimmung von Rizhigkeitswerten K_{IC} (rechter Term des Rifortpflanzungskriteriums Gl.(1) für Beton stellt ein schwieriges Problem dar. Die Rißzähigkeit K_{IC} kann vereinfacht als Widerstand des Materials gegen Reien angesehen werden.

Die in der Praxis der Betonmaterialprfung zur Ermittlung der Rißzähigkeit verwendeten Probenformen und dazugehörigen Auswertformeln sind entweder der für metallische Werkstoffe geltenden amerikanischen Norm ASTM E 399 entnommen (Dreipunkt-biegeprobe, Kompaktzugprobe) oder wurden neu entwickelt (spezielle Doppelbalken-biegeprobe, Zylinderprobe mit Innenri). Charakteristisch und für die Versuchsdurchführung erschwerend sind die für den Talsperrenbeton erforderlichen großen Probenabmessungen. Diese erstrecken sich bei einer Kornfraktion von 80 bis 150 mm über einen Bereich von 1000 bis 2500 mm.

Besondere Bedeutung kommt der "zähartigen" Erscheinungsform im Spannungsdehnungsdiagramm im Stadium der Rißfortpflanzung zu. Infolge der Mikrorißbildung im Bereich der Rißspitze tritt bei der Rißfortpflanzung ein ähnliches Verhalten (veränderlicher K_{IC} -Wert mit wachsender Rißlänge) von betonartigen Werkstoffen und dünnwandigen Proben aus hochfesten Stahl auf. Dieser Umstand empfiehlt die Anwendung eines Rißwiderstandskurvenkonzepts.

Die Rißzähigkeitsbestimmung erfolgt zweckmäßigerweise mit Testvorrichtungen und Probekörpern, die langsames Rißwachstum ermöglichen. Dadurch kann der funktionale Zusammenhang zwischen K_{IC} und der jeweiligen Rißlänge (Rißwiderstandskurve) an einer Probe ermittelt werden. Gegebenenfalls sind Umwelteinflüsse, wie Feuchtigkeitsgehalt (Porenwasser), Temperatur, chemisch aggressives Wasser etc. in das Testprogramm mit einzubeziehen.

Literaturauswertungen ist ein Richtwert von

$$400 < K_{IC} \{ \text{KN/m}^{3/2} \} < 1200 \quad (12.7 < K_{IC} \{ \text{N/mm}^{3/2} \} < 37.9)$$

für die Rißzähigkeit von Beton zu entnehmen.

2.3 Abschätzung kritischer Rißlängen an der Wasserseite von Gewichtssperren

Die überschlägige Untersuchung bezieht sich auf fiktive horizontale Risse in unterschiedlicher Höhenlage in einer Gewichtssperre mit Dreieckprofil. Die bruchmechanische Abschätzung erfolgt nach Abb. 4 an trapezförmigen Segmenten unter Anwendung des in der linear elastischen Bruchmechanik geltenden Superpositionsprinzips.

Der Untersuchung wird ein nach der Levy'schen Regel - die Summe der vertikalen Druckspannungen aus Eigengewicht und Wasserlast muß an der Wasserseite in allen Horizonten den Minimalwert $\sigma_{zz}^- = \lambda \cdot \gamma_w \cdot z$ (design criteria $\sigma_{zz}^- = \lambda \cdot \gamma_w \cdot z - f_t/s$) aufweisen - ermitteltes Profil zugrunde gelegt, wobei λ = Reduktionsfaktor, γ_w = spezifisches Gewicht des Wassers, z = Wassertiefe, f_t = Zugfestigkeit des Betons und S = Sicherheitsfaktor bedeuten.

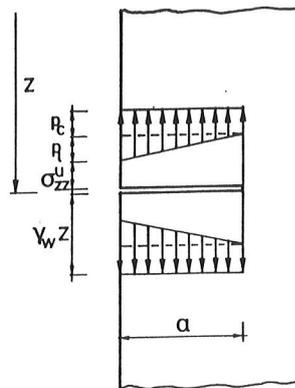
Unter der Annahme von $\lambda = 0.85$, $\gamma_c = 24 \text{ KN/m}^3$, $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ und $f_t = 0$ ergibt sich nach Rescher [13] folgende Beziehung:

$$\begin{aligned} \text{tg} \alpha &= m = \sqrt{\gamma_w / (\gamma_c - \lambda \gamma_w)} = 0.80 \\ \sigma_{zz}^D &= \gamma_w \cdot z / m^2 \\ \sigma_{zz}^U &= \lambda \cdot \gamma_w \cdot z \quad (\text{ohne Fugenwasserdruck}) \\ \sigma_{zz}^U &= 0 \quad (\text{mit Fugenwasserdruck}) \end{aligned}$$

Die bruchmechanische Untersuchung erfolgt an einem auf die Horizontale projizierten Randriß, der auf eine in der Einleitung genannten Ursachen zurückzuführen ist (experimentelle Rißweguntersuchungen an einem trapezförmigen Modell unter der Bedingung langsamen Rißwachstums zeigten ein deutliches Abweichen des Rißweges von der horizontalen Initialrichtung [14]). An den freien Rißufern ist ein konstanter Fugenwasserdruck mit der Intensität = 1 anzusetzen.

Aufgrund des Superpositionsprinzips sind die im Untersuchungsbereich der ungerissenen gedachten Mauer auftretenden Druckspannungen abzuziehen, wodurch sich ein konstanter und ein dreieckförmiger Anteil für die Rißuferbelastung infolge Fugenwasserdruck ergibt (Abb. 5).

Abb. 5 Anteile der Rißuferbelastung



$$p_1 = a \frac{\gamma_w (1/m^2 - \lambda)}{m} \quad (8)$$

$$p_C = \gamma_w \cdot z \cdot (1 - \lambda) - p_1 \quad (9)$$

Die Stabilitätsuntersuchung wird für einen Randriß mit 8.0 m Länge im Mauerhorizont $z = 130$ m ($a/w = 0.08$) für den Fall reiner Zugbeanspruchung demonstriert. Die Intensität des linearen bzw. konstanten Fugenwasserdruckanteiles beträgt nach Gl. (8) und Gl. (9):

$$p_1 = 71.3 \text{ KN/m}^2, \quad p_C = 123.8 \text{ KN/m}^2$$

Für $a/w = 0.08$ folgt aus Abb. 2 $Y_C = 1.175$ und aus Abb. 3 $Y_1 = 0.46$. Aus Gl. (3) folgt für den Spannungsintensitätsfaktor K_I :

$$K_I = (71.3 \cdot 0.46 + 123.8 \cdot 1.175) \sqrt{\pi \cdot 8} = 893.4 \text{ KN/m}^{3/2}$$

Das Rißfortpflanzungskriterium Gl. (1) ergibt stabiles Verhalten des angenommenen Horizontalrisses ab einem Rißähigkeitswert (Materialkennwert) von $900 \text{ KN/m}^{3/2}$, wobei ein Sicherheitsfaktor nicht in Rechnung gestellt wurde.

Eine übersichtliche Darstellung kritischer Rißlängen für reine Zugbeanspruchung in Abhängigkeit vom Mauerhorizont Z (ab Krone) und Rißzähigkeitswerten $K_{IC} = 300 - 1950 \text{ KN/m}^{3/2}$ ($9.5 - 61.7 \text{ N/mm}^{3/2}$) ist in Abb. 6 gegeben.

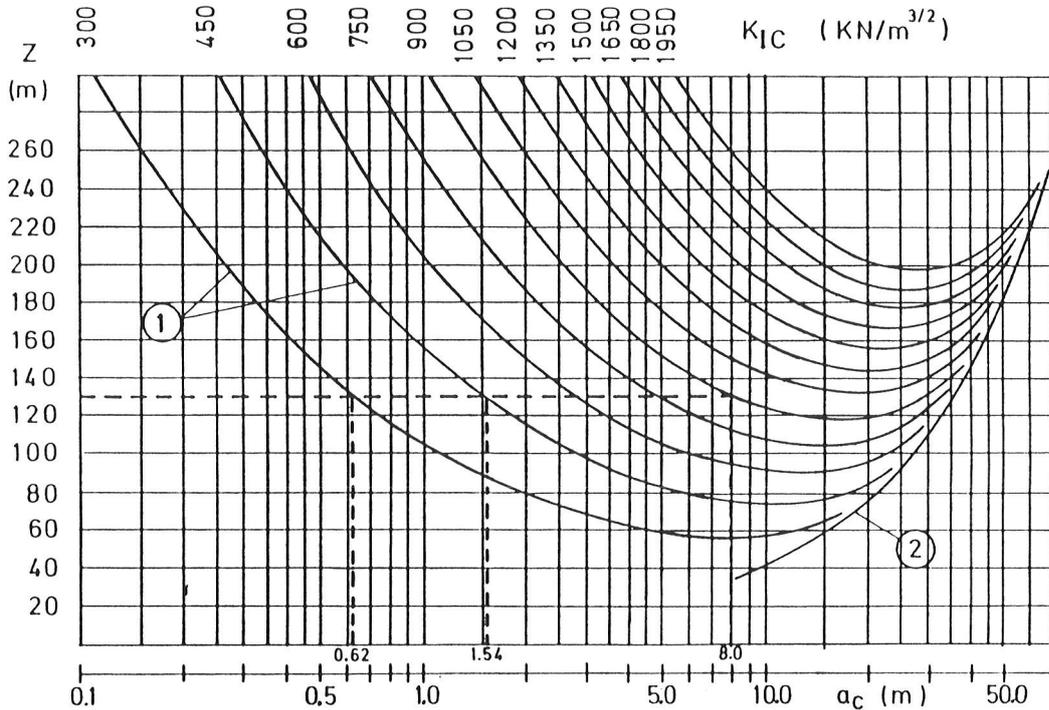


Abb. 6 Diagramm kritischer Rißlängen in Abhängigkeit vom Mauerhorizont Z und der Rißzähigkeit K_{IC} für das Levy'sche Dreieckprofil (Wasserlast, Eigengewicht, voller Fugenwasserdruck) unter Vernachlässigung des Schubspannungsanteils.

Das Diagramm kann zur sicherheitsmäßigen Abschätzung von herstellungsbedingten und durch den Betrieb entstandenen Oberflächenfehlstellen (Rissen) verwendet werden. Der eingetragene Linienzug veranschaulicht die Abhängigkeit zulässiger Rißlängen für einen bestimmten Mauerhorizont (130 m) von den Sicherheitsfaktoren, wobei jeweils die Rißzähigkeit (Ausgangswert $900 \text{ KN/m}^{3/2}$) um die Hälfte bzw. um ein Drittel abgemindert wurde. Entsprechende zulässige Rißlängen ergeben sich mit $1/5$ und $1/13$ gegenüber dem Sicherheitsfaktor 1. Beim aktuellen Schadensfall ist die gemischte Beanspruchungsart zu berücksichtigen und die Rißinitiationsrichtung zu ermitteln, wobei speziell die Kombination von hohen K_{IC} -Werten und geringen Wassertiefen ungünstigere Werte für die kritischen Rißlängen ergibt - ein korrigiertes Abschätzungsdiagramm ist in Ausarbeitung.

3. DISKUSSION

Die Untersuchung Punkt 2.3 bezieht sich auf die Stabilität von Rissen im oberen Zweidrittelmauerteil. Nahe der Gründung und speziell in der Aufstandsfläche ergibt sich ein nichtlinearer Spannungsverlauf, der vom Verhältnis der E-Moduli von Sperre und Gründung beeinflusst ist. Für eine bruchmechanische Beurteilung dieser Bereiche sind geometrische und materialmäßige Verhältnisse einzubeziehen. Parameterstudien wurden am Institut für konstruktiven Wasserbau der TU-Wien durchgeführt und werden demnächst veröffentlicht.

Die in den Entwurfskriterien angewandte Methode zur Untersuchung von Rißbildungen in Sperren zufolge Erdbebenwirkung (sog. Lieckfeldt-Nachweis, s. Einführung) ist bruchmechanisch nicht zu interpretieren und eher der Bodenmechanik (nicht Felsmechanik) zuzuordnen (Ausschluß von Zugspannungen). Bruchmechanisch gesehen ist der zeitliche Verlauf der Zugspannungen infolge einer dynamischen Erdbebenuntersuchung als Basis einer Ermüdungsrißausbreitungsberechnung heranzuziehen, um Angaben über die Lebensdauer des Bauwerks in Abhängigkeit von der Lastspielzahl zu erhalten. Derartige Untersuchungen wurden von Chapuis et al [15] durchgeführt.

Als weiteres Anwendungsgebiet der Bruchmechanik im Betonsperrenbau kann die Ermittlung des Rißverlaufs infolge langsamen Rißwachstums angesehen werden. Durch Ermittlung bzw. Nachvollziehung des Rißverlaufs in Sperren sind Beurteilungen über eventuellen Rißarrest und über Beanspruchungsmechanismen im Fall einer Schadensanalyse möglich [14] .

Generell kann gesagt werden, daß bruchmechanische Untersuchungen im Betonsperrenbau die üblichen Berechnungsverfahren nicht ersetzen können, jedoch gegebenenfalls zusätzlich bzw. ergänzend durchgeführt werden sollten.

4. ZUSAMMENFASSUNG

Die Voraussetzungen zur Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik auf Probleme des Betonsperrenbaus sind aufgrund der Dimensionsrelationen von Zuschlagstoffgröße und Bauwerksabmessung gegeben. Wesentlicher Bestandteil einer derartigen Untersuchung ist ein hinreichend garantierter Wert für die Rißzähigkeit des jeweils verwendeten Massenbetons. In diesem Sinn sollten Testmethoden auf Beton mit großkörnigen Zuschlagstoffen adaptiert werden und die Rißzähigkeit in das Optimierungsverfahren der einzelnen Betonkomponenten in Zielrichtung Betoneigenschaften mit einbezogen werden.

Der Verfasser dankt dem Institutsvorstand des Instituts für konstruktiven Wasserbau der TU-Wien, Herrn o.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.Othmar-J.RESCHER und Herrn Direktor Dipl.-Ing.Dr.techn.R. WIDMANN für die Unterstützung und Beratung im Rahmen der beschriebenen Untersuchung.

den Versuchsergebnissen wurde der Verformungsmodul des Gebirges mit 35 kN/mm² für den massigen Gneis, 26 kN/mm² für den Plattengneis parallel zur Schieferung, 7 bis 15 kN/mm² für den Schiefergneis normal zur Schieferung abgeleitet. Aus den Triaxial- und Scherversuchen ergaben sich Scherfestigkeiten zwischen

$$\begin{aligned}\tau &= 7 + 1,6 \sigma_n \text{ für den massigen Gneis und} \\ \tau &= 0,6 \sigma_n \text{ für die Schieferzone,}\end{aligned}$$

die nach mehrmaligem Abscheren bis auf 0,4 σ_n absinken (MAGNET, 1974).

Aus umfangreichen Variantenstudien ergab sich als günstigste Lösung eine doppelt gekrümmte Bogenmauer, deren Horizontalschnitte nach Kegelschnitten geformt sind. Die Beanspruchungen erreichten für den normalen Betriebslastfall:

9,35 N/mm² Druck in horizontaler Richtung im Bogenscheitel,
0,80 N/mm² Zug am wasserseitigen Sperrenfuß und
8,55 N/mm² Druck am luftseitigen Sperrenfuß normal zur Aufstandsfläche.

Die Kämpferkräfte erreichten bis zu 140 MN/lfm. Ein Modellversuch bestätigte die Berechnungsergebnisse.

Unter Zugrundelegung eines Sicherheitsfaktors von 3,3, bezogen auf das 10%-Fraktile der Druckfestigkeit des 30 cm-Würfels im Alter von 180 Tagen, ergab sich eine erforderliche Druckfestigkeit des Kernbetons von 22 N/mm², des Vorsatzbetons von 30 N/mm².

Wegen der großen Mauerstärke wurden umfangreiche Versuche zur Entwicklung eines Bindemittels mit möglichst geringer Wärmeentwicklung bei gleichzeitig hoher Festigkeit durchgeführt. Als Bindemittel wurde schließlich ein Flugaschezement, bestehend aus 70% PZ 375 und 30% Flugasche, gewählt (WIDMANN, 1977).

Die Zuschlagstoffe wurden in einem Steinbruch in der Nähe der Sperrenstelle gewonnen. Der ziemlich hohe Glimmergehalt des Gneises ergab einen relativ niedrigen Verformungsmodul des Betons zwischen 16 und 23 kN/mm², wobei der letztgenannte Wert aus den Versuchen bei der Betonentwicklung abgeleitet und in der statischen Berechnung verwendet wurde. Die erforderliche Festigkeit wurde mit einer Zementdosierung von 180 kg/m³ für den Kernbeton und 228 kg/m³ für den Vorsatzbeton nicht unwesentlich überschritten. Mit einer elektronischen Anlage wurde die Dosierung aller Betonkomponenten überwacht und insbesondere die Wasserzugabe über eine Messung der Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe gesteuert.

160 000 m³ Überlagerungsaushub wurden in den Jahren 1972/73, 260 000 m³ Felsaushub in den Jahren 1973/74 ausgeführt. Die gesamte Betonkubatur wurde nach einem Probebeton im Spätherbst 1974 (16 000 m³) jeweils von Mitte Mai bis Mitte November in den Jahren 1975 (539 000 m³), 1976 (855 400 m³) und 1977 (169 000 m³) eingebracht. Die maximalen Betontemperaturen in Aufstandsflächennähe erreichten 29°.

Die Behandlung des Untergrundes erfolgte durch

- Konsolidierungsinjektionen nach örtlicher Erfordernis (243 Bohrungen mit zusammen 1 140 lfm und einer Injektionsmenge von 28,8 t Zement),
- Injektionen für den Dichtungsschirm bis etwa 90 m Tiefe am Talboden (14 000 lfm Bohrung für eine Fläche von 47 000 m² mit einer Zementaufnahme von 447 t),
- 124 Drainagebohrungen mit einer Gesamtlänge von 3 237 m.

Die Injektion der vertikalen Blockfugen wurde, beginnend im Frühjahr 1976, alljährlich in jedem Frühjahr bis 1979 durchgeführt. Insgesamt wurden 859 t Zement mit Drücken bis zu 5 bar bei der Erstinjektion, bis zu 15 bar bei den Folgeinjektionen

in 75 000 m² Fugenfläche injiziert, woraus sich eine mittlere Fugenweite von 11,6 mm ergibt. Bei dieser Fugeninjektion wurde auch eine Verschiebung der oberen Mauerhälfte gegen die Wasserseite festgestellt, die an der Krone etwa 20 mm erreichte.

Ein umfangreiches Meß- und Überwachungssystem ermöglicht eine genaue Erfassung des Verhaltens von Sperrkörper und -untergrund. Drei Lotanlagen, die bis zu 90 m in den Untergrund reichen, gewährleisten die laufende Beobachtung der horizontalen Verschiebungen in radialer und tangentialer Richtung. Durch Invardrähte in den gleichen Schächten können auch die Vertikalverschiebungen erfaßt werden. Für die Erfassung der Untergrundverformungen wurden zusätzlich in 9 Kämpferpunkten vertikale Extensometer nahe der Luft- und Wasserseite, radiale und tangentiale (in Mauermitte) Extensometer bis zu 100 m Länge eingebaut. Messungen der Neigungsänderungen, Beton-temperaturen, Berg- und Sohlwasserdrücke, der Dränagewassermenge in einzelnen Abschnitten, der Blockfugenweiten, Betonspannungen und -dehnungen ergänzen das Meßprogramm. Auch geodätische Messungen (Nivellement und Polygonzug im obersten Kontrollgang) werden mehrmals jährlich durchgeführt. Mit einigen Kluftwasserdruck- und Verformungsmessungen (Extensometer, Nivellements) wurde auch der Talbereich des luftseitigen Vorlandes in die Überwachung einbezogen. Bis zum Herbst 1978 waren rd. 400 Meßstellen eingebaut. Davon konnten rd. 300 Meßstellen automatisch abgelesen und die Werte fernübertragen werden (HAUTZENBERG, 1979 und LUDESCHER, 1985).

2. DIE STAUPERIODEN BIS ZUM ERREICHEN DES ERSTEN VOLLSTAUES 1979

Um möglichst frühzeitig mit der Erzeugung der Winter-Spitzenenergie beginnen zu können, wurde der Staubetrieb bereits im Sommer 1976 zu einem Zeitpunkt aufgenommen, zu dem die Bogenwirkung in der unteren Mauerhälfte durch die Blockfugeninjektion gesichert war.

Jahr	Stauhöhe	% der	
	m	Stauhöhe	Wasserlast
1976	1 817	67	40
1977	1 861	79	65
1978	1 891	94	82
1979	1 902	100	100

In den ersten beiden Teilstauperioden zeigte sich trotz der noch nicht fertiggestellten Mauer ein völlig normales Verhalten von Sperre und Untergrund sowohl im Hinblick auf die Verformungen als auch im Hinblick auf die Dichtigkeit des Untergrundes und die Sohl- und Bergwasserdrücke. Beim Aufstau 1978 begann jedoch nach Überschreiten einer Stauhöhe von 1 860 m ein Ansteigen der Sohl- und Kluftwasserdrücke unter der Sperre bis in das luftseitige Drittel der Aufstandsfläche, die durch zusätzliche Drainagebohrungen unter Inkaufnahme von vergrößerten Dränagewassermengen kontrolliert werden konnten. Als Folge des höheren Sohl- und Kluftwasserdruckes kam es zu Hebungen und zur Umkehr der normalen Setzungstendenz des luftseitigen Sperrfußes während des Aufstaues. Im Frühjahr 1979 wurde daher die Injektion des Untergrundes im Talbereich mit Drücken bis zu 20 bar wiederholt, wobei in 7 255 lfm Bohrungen 152 t Zement injiziert werden mußten. 3 130 lfm Drainagebohrungen wurden vom luftseitigen Sperrfuß aus abgeteuft und in eine Sammelleitung geführt. Mit diesen Maßnahmen konnte 1979 der Vollstau erreicht werden (Abb. 1), doch mußten für den weiteren Staubetrieb zusätzliche Abdichtungsmaßnahmen eingeleitet

Eine Erweiterung der Risse im Bereich des rechten Hangfußes beim Aufstau 1981 war der Anlaß, eine endgültige Abdichtungsmaßnahme auf der Wasserseite zu entwickeln. Von den verschiedenen zur Diskussion gestellten Maßnahmen für die Sanierung schien die Anordnung eines Betonvorbodens am erfolgversprechendsten. Dieser Maßnahme lag der Gedanke zugrunde, den Dichtungsschirm im Talbereich so weit gegen die Wasserseite zu verschieben, daß er außerhalb des Zugbereiches um den wasserseitigen Sperrenfuß zu liegen kommt. Allerdings muß dann über eine Betonplatte und eine elastisch abgedichtete Fuge eine dichte Verbindung mit dem Sperrenkörper geschaffen werden (Abb. 3).

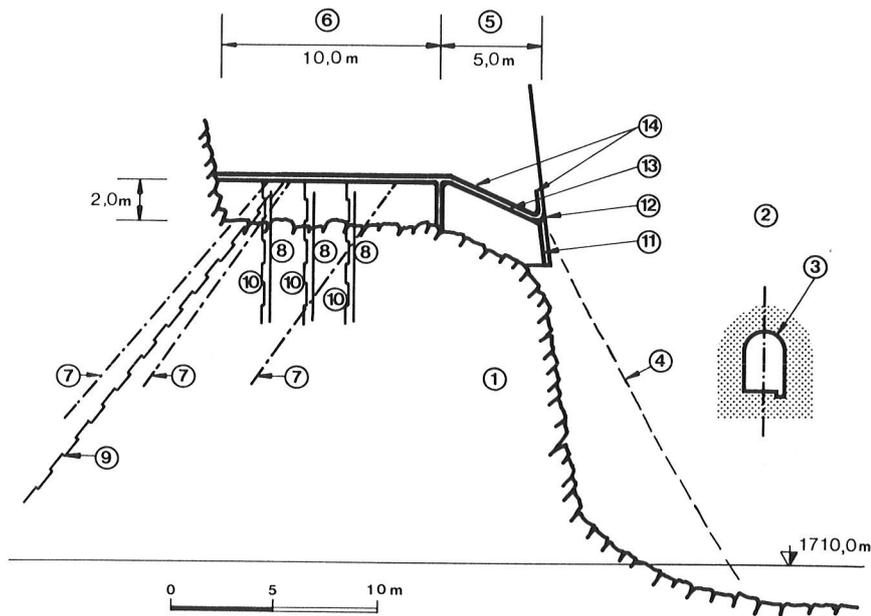


Abb. 3, Betonvorboden - Regelquerschnitt

- | | |
|---|--------------------------------|
| 1) Felsoberfläche (Gneis-Granit) | 8) Steckeisen |
| 2) Mauerkörper | 9) Dichtungsschirm |
| 3) Kontrollgang 5 | 10) Konsolidierungsinjektionen |
| 4) gerissene Zone | 11) dränierte Bewegungsfuge |
| 5) beweglicher Teil des Vorbodens (bewehrt) | 12) Chloroprene-Stützkörper |
| 6) unbeweglicher Teil des Vorbodens | 13) 2 Lagen Textilvlies |
| 7) Vorspannanker (100 t) | 14) 2 Lagen Hypalonfolie |

Diese Variante wurde in zwei Bauphasen bei entleertem Speicher jeweils im Spätwinter 1981 und 1982 ausgeführt. Schon beim Felsaushub zeigte sich jedoch, daß die Risse am wasserseitigen Mauerfuß zum Teil höher als erwartet sichtbar wurden, sodaß eine Anpassung des Vorbodens und eine wasserseitige Beschichtung der Maueroberfläche erforderlich wurde. Beim Aufstau 1982 wurde der Gefrierschirm aufgelassen, die Bohrungen wurden als Drainagebohrungen genutzt. Während des Aufstauens erfüllte das neue System Dichtungsschirm-Vorboden-Drainagebohrungen zunächst voll die Erwartungen: Bei völligem Abbau der Sohlwasserdrücke waren die Drainagewassermengen gering. Mit Überschreiten der Staukote 1 885 m kam es jedoch zu einer neuerlichen Bildung und Er-

weiterung der Rißzone am rechten Hangfuß und damit zu zusätzlichen Wasserdurchtritten zum unteren Kontrollgang, doch konnte die Staukote 1 896 m erreicht werden.

Im Feber 1983 war der Speicher wieder leer. Der vermutete Mauerriß im Bereich des rechten Hangfußes wies eine Länge von rund 17 m auf und zeigte Spuren starker Wassereintritte. Das Grundablaßeinlaufbauwerk im Mittelblock der Sperre wies auf Grund der geänderten Belastungssituation ebenfalls Risse auf. Das während des Abstaues festgelegte Abdichtungsprogramm konnte unverzüglich und ohne große Änderungen gestartet werden: Die Beschichtungen der Betonoberfläche, die sich im wesentlichen bewährt hatten, wurden ergänzt und zusätzliche Injektionen für den Dichtungsschirm durchgeführt.

Beim Aufstau 1983 kam es dann zu einer Leckstelle in der Fugendichtung, die mit einer Unterwasserfernsehkamera geortet und in der Folge auch provisorisch, zumindest teilweise, abgedichtet werden konnte. Der Vollstau wurde im Spätherbst 1983 erreicht. Kurz danach kam es zu einer starken Vergrößerung der Wasserdurchtritte, die an Hand der Werte der Meßwertfernübertragung und der vor Ort durchgeführten Messungen vermuten ließen, daß im Mittelblock ein neuer Riß mit direkter Verbindung zum Speicher entstanden war. Sowohl eine geringfügige Vergrößerung der Verschiebungen als auch die Wasserdrücke in der Fuge Vorboden-Sperre wiesen auf die Ursache hin. Die Meßwertänderungen in den Nachbarblöcken waren unbedeutend. In der Folge wurde wiederum die Unterwasserfernsehkamera eingesetzt. Innerhalb kurzer Zeit konnten die an der Wasserseite austretenden Risse geortet werden. Betroffen waren der Grundablaßeinlaufkörper und der Sperrenbeton der Nachbarblöcke. Die Rißöffnung betrug annähernd 10 mm und führt durch die direkte Verbindung mit dem Speicherraum zu den starken Wasseraustritten in den Dränagen zum Kontrollgang 5.

Die nach der Gesamtentleerung des Kölnbreinspeichers im Feber eingeleiteten Kontrollen ergaben keine zusätzlichen, über die schon von der Unterwasserfernsehkamera festgestellten hinausgehenden Schäden. Bestätigt wurde die Vermutung, daß der wasserseitige Grundablaßeinlaufkörper über seine ganze Breite durchgerissen sei. Das Leck in der Bewegungsfuge zwischen Vorboden und Sperre entstand durch die örtliche Zerstörung eines Kunststoffstützkörpers als Unterlage für die Dichtungsfolie und hat in bezug auf das Sperrenverhalten keine Bedeutung.

Die Sanierungsarbeiten wurden in der Zeit von März bis Mai 1984 durchgeführt. Sie bestanden aus dem Abbruch des Grundablaßeinlaufkörpers, der Erweiterung des Vorbodens, der Neuausbildung der gesamten Bewegungsfuge und den erforderlichen Dichtungsarbeiten.

4. ANALYSE EINIGER MESS- UND BEOBACHTUNGSERGEBNISSE

Um das Verformungsverhalten von Sperrenkörper und -untergrund an der Aufstandsfläche zu charakterisieren, wurde zwischen den bleibenden und den elastischen Verformungen unterschieden (Abb. 4). Für die bleibenden Verformungen wurde der Zeitabschnitt ab Beginn des ersten Teilstaues (1.7.1976) bis zum Absenken nach dem ersten Vollstau (5.5.1980) gewählt. Nach diesem Zeitpunkt sind praktisch keine zusätzlichen bleibenden Verformungen mehr aufgetreten. Für die elastischen Verformungen wurden die Verformungen zum Zeitpunkt des Vollstaues 1979 und 1983, bezogen auf den 5.5.1980, verglichen. Die bleibenden Horizontalverschiebungen sind im Einflußbereich der Schieferzone am Fuß des linken Hanges mit 20 mm relativ groß. Auffallend ist jedoch, daß kaum bleibende Verdrehungen festgestellt werden konnten (Abb. 5).

Die elastischen Verformungen an der Aufstandsfläche sind an beiden Talflanken in beiden Vollstauperioden annähernd gleich. Der Entfall der Sohlwasserdrücke beim

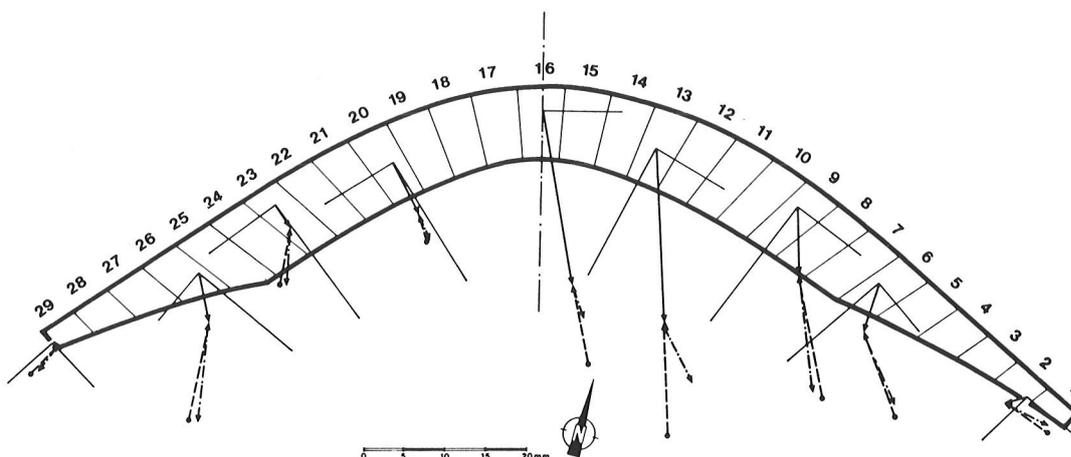


Abb. 4, gemessene Horizontalverschiebungen an den Widerlagern

←—————	1970-07-01 bis 1980-05-05
←-----	1979-10-15 bis 1980-05-05
←-·-·-·-·-·-·-	1980-05-05 bis 1983-11-11

Aufstau 1983 gegenüber dem Aufstau 1979 dürfte sich jedoch im mittleren Bereich in mehrfacher Hinsicht auf das Verformungsverhalten ausgewirkt haben:

- Wesentlicher Rückgang der Hebungen in Mauerachse bzw. Zunahme der Setzungen am luftseitigen Mauerfuß,
- geringfügige Verringerung der Verdrehungen wegen der Verringerung des Momentes zufolge Sohlwasserdruck,
- Verringerung der Horizontalverschiebungen durch Zunahme der nach unten gerichteten Kräfte und der sich daraus ergebenden Erhöhung der Reibung in der Aufstandsfläche und im Fels sowie Auftreten von neuen, jetzt tiefer greifenden Rissen.

Die Biegelinien des Mittelschnittes weisen 1983 gegen 1979 annähernd eine Parallelverschiebung in Richtung Wasserseite auf, was im wesentlichen auf die Verringerung der Radialverschiebung an der Aufstandsfläche zurückzuführen sein dürfte (Abb. 6).

Auch die Spannungen im Beton, die direkt mit Telepreßmetern gemessen oder aus Messungen der Dehnungen mit Teleformetern abgeleitet wurden, lagen mit einem unwesentlichen Streubereich in Höhe der seinerzeit errechneten Druckspannungen.

Mit einem Vergleich der vertikalen Verschiebungen im obersten Kontrollgang aus einem Nivellementzug und aus Invardrahtmessungen läßt sich ableiten, daß sich die Verankerungspunkte des Invardrahtes in etwa 90 m Tiefe stauabhängig bis zu 6 mm setzen. Eine Stauraumsetzung dieser Größenordnung zusammen mit einer der zugehörigen Setzungsmulde entsprechenden Verdrehung der Felsoberfläche in Richtung Wasserseite vergrößert selbstverständlich die Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuß und trägt damit zur Tendenz einer Ribbildung bei.

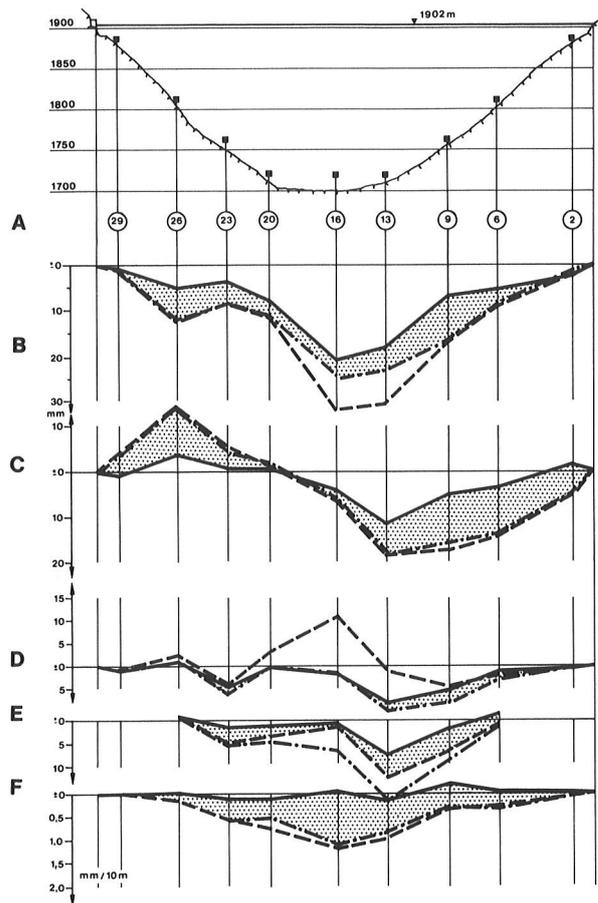


Abb. 5, gemessene Verschiebungen der Sperrenwiderlager

- A) Block Nr.
- B) Radialverschiebung
- C) Tangentialverschiebung
- D) Vertikalverschiebung in Dammmachse
- E) Vertikalverschiebung des luftseitigen Sperrenfußes
- F) Verdrehung in Richtung Tal

Schließlich sei noch auf das Ergebnis der Messungen der Neigungsänderungen in den radialen Zugängen zum unteren Kontrollgang hingewiesen. Nach Auftreten der eingangs erwähnten Schwierigkeiten wurden Klinometermeßketten errichtet, die annähernd gleiche Neigungsänderungen und damit ein Ebenbleiben des Querschnittes im Bereich des nachgiebigen, linken Hangfußes anzeigten, während am rechten Hangfuß durch den steifen Felsuntergrund eine Setzungsbehinderung des luftseitigen Mauerfußes zu einer konvexen Krümmung des Betonquerschnittes führt. Aus dieser konvexen Krümmung lassen sich aufstandsflächenparallele radiale Zugspannungen ableiten, die zur Rißbildung beigetragen haben können.

Von besonderem Interesse sind die Ergebnisse der Gleitmikrometermeßstrecken, die in flachliegenden oder steilstehenden Bohrungen, teilweise im Beton, teilweise im Fels, eingerichtet wurden. Sie lassen Rißbildungen schon im Anfangsstadium erkennen und

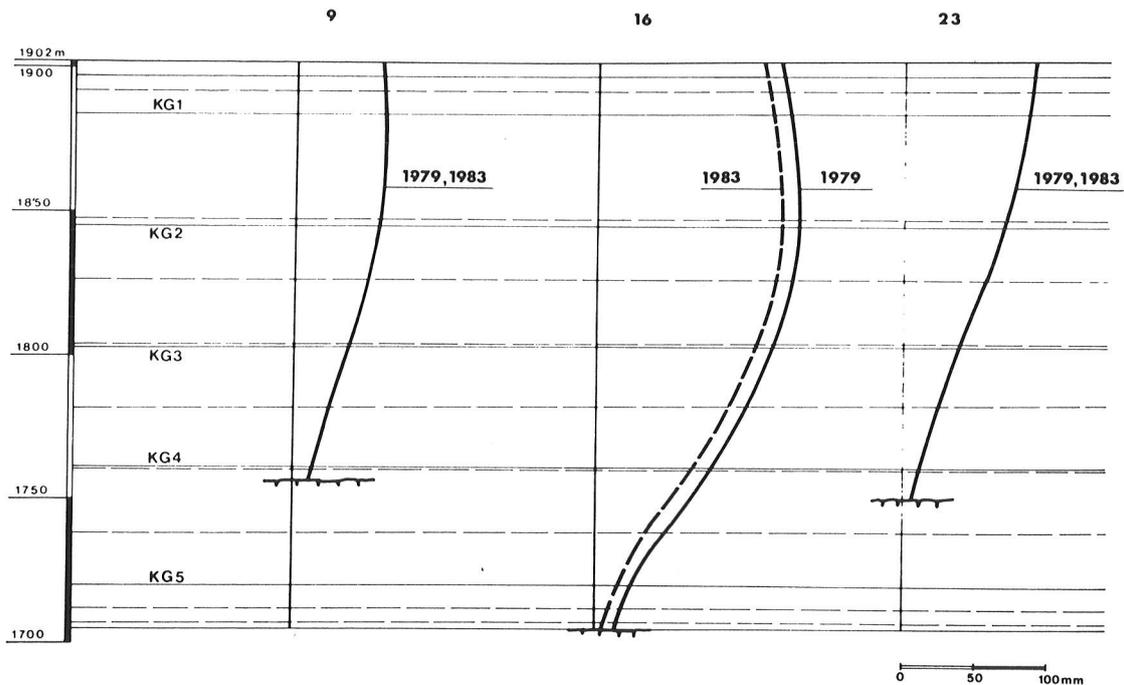


Abb. 6, Radialverschiebung in drei vertikalen Schnitten bei Vollstau, bezogen auf den 5. Mai 1980

zeigen auch deutlich belastungsbedingte Dehnungs- oder Stauchungsbereiche auf (KOVARI, 1985).

Über die Richtung der Risse bzw. Klüfte kann aus diesem Verfahren allein jedoch keine Aussage getroffen werden. Für diesbezügliche Aussagen wurden orientierte Kernbohrungen und eine Überprüfung der Bohrungen mit einer Fernsehsonde durchgeführt.

5. ÜBERLEGUNGEN ZU DEN URSACHEN

Da sich die Kölnbreinsperre mit Ausnahme des talnahen Auflagerbereiches projektsgemäß verhält, muß zur Klärung der Ursachen der Rißbildung dieser Bereich näher betrachtet werden.

Am wasserseitigen Mauerfuß einer doppelt gekrümmten Gewölbesperre herrscht ein kaum vermeidbares Zugspannungsfeld, dessen horizontale und vertikale Komponenten sowie dessen Ausbreitung und Größe von mehreren Einflüssen abhängen:

- Den überwiegenden Einfluß auf dieses Zugspannungsfeld bilden dabei als Folge der Formgebung und der Abmessungen der Sperre die Kraftwirkungen aus Eigengewicht und Wasserlast.

Im Falle der Kölnbreinsperre mit ihrem breiten, U-förmigen Talboden hat sich herausgestellt, daß sich dieses Zugspannungsfeld durch

- besonders auffallende, unterschiedliche Untergrundnachgiebigkeit zwischen linkem und rechtem Hangfuß sowie durch
- eine beträchtliche Erhöhung der Einspannung von der Talmitte bis zur rechten Flanke

wesentlich vergrößert hat.

Neue rechnerische Untersuchungen bestätigen zwar die mehrfach vorgetragene These (ROCHA, 1964 und LONDE 1973), daß unterschiedliche Verhältnisse der Verformungsmoduln von Beton und Fels die Spannungen im Mauerkörper nur geringfügig beeinflussen, zeigten aber auch, daß dies für die Spannungen im unmittelbaren Auflagerbereich nur dann gilt, wenn der Verformungsmodul des Betons höher als jener des Untergrundes ist.

Am deutlichsten wird diese Aussage veranschaulicht, wenn man die Ergebnisse der statischen Berechnung für den Ausführungsentwurf aus dem Jahre 1976 jenen einer Nachrechnung aus dem Jahre 1983 gegenüberstellt. Bei dem seinerzeit angenommenen Modulverhältnis von $E_B : E_F = 23/18 = 1,25$ errechneten sich 1976 am wasserseitigen Sperrfuß Zugspannungen von $\sigma_z = 1,5 \text{ N/mm}^2$. Auf Grund zahlreicher Beobachtungen und Messungen mußte nachträglich festgestellt werden, daß das tatsächliche Modulverhältnis im heutigen Ribbereich gerade umgekehrt war und $E_B : E_F = 18/23 = 0,77$ beträgt. Die Zugspannungen verdoppelten sich durch die unterschiedliche Untergrundnachgiebigkeit sowie die stärkere Einspannung auf $\sigma_z = 3,0 \text{ N/mm}^2$ (Abb. 7).

Bei der Bogenmauer Kölnbrein dürften sich hier zwei gegenläufige Tendenzen überlagert haben. Im Bereich des massigen Granitgneises war es zu keiner Abminderung des in den Versuchen ermittelten Verformungsmoduls gekommen, während normalerweise der Verformungsmodul des Gebirges eher niedriger als der in Versuchen ermittelte liegt. Andererseits wurden fünf Jahre nach der Betonierung an Bohrkernen aus dem Beton der unteren Mauerhälfte die gleichen Verformungsmoduln wie im Alter von 56 Tagen festgestellt. Die Bohrkern wiesen jedoch demgegenüber den normalen, erwarteten Festigkeitszuwachs auf. Damit standen niedrigeren Verformungsmoduln des Betons bereichsweise höhere Verformungsmoduln des Untergrundes gegenüber, wodurch sich das Verhältnis der beiden Moduln stark änderte.

Die Berechnung täuschte daher einen steiferen Sperrkörper vor, als er der Wirklichkeit entsprach. Die Sperre mußte sich unter der Wasserlast stärker verformen als laut Berechnung. Die E-Moduln des Felsuntergrundes waren aber in ihrer Größenordnung relativ gut erfaßt und der Fels machte die unter der Lastwirkung der Sperre aufgezungenen Verformungen nicht mit. Es kam daher zu einer Behinderung der Verformungen der Sperre und somit zu zusätzlichen Zwängsspannungen im Auflagerbereich. Ab dem Zeitpunkt, wo diese Spannungen die Festigkeiten überschritten, bildeten sich Risse, teilweise im Sperrbeton an der steifen rechten Flanke, teilweise im Felsuntergrund gegen die nachgiebige linke Flanke. Maßgebend für die Ribbildung dürfte die Kraftübertragung vom Mauerkörper in den Felsuntergrund sein. Für annähernd zentrische Druckkräfte, also bei relativ geringen Einspannmomenten, wie dies etwa im oberen Flankenbereich gegeben ist, kann ein steifer Fels als ideal angesehen werden, da die geringe Nachgiebigkeit der Widerlager eine Erhöhung der Steifigkeit der Bogen bewirkt. Ein nachgiebiger Fels würde hingegen zu einer Streckung des Bogens und damit zu einer Verminderung der Gewölbewirkung führen (Abb. 8).

Für stark exzentrische Druckkräfte, also bei relativ großen Einspannmomenten, wie dies im allgemeinen im Talbereich gegeben ist, wäre der Idealfall in der Kontinuität der Verformungen von Mauerkörper und Untergrund, also ein ausreichend nachgiebiger Untergrund. Vernachlässigt man zunächst Kraftumlagerungen bei Änderung der Steifigkeitsverhältnisse, so sind die Verschiebungen an der Aufstandsfläche primär durch die Verformbarkeit des Untergrundes bestimmt; die Verdrehungen hingegen ergeben sich vor allem aus der Mauerform und Mauerstärke und müssen bei zu kleinen Setzungen des luftseitigen Mauerfußes zufolge eines steifen Untergrundes zu Hebungen des wasserseitigen Mauerfußes führen, die nach Überschreiten der Zugfestigkeit ein Öffnen von Klüften im Fels oder Risse im Beton zur Folge haben. Verstärkt wird diese Tendenz durch das Eindringen von Wasser und den Aufbau hoher Wasserdrücke in Klüften oder Rissen.

geschlossen werden, daß durch Relaxation nicht völlig abgebaute Eigenspannungen infolge Abkühlung des Betons während und nach der Erhärtungsphase das Zugspannungsfeld weiter vergrößert haben.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Bei der nach den üblichen Projektierungsgrundsätzen errichteten 200 m hohen Bogenmauer Kölnbrein traten ab Überschreiten einer Stauhöhe von etwa 80% Schwierigkeiten auf, die im wesentlichen durch die an sich bekannten Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuß begründet waren.

Dank der eingehenden Überwachung konnte durch rechtzeitig eingeleitete Maßnahmen der Staubetrieb ohne gravierende Einschränkungen (95% durchschnittlicher Speicherfüllungsgrad) aufrechterhalten werden.

Während sich die Membranschale im mittleren und oberen Sperrenbereich in einem einwandfreien Zustand befindet, steht im Aufstandsbereich die Verformung des Mauerkörpers nicht in Einklang mit den Verformungsmöglichkeiten des Untergrundes. Die eingehende Analyse der umfangreichen Messungen sowie rechnerische Studien ergaben ein rasches Anwachsen der vertikalen Zugspannungen am wasserseitigen Sperrenfuß, wenn der Verformungsmodul des Untergrundes jenen des Betons überschreitet. Das Verhältnis dieser Moduln beeinflußt entscheidend den Spannungszustand im Bereich der Aufstandsfläche, jedoch kaum den der übrigen Membranschale. In Zukunft sollte für den aufstandsnahen Bereich immer eine Grenzwertuntersuchung unter Annahme von ungünstigen Werten vorgenommen werden.

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

F I N G E R W. e t a l

The development of the Kölnbrein arch dam project
ICOLD 1976, Q. 46, R. 27

H A U T Z E N B E R G H.

Automatic supervision of Kölnbrein arch dam
ICOLD 1979, Q. 49, R. 18

K O V A R I K.

Detection and monitoring of structural deficiencies in the rock foundation of large dams, ICOLD 1985, Q. 56, R. 36

L E U E N B E R G E R J.

The foundation deformation of long span arch dams and their influence on seepage, demonstrated at Santa Maria dam, ICOLD 1976, Q. 45, R. 44

L O N D E P.

Rock mechanics and dam foundation design
ICOLD Publication 1973

L U D E S C H E R H.

A modern instrumentation for the surveillance of the stability of the Kölnbrein dam
ICOLD 1985, Q. 56, R. 42

M A G N E T E.

Gründungsprobleme der Gewölbemauer Kölnbrein
ISRM 1974, Vol. II B, S. 902 ff

R O C H A M.

Statement of the physical problem of the arch dam
Theory of arch dams, Southampton 1964

W I D M A N N R.

Mass concrete of the Kölnbrein arch dam
World dams today 1977, S. 102 - 108

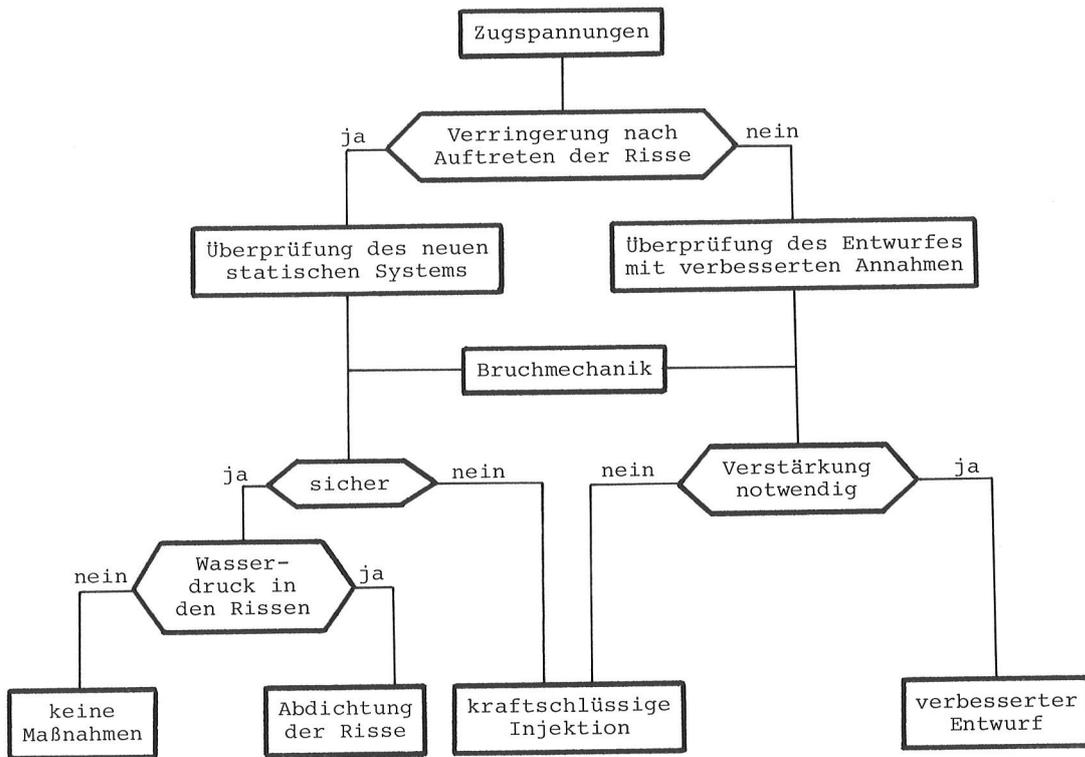
Zeit	zufolge			Ort		
	Belastung	besondere Verhältnisse		Richtung	Beginn	
während des Baues	Zwängung	innere Temperaturunterschiede	junger Beton		vertikal	Betonoberfläche
		Schwinden	erhärteter Beton		steil	Felsoberfläche
	Belastung	Eigengewicht			unbestimmt	
		Vorspannung	Injektion hydraulische Pressen	vertikale Blockfugen	horizontal	luftseitige Oberfläche
während des Betriebes	Zwängung	extreme äußere Temperaturen	Volumsänderungen des Betons		unbestimmt	
		chemische Einflüsse				
	Belastung	Wasserlast	Verformungen des Sperrkörper	horizontal		am wasserseitigen Sperrfuß
			Verformungen der Talflanken	vertikal		luftseitige Oberfläche
			örtliche Felsverformungen	steil		Felsoberfläche
Unstetigkeiten an der Aufstandsfläche						
Erdbeben			unbestimmt			

Tab. 1, Risse in Staumauern

Die Bewertung der Risse wird zunächst deren weitere Entwicklung nach der Entstehung berücksichtigen müssen. Wenn sich die Risse wieder schließen, weil sich zum Beispiel die extremen Betontemperaturdifferenzen wieder ausgeglichen haben und das statische System nicht verändert wurde, werden im allgemeinen die Risse kaum von Bedeutung und auch keine besonderen Maßnahmen erforderlich sein, wenn während des Aufstaus kein Wasser eindringen kann. Sind jedoch die Risse an der Wasserseite der Sperre, muß für eine entsprechende Abdichtung gesorgt werden.

Schließen sich die Risse hingegen nicht durch den späteren Entfall der Rißursache oder ergibt sich durch die Risse eine Änderung des statischen Systems, so wird eine Neuberechnung der Betonmauer unter Einbeziehung des neuen statischen Systems mit Berücksichtigung der Rißursachen erforderlich. In diesem Fall sind verbesserte Annahmen für den Verformungsmodul von Beton oder Fels (letzterer kann entlang der Aufstandsfläche stark unterschiedlich sein), aber auch höhere Lastannahmen, zum Beispiel bei Erdbeben oder der volle Wasserdruck in den Rissen, in die Berechnung einzuführen. Diese Berechnungen sollten auch die in Entwicklung begriffenen Verfahren der Bruchmechanik einbeziehen, die über die Möglichkeit einer Rißfortpflanzung Aufschluß geben können.

Ergibt sich aus diesen Untersuchungen, daß eine Verstärkung der Mauer nicht notwendig ist, wird es genügen, die Risse kraftschlüssig zu injizieren. Erweist sich jedoch eine Verstärkung der Mauer als notwendig, so ist ein neues Projekt für die erforderlichen Maßnahmen auszuarbeiten, das die in der Zwischenzeit gewonnenen Erfahrungen und Er-



Tab. 2, Bewertung von Rissen

kenntnisse berücksichtigt.

Für die Wahl des Verfahrens zur Sanierung von Rissen wird zu unterscheiden sein, ob die Risse ihre Öffnungsweite während des Staubetriebes verändern oder nicht und ob sie von der Betonoberfläche ausgehen oder im Inneren des Betonkörpers bleiben.

Ort		an der Betonoberfläche		im Inneren des Betonblockes		
Rißweite		konstant	zeitabhängig	konstant		zeitabhängig
Sanierung	Zweck	Wasserdichtigkeit		Übertragung von Kräften	Wasserdichtigkeit	
	Verfahren	Abdichtung an der Oberfläche		Injektion		
	Material Eigenschaften	wie Beton	elastische Folie oder Beschichtung	Kunstharzmörtel mit hoher Haftfestigkeit	wie Beton	elastische Injektion mit hoher Haftfestigkeit
	Art	Mörtel	Hypalon Neoprene Polyester	Epoxy	Zement	Polyurethan

Tab. 3, Sanierung von Rissen im Beton

Für die Abdichtung an der Betonoberfläche bei gleichbleibender Öffnungsweite muß ein Material ausreichender Haftfestigkeit mit ähnlichen Verformungseigenschaften wie der

Kraftwerk	Untergrund	Auftriebsentlastungsanlagen			Dichtungsschirm	
		KH	W	S	Injektions-	Schlitzwand
J	Kristalliner Schiefer und Mylonite	x	x	-	-	-
A	Granit	x	x	-	x	-
O-W	Schlier, dicht	x	x	-	-	-
AbA	Schlier, dicht	x	x	-	-	-
W-M	Schlier, dicht	x	x	-	-	-
Y-P	Kristalliner Schiefer und Ganggesteine	x	x	x	x	-
M	Tertiäre Sande und Granulite (Grundgeb.)	-	-	-	-	x
AW	Schlier, sandig	-	-	-	-	x
G	Flysch	-	-	-	-	-

Tab. 1 - Übersicht über Untergrund, Dichtungsschirm und Auftriebsentlastungsanlagen

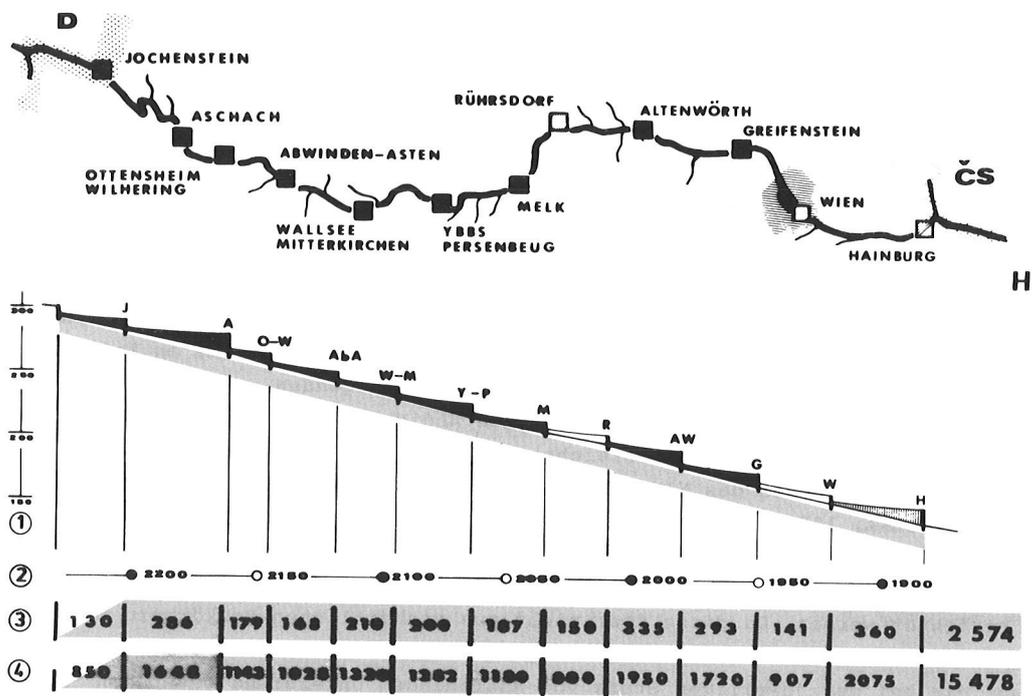


Abb. 1 - Stufenplan der österreichischen Donau

- (1) Meereshöhe in m ü. A.
- (2) Stromkilometer ab Mündung
- (3) Leistung in MW
- (4) Regelarbeitsvermögen in GWh

Kraftwerk	Linkes Ufer		Rechtes Ufer	
	Anschluß Berghang	Anschluß Uferdamm	Anschluß Berghang	Anschluß Uferdamm
J	Senkkastenwand	-	Stollen u. bergmännisch hergestellte Schlitzwand	-
A	Ufermauer (Beton)	-	Spundwand u. Fenster-Injektion	-
O-W	-	Schmalwand u. Folie	-	Schmalwand u. Folie
AbA	-	Schmalwand u. Folie	-	Schmalwand u. Folie
W-M	-	Spundwand	-	Spundwand
Y-P	Ufermauer (Beton)	-	Injektion, ersetzt durch Schlitzwand	-
M	-	Schmalwand u. Folie	-	Schmalwand u. Folie
AW	-	Schmalwand u. Folie	-	Schmalwand u. Folie
G	-	Schmalwand u. Folie	-	Schmalwand u. Folie

Tab. 2 - Seitlicher Anschluß der Stauwerke (Umströmung)

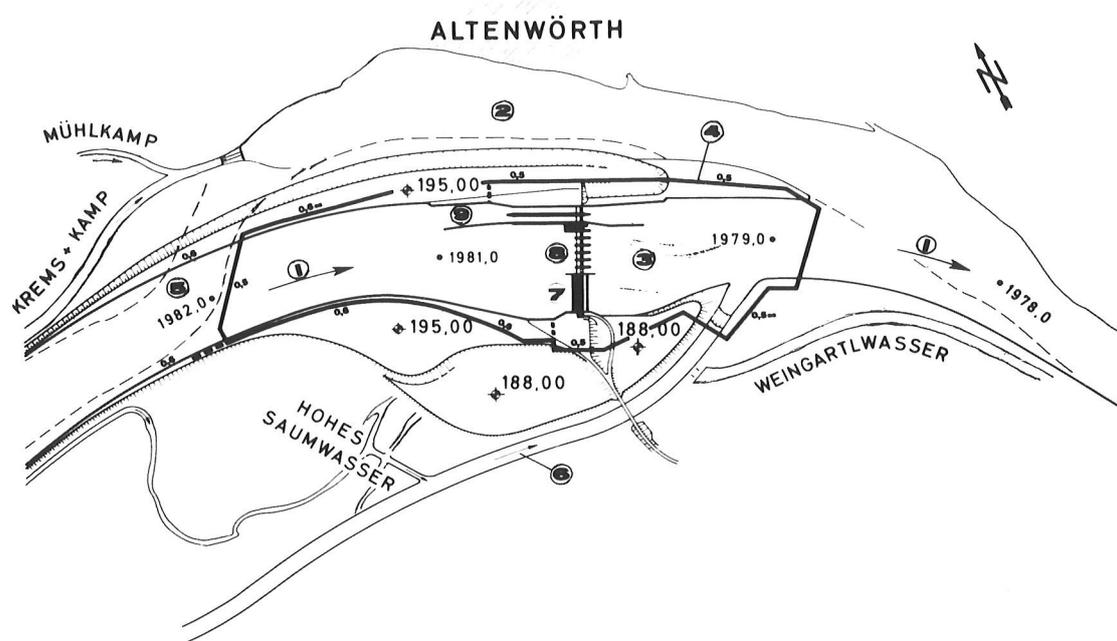


Abb. 2 - Kraftwerk Altenwörth - Lageplan

- | | |
|--|--|
| (1) Donauström | (5) Donauabriegelungsdamm |
| (2) Donaualtarm | (6) Umleitungsgerinne des Traisenflusses |
| (3) Baugrube | (7) Krafthaus |
| (4) Baugrubenumschließung (Fangedamm mit Schmalwand u. Foliendichtung) | (8) Wehr |
| | (9) Doppelschleuse |

2. HAUPTTEIL

2.1. Drainagen

Bei der Projektierung und bei den Überlegungen über die Standsicherheit der einzelnen Bauwerksteile der Stauanlagen wurde grundsätzlich angenommen, daß bei der Standsicherheits-Berechnung der linear vom Oberwasser zum Unterwasser abfallende Sohlenwasserdruck zugelassen wird. Bei Trockenlegung der meist wannenförmig ausgebildeten Bauwerksteile zu Reparaturzwecken vermindert sich die Wasserauflast. Spezielle Drainagen, genannt Auftriebsentlastungsanlagen, vermindern dann den Auftrieb auf einem Teil der Bauwerkssohle soweit, daß auch in diesen Fällen die Standsicherheit gewährleistet ist (PARTL, 1977).

2.2. Meßeinrichtungen

Um die Wirksamkeit dieser Drainagen überprüfen zu können, wurden verschiedene Beobachtungssysteme eingebaut; u. a. ermöglichen es Sammelglocken (Abb. 3), d. s. zwischen den Drainagen an der Bauwerkssohle angelegte Wasserfassungen, den Sohlenwasserdruck an so vielen Punkten der Bauwerksaufstandsfläche zu messen, daß man in der Lage ist, sich einen Überblick über seinen Verlauf im gesamten Gründungsareal zu verschaffen. Im Reparaturfall kann so auch die erforderliche Abminderung des Auftriebes kontrolliert werden (Tab. 3).

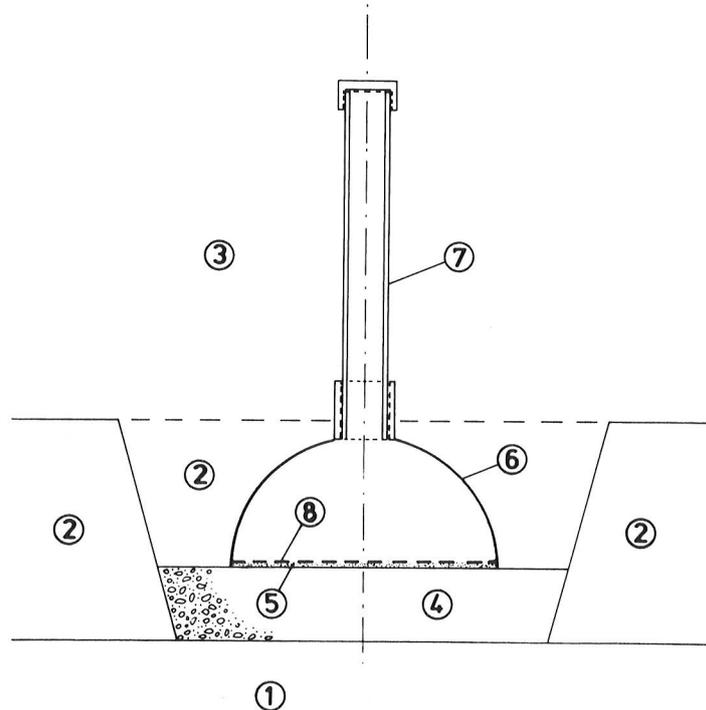


Abb. 3 - Sohlenwasserdruck-Meßstelle

- | | |
|--|-------------------|
| (1) Untergrund | (5) Filtervlies |
| (2) Schutzbeton | (6) Sammelglocke |
| (3) Bauwerksbeton | (7) Meßleitung 2" |
| (4) Filterkies (\varnothing 1 - 2 mm) | (8) Gitterrost |

S t u f e	Sohlenwasser- druck	Sickerwasser- menge	Baugrunddeformation	
			Pegel	Geodätische Beobachtungen
Jochenstein	wird beobachtet		-	Feinnivellement Wehrpfeiler
Ybbs-Persenbeug	107	75	-	Präzisionsnivellement
Aschach	109	101	-	Präzisionsnivellement
Wallsee-Mitterkirchen	124	31	17	Präzisionsnivellement, Alignement
Ottensheim-Wilhering	144	66	30	Präzisionsnivellement im Kontrollgang
Altenwörth	140	10	37	Präzisionsnivellement im Kontrollgang
Abwinden-Asten	111	7	19	Präzisionsnivellement im Kontrollgang
Melk	108	15	15	Präzisionsnivellement im Kontrollgang
Greifenstein	129	60	15	Präzisionsnivellement im Kontrollgang

Tab. 3 - Art und Anzahl der Beobachtungseinrichtungen 1984

In allen Staustufen sind Kontrollgänge angeordnet. Sie dienen zur direkten visuellen Kontrolle der Sickerwässer aus den Bauwerksfugen. Hier befinden sich auch die Beobachtungsstellen (Manometerstationen) für den Sohlenwasserdruck. Schließlich würden sie auch im Bedarfsfall die nachträgliche Herstellung eines Dichtungsschirmes oder die Verbesserung eines vorhandenen ermöglichen.

2.3. Dichtungsschirme

Die Sickerung unter dem Bauwerk hindurch verdient speziell dann besondere Beachtung, wenn im Baugrund erosionsempfindliche oder feinteilhaltige Bodenschichten vorkommen. Dies ist aber nicht bei allen neun bereits in Betrieb stehenden Kraftwerken der Fall.

Dichtungsschirme mußten nur bei vier Stufen angeordnet werden (Tab. 1). Die Kraftwerke Ybbs-Persenbeug und Aschach (Lit. 3 u. 4) benötigten wegen ihrer Fundierung im kristallinen Grundgebirge, welches auf der Baustelle mittlere bis starke Klüftung aufwies, und auch wegen der durch die Aushubsprengungen entstandenen Auflockerungszonen, Injektionsschirme. Altenwörth und Melk hingegen sind in Tertiärsedimenten gegründet, weshalb eine Untergrunddichtung in Form einer Schlitzwand, die auch die innere Erosion verhindert, ausgeführt wurde. Über letztere sei anschließend berichtet.

2.3.1 Kraftwerk Altenwörth (NEIGER, 1974)

Bedingt durch die Gründung in miozänen Sand- und Schluffschichten mit stark wechselnder Durchlässigkeit wurde zur Verlängerung des Sickerweges unter der gesamten Staustufe eine 10 bis 17 m tiefe Schlitzwand aus unbewehrtem Beton ausgeführt. Da man sie wegen der zu erwartenden größeren und ungleichmäßigen Setzungen des Bauwerkes nicht starr mit diesem verbinden wollte, wurde die in Abb. 4 gezeigte Lösung gewählt.

Zwischen dem Schlitzwandkopf und dem Bauwerksbeton ist eine Leiste aus dauerplastischem Asphalt eingeschaltet, die Bewegungen aufnehmen kann. Ein Einkornbeton- und

ein Sandfilter führen allfällige Sickerwässer ab. Unmittelbar dahinter wurden Meßgeräte eingebaut, die die geforderte Herabsetzung des Auftriebes auf höchstens 60 % kontrollieren. Dieser Grenzwert wurde bisher noch niemals überschritten (Abb. 5a u. 5b).

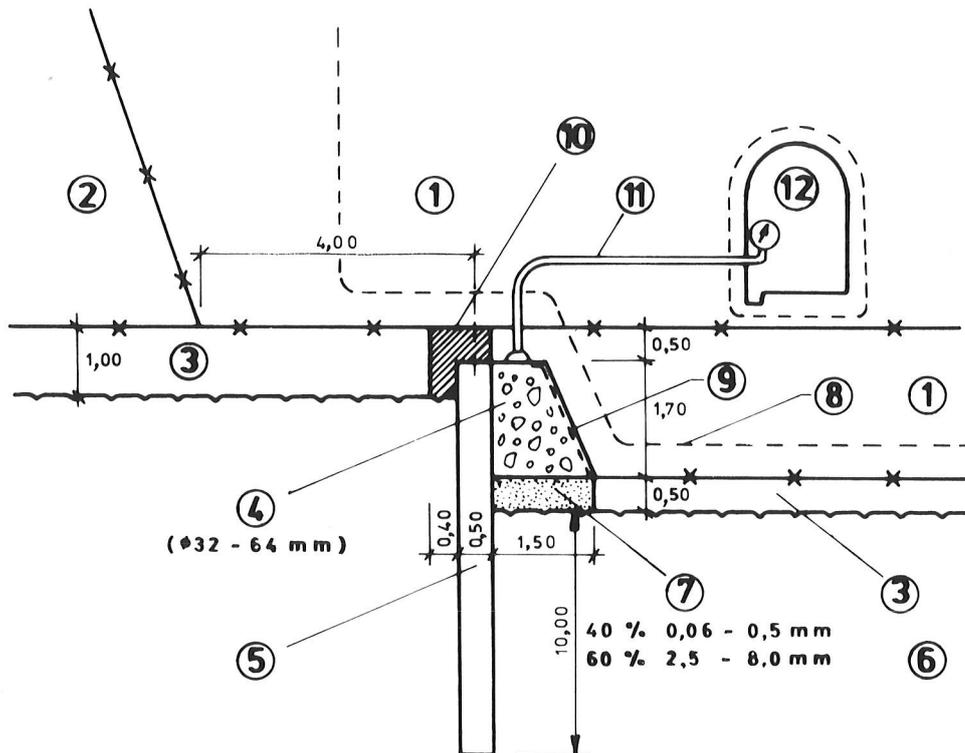


Abb. 4 - Kraftwerk Altenwörth - Anschluß der Schlitzwand an das Bauwerk

- | | |
|--|-------------------------------|
| (1) Bauwerksbeton | (7) Filterschicht (Sand) |
| (2) Stützblock | (8) Fugenband (PVC) |
| (3) Schutzbeton | (9) Plastikfolie (PVC) |
| (4) Einkornbeton | (10) Asphaltleiste |
| (5) Schlitzwand, unbewehrt | (11) Meßleitung und Manometer |
| (6) Untergrund (miozäne Sandschichten) | (12) Kontrollgang |

2.3.2 - Kraftwerk Melk (WAGNER, 1982)

Diese Stufe mußte ebenfalls vorwiegend in tertiären Sanden gegründet werden, z. T. aber auch noch in stark verwittertem Grundgebirge (Abb. 6). Auch hier war eine Schlitzwand zur Verlängerung des Sickerweges und Verhinderung der inneren Erosion notwendig. Aus wirtschaftlichen Erwägungen wurde sie teils als offener, ausbetonierter Baggerschlitz, teils als echte Schlitzwand hergestellt.

Die über die gesamte Bauwerksaufstandsfläche nach statistischen Grundsätzen verteilten Meßstellen (Sammelglocken - Abb. 3) zeigen bisher noch keinen über die Rechnung hinausgehenden Sohlenwasserdruck an (Abb. 7a - Krafthausquerschnitt u. 7b - Wehrquerschnitt mit eingezeichnetem Sohlenwasserdruckverlauf).

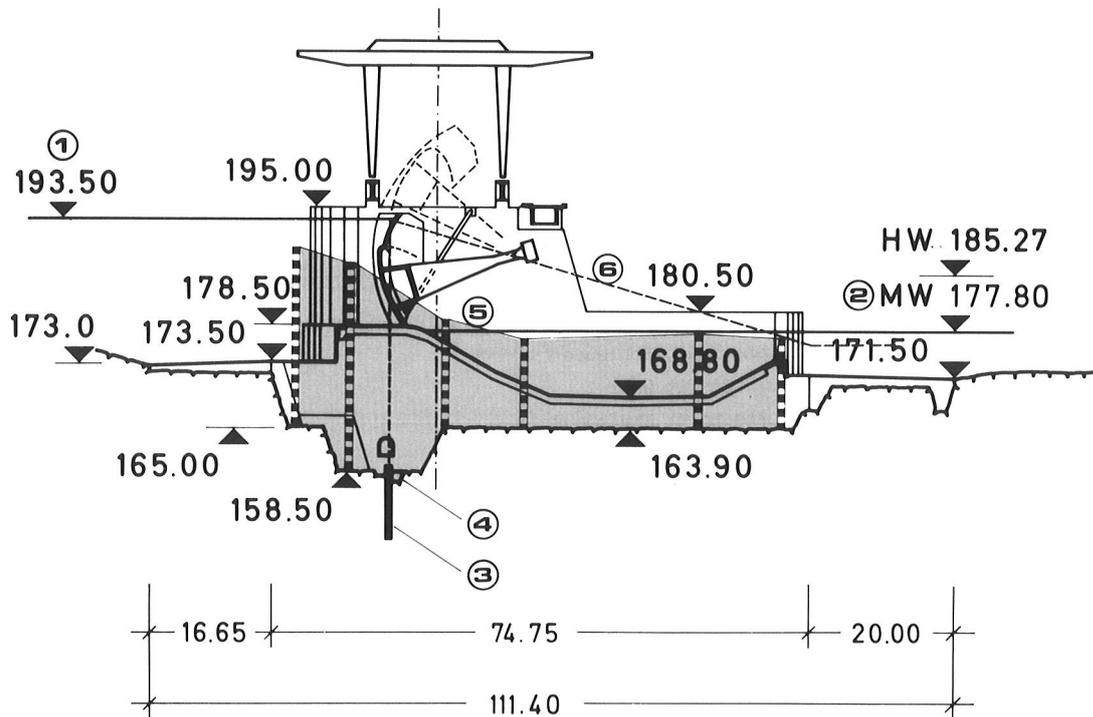
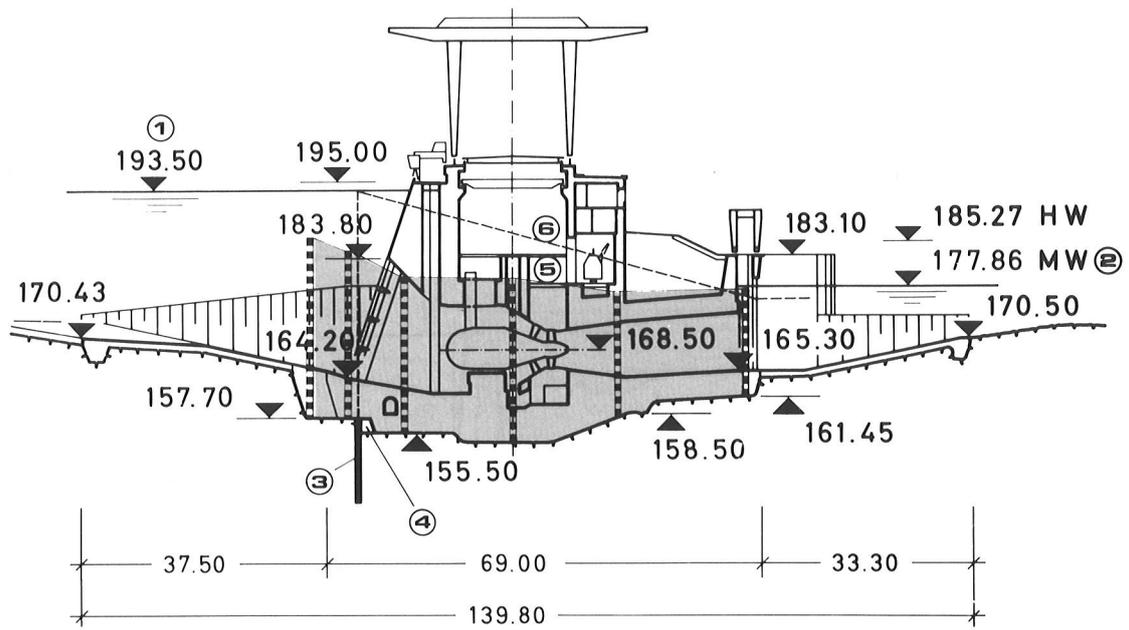


Abb. 5a u. 5b - Kraftwerk Altenwörth - Krafthaus- und Wehrquerschnitt

- (1) Stauziel
- (2) Mittlerer Unterwasserspiegel
- (3) Schlitzwand
- (4) Drainage (Abb. 4)
- (5) Sohlenwasserdruckhöhe, gemessen
- (6) Sohlenwasserdruckhöhe, gerechnet

2.4. Instandhaltung der Anlagen

2.4.1 Drainagen (Lit. 3 u. 4)

Während Dichtungsschirme im allgemeinen wartungsfrei sind, müssen die Auftriebsentlastungsanlagen immer wieder auf ihre Funktionsfähigkeit kontrolliert werden. Die Drainagekanäle wurden spülbar ausgebildet. Eine visuelle Kontrolle der Wirksamkeit dieses Verfahrens ist aber nur möglich, wenn im Zuge von Reparaturarbeiten (Revisionen) die Turbinensaugrohre oder die Wehrtosbecken trockengelegt sind. Bei den ersteren geschieht dies regelmäßig im Abstand von zwei Jahren, bei den letzteren nach etwa 10 bis 15 Jahren. Die Erfahrung hat gezeigt, daß mit diesen periodisch durchgeführten Maßnahmen die Anlagen funktionstüchtig erhalten werden können.

2.4.2 Injektionsschirme

Alle Kontrollgänge sind so ausreichend dimensioniert, daß die Möglichkeit besteht, Injektionsschirme zu verstärken oder nachträglich auszuführen. Bei der Stufe Greifenstein ist derzeit noch kein Injektionsschirm ausgeführt worden. Die für die Bohrungen notwendigen Führungsrohre wurden aber in der Sohle des Kontrollganges bereits vorgesehen (Abb. 8a u. 8b), (NEIGER, 1983).

Ein Sonderfall ergab sich bei der Stufe Ybbs-Persenbeug, wo der Injektionsschirm im Bereich des Südkraftwerkes von der Einlaufsohle aus abgeteuft worden war.

2.5. Baugrunddeformation

2.5.1 Setzung und Hebung

Bei den Stufen Ybbs-Persenbeug und Aschach wurden nur geodätische Setzungsbeobachtungen einzelner Bauwerksteile während der Bauzeit durchgeführt.

Auf Grund der Erfahrungen beim Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen wurden bei den folgenden Stufen auch Setzungspegel im voraus im Augelände der späteren Baustelle errichtet. Es war dadurch möglich, die Reaktion des tieferen Untergrundes auf die Entlastung durch den Aushub zu erfassen. Diese Pegel wurden so angelegt, daß sie nach Fertigstellung des Aushubes in den Kontrollgang eingeführt werden konnten.

Die größte Hebung des Baugrundes wurde beim Kraftwerk Altenwörth mit 122 mm gemessen (Abb. 9).

Zusätzlich wurden in 50 m tiefen Bohrlöchern Fixpunkte für die geodätische Vermessung installiert. Die Tiefe ergab sich auf Grund geologischer und grundbaumechanischer Überlegungen. Fallweise geodätische Kontrollen haben ergeben, daß diese Tiefe ausreichend ist.

Ferner wurden auch an bestimmten Stellen mehrere, aber verschieden lange Pegel, sog. Differenzsetzpegel, eingebaut, um eine Abschätzung bzw. Messung der Deformation des Baugrundes in verschiedenen tiefen Schichten nachzuweisen.

2.5.2 Horizontalverschiebung

Bei den Stufen Ottensheim-Wilhering, Altenwörth und Abwinden-Asten wurden auch waagrecht liegende Verschiebungspegel eingebaut, um zu erkennen, ob und wie weit während des Aufstaus durch den Wasserdruck Bauwerksverschiebungen auftreten. Diese Geräte zeigten überraschend geringe Werte an, sie lagen überall durchwegs unter 1 mm.

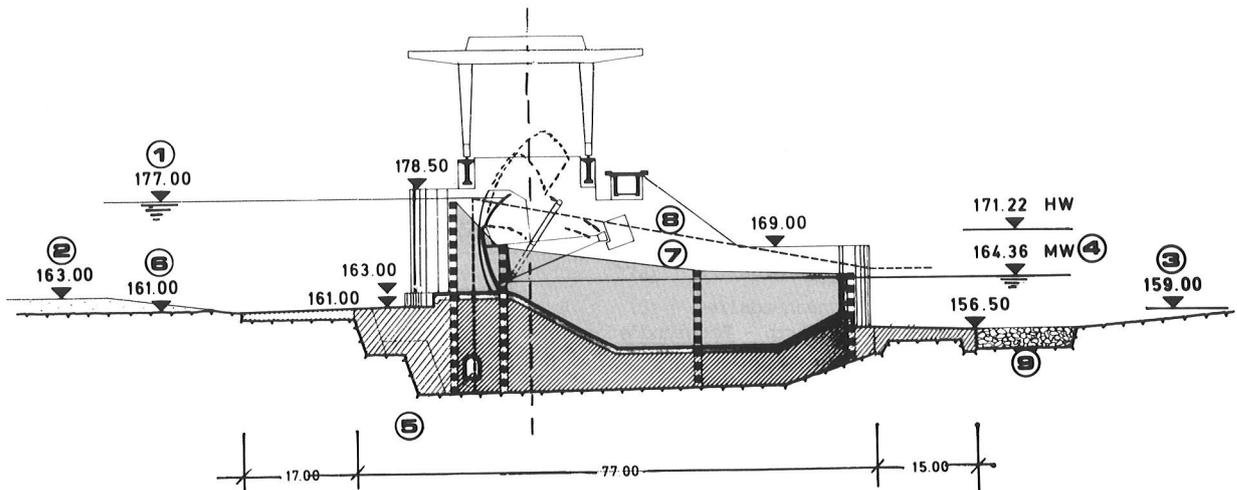
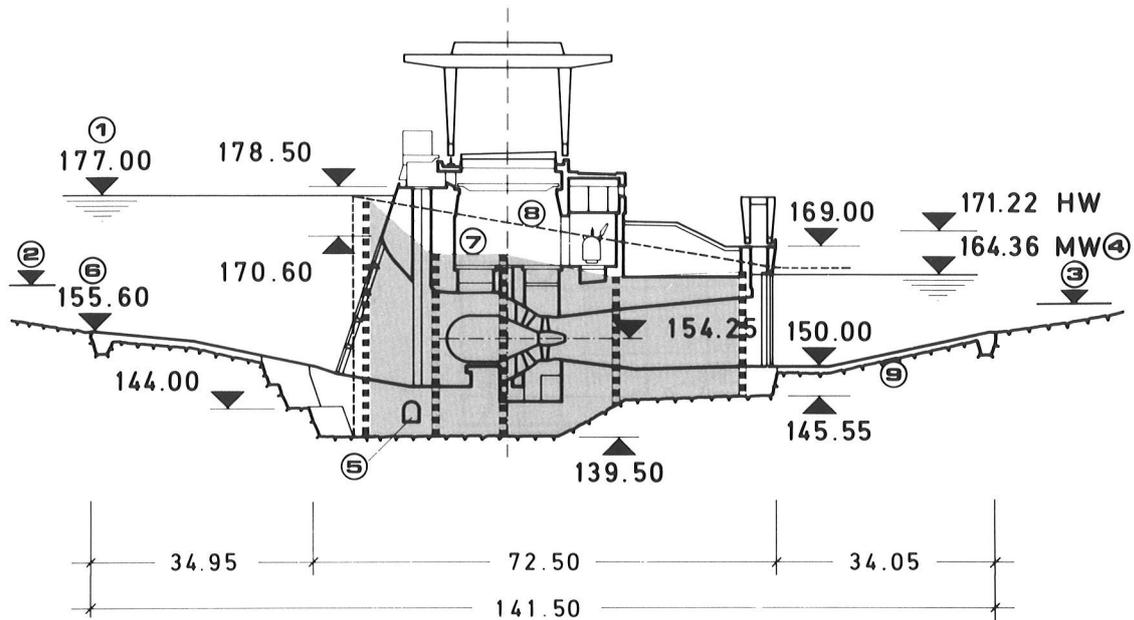


Abb. 8a u. 8b - Kraftwerk Greifenstein - Krafthaus- und Wehrquerschnitt

- (1) Stauziel
- (2) Durchstichsohle im Oberwasser
- (3) Durchstichsohle im Unterwasser
- (4) Mittlere Unterwasserhöhe
- (5) Kontrollgang
- (6) Oberkante Flysch (Sandstein)
- (7) Sohlenwasserdruck-Höhe, gemessen
- (8) Sohlenwasserdruck-Höhe, gerechnet
- (9) Kolkschutz (im Krafthaus-Unterwasser: Beton)
(im Unterwasser des Wehres: Grobstein-Schichtung)

LITERATUR

- (1) GRENGG, H.: Talsperrenstatistik Österreichs - 1971;
Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs; Heft 19; 1971; Wien.
- (2) KOBILKA, J. G. u. GRASSINGER, H.: "Rückstau- und Fangedämme der Laufkraftwerke
an der österreichischen Donau" in der
Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs; Heft 26, S. 139;
1982; Wien.
- (3) BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND ELEKTRIZITÄTSWIRTSCHAFT: Österreichische
Kraftwerke in Einzeldarstellung; Folge 34; 1964; Wien
"Das Donaukraftwerk Ybbs-Persenbeug".
- (4) ÖZE-SONDERDRUCKE - Mai 1962 und Juli 1964: "Das Donaukraftwerk Aschach"
- (5) NEIGER, F.: "Das Donaukraftwerk Altenwörth"; Österreichische Wasserwirtschaft
Nr. 5/6; 1974.
- (6) NEIGER, F.: "Das Donaukraftwerk Greifenstein"; Österreichische Wasserwirtschaft
Nr. 5/6; 1983.
- (7) PARTL, R.: Statistik der österreichischen Talsperren und Flußkraftwerke; 1977;
Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs; Heft 24; 1977; Wien
- (8) WAGNER, R.: "Die Donaustufe Melk - Probleme bei der Bauabwicklung";
Energiewirtschaft 53; S. 15; 1982; Wien.

15. TALSPERRENKONGRESS
IN LAUSANNE 1985

DIE UNTERGRUNDDICHTUNG DER BOGENMAUER SCHLEGEIS

Ing. W. TISCHLER
Obering. J. SCHLOSSER

1. EINLEITUNG

Mit der Bogenmauer Schlegeis wurde in den Jahren 1967 bis 1971 ein Jahresspeicher mit einem Energieinhalt von 306 GWh für die Kraftwerksgruppe Zemm-Ziller geschaffen. Die Hauptdaten der Bogenmauer sind der folgenden Zusammenstellung zu entnehmen:

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

Die Bogenmauer ist auf einem ziemlich einheitlichen Zweiglimmergneis gegründet, dessen Schieferungsebene etwa parallel zur rechten Sperrenflanke streicht und steil gegen die Luftseite einfällt. Der Gneis ist in großen Abständen von dunklen, weichen Einschaltungen bis zu mehreren Dezimetern Stärke aus Biotitglimmer durchzogen, die in der Schieferungsebene liegen. Für die Erfassung der Felseigenschaften wurden umfangreiche in situ- und Laborversuche durchgeführt.

Die Bogenmauer wurde nach dem Lastaufteilungsverfahren unter Berücksichtigung der horizontalen, radialen und tangentialen Verschiebungen und der Verdrehungen um die vertikale Achse mit fünf horizontalen und neun vertikalen Traglamellen berechnet. Die Sohlwasserdrücke wurden für die Berechnung mit etwa 25% am wasserseitigen Mauerfuß und auf 0 zur Luftseite hin fallend berücksichtigt. Unter Annahme eines Verhältnisses der Verformungsmoduln von Beton und Fels von 1,5:1 ergaben sich für den Hauptlastfall "Sommer" die größten Hauptspannungen mit 5,5 N/mm² Druck und 1,0 N/mm² Zug. Eine spätere Berechnung unter Ausschaltung der Zugspannungen an der Aufstandsfläche ergab infolge der Lastumlagerungen in der Gewölbemauerschale nur geringfügig erhöhte Spannungen.

Die Talsperre wurde nach einem Probeton im Jahre 1968 in den Jahren 1969 bis 1971 in 17 bis 20 m breiten Blöcken und 2,45 m hohen Zonen mit den im Talboden des Speicherraumes lagernden, relativ glimmerreichen Gneiszuschlagstoffen betoniert. Als Bindemittel wurde ein Hochofenzement mit etwa 55% Schlackenbeimahlung verwendet. Mit einer minimalen Bindemitteldosierung von 160 kg/m³ für den Kernbeton wurde ein 10%

konnte die Firma Sonderbau den Auftrag zur Herstellung von 150 lfm Schlitz in mehreren Abstauperioden erhalten, wobei als härteste Randbedingungen Garantieverpflichtungen und Bauzeit zu erwähnen sind. Die Bauzeit war deshalb kritisch, da aus technischen Gründen die Arbeiten nur während einer Abstauperiode ausgeführt (im Bereich des niedrigsten Wasserstandes) und aus energiewirtschaftlichen Gründen diese Zeit nicht verlängert werden konnte, sondern sofort wieder der Aufstau beginnen mußte.

In der angemessenen Vorbereitungszeit bis zum Beginn der Arbeiten für die erste Bauperiode wurden folgende Arbeitsvorbereitungen getroffen:

- Bohrgeräte:

Es wurden drei Bohrgeräte der Marke Wirth, Typenreihe B0, für den Einsatz im engen Sohlgang (2 m breit, 2,4 m hoch) umgebaut. Dies geschah durch Trennung des Grundgerätes von der Lafette, die durch Teleskoparme sich spinnenartig am Beton abstützen konnte und durch eine an der Firste angedübelte Schiene die Führung erhielt (Abb. 2). Der Antrieb der Geräte wurde von Diesel- auf Elektrobetrieb umgeändert.

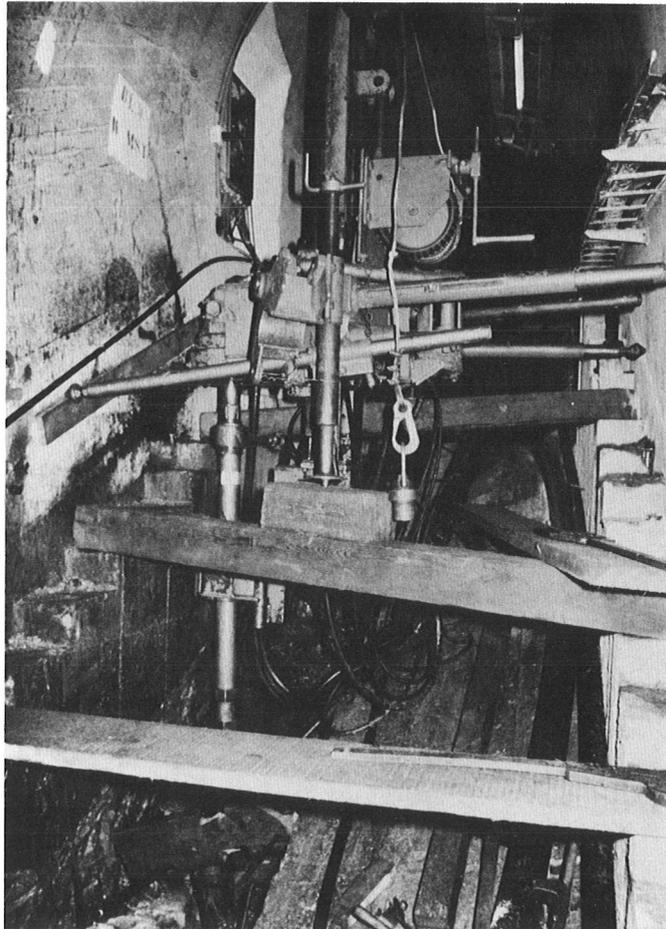


Abb. 2, Bohrarbeit im Kontrollgang

- Druckluftherzeugung:

Am Eingang zum Sohlgang, der durch einen nachträglich hergestellten Frässtollen erfolgte, wurde eine wintersichere Kompressorstation errichtet, die zwei elektro-

betriebene Kompressoren der Marke Atlas-Copco mit einer Leistung von je 21,0 m³/min beinhaltete.

- Bohrsystem - Bohrausrüstung:

Das Bohrsystem war eine der wesentlichen Komponenten in der Reihe der Parameter, die den Erfolg der Schlitzbohrarbeiten garantieren mußten. Als Ausgang dazu wurde eine Imlochhammerbohrung, die vom System her die größte Richtungsgenauigkeit ermöglichte, gewählt. Dazu wurden Imlochhämmer der Marke Steniuck, Type KS 500, modifiziert, indem Führungsschalen und Übergänge zum Führungsgestänge, bestehend aus Doppelinnenwandgestänge, Durchmesser 90 mm, angefertigt wurden. Damit wurde eine wesentliche Forderung der Richtbohrtechnik, nämlich gleiche Durchmesserverhältnisse im Bereich der Bohrlochsohle erfüllt.

Nachdem die Methode der Firma Sonderbau für die Schlitzherstellung durch überschrittene Bohrungen feststand (siehe Beschreibung Probeschlitz), wurden halbmondförmige Führungsrohre angefertigt, die ein Abweichen des Imlochhammers in die bereits fertiggestellte Bohrung verhinderten (Abb. 3). Damit der Ein- und Ausbau dieser Führungsrohre rasch und sicher zu bewerkstelligen war, wurden an der Bohrlafette eine zusätzliche Winde und am Fuß der Lafette eine hydraulische Rohrbewegeeinrichtung angebaut.

Als Bohrkronen gelangten Stiftkronen mit Sechskantschaft und einem Durchmesser von 152 mm von der Firma Diamant zum Einsatz.

BOHRSCHEMA

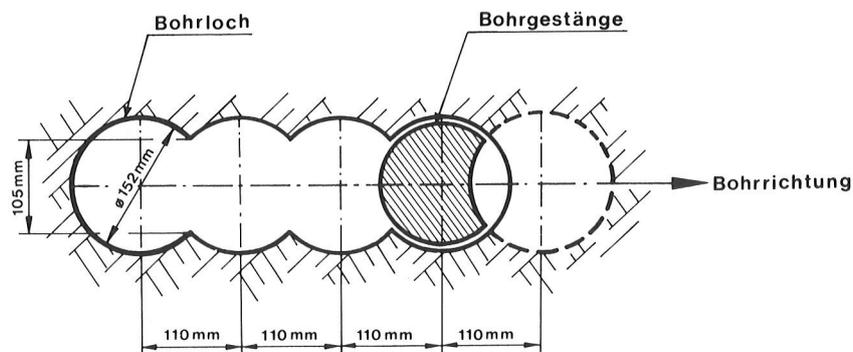


Abb. 3, Bohrschema

- Bohrschema:

Die Schlitzbohrung begann mit einem Pilotloch, Durchmesser 152 mm, das bis zur Endteufe abgebohrt wurde. In diesem Pilotloch wurden die halbmondförmigen Führungsrohre eingebaut. In einem Achsenabstand von 110 mm wurde nun das zweite Bohrloch abgeteuft, wobei die eingebauten Führungsrohre ein Abweichen in das Pilotloch verhinderten. Als das zweite Bohrloch abgeteuft war, wurden die Führungsrohre im Pilotloch hydraulisch verdreht, mittels der Seilwinde gezogen und in das eben fertiggestellte zweite Bohrloch eingebaut. Ab nun wiederholte sich der Vorgang immer wieder, wobei die Schlitzherstellung von rechts nach links erfolgte. Diese Richtung wurde deshalb gewählt, um die durch den Kugellagereffekt zu erwartende Richtungsabweichung zu mindern. Weiters war es möglich, mit den halbmondförmigen Führungsrohren den Schlitzverlauf in horizontaler Richtung zu steuern; dies war des-

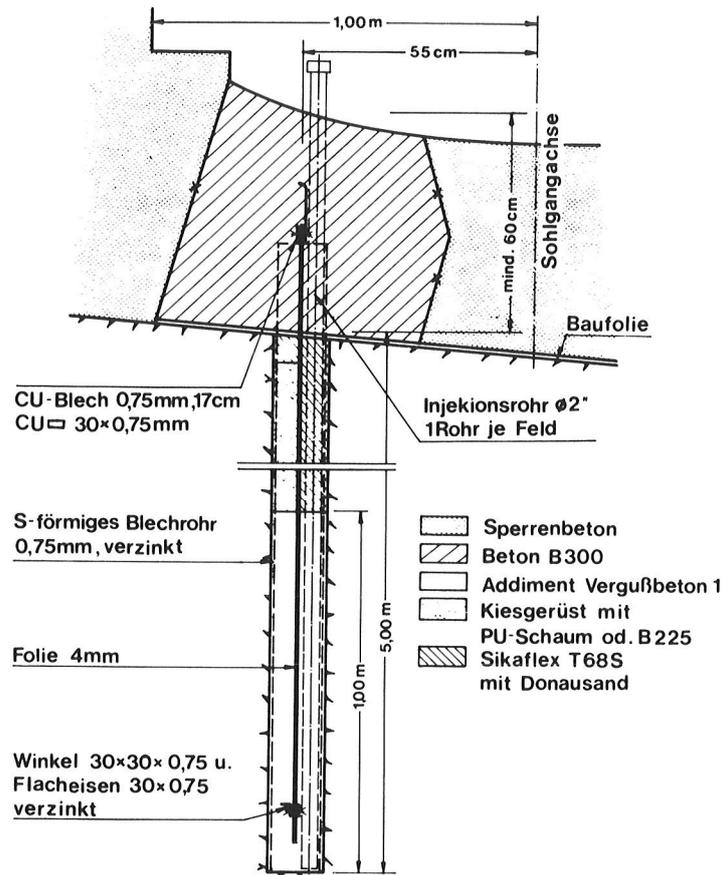


Abb. 5, Vertikalschnitt durch die Dichtwand

Nach Abschluß all dieser Arbeiten wurden vom Sohlgang aus, in Abständen von 3 m zur Luftseite geneigte, 40 m tiefe Dränagen hergestellt.

2.3. Terminlicher Ablauf

Damit der Staubetrieb nicht wesentlich gestört wird, mußten die Arbeiten jeweils in den Wintermonaten ausgeführt werden. Da die Zufahrtsstraße durch viele Lawinestriche bedroht ist, mußte ein Lawinenwarndienst eingerichtet und die Arbeiten auch mehrfach unterbrochen werden. All diese Schwierigkeiten haben dazu geführt, daß im Winter 1980/81 nur in drei Sperrenblöcke der Dichtsclitz eingebaut wurde und in den nächsten Jahren 1981/82 und 1982/83 jeweils vier Sperrenblöcke mit dem Dichtsclitz ausgestattet werden konnten (Abb. 6).

3. ERGEBNIS DER DICHTUNGSMASSNAHMEN

Zur Überprüfung des Untergrundverhaltens der Wasserdurchtritte und der Wasserdrücke im Bereich der Dichtwand war eine Reihe von Meßeinrichtungen in mehreren Blöcken eingebaut worden:

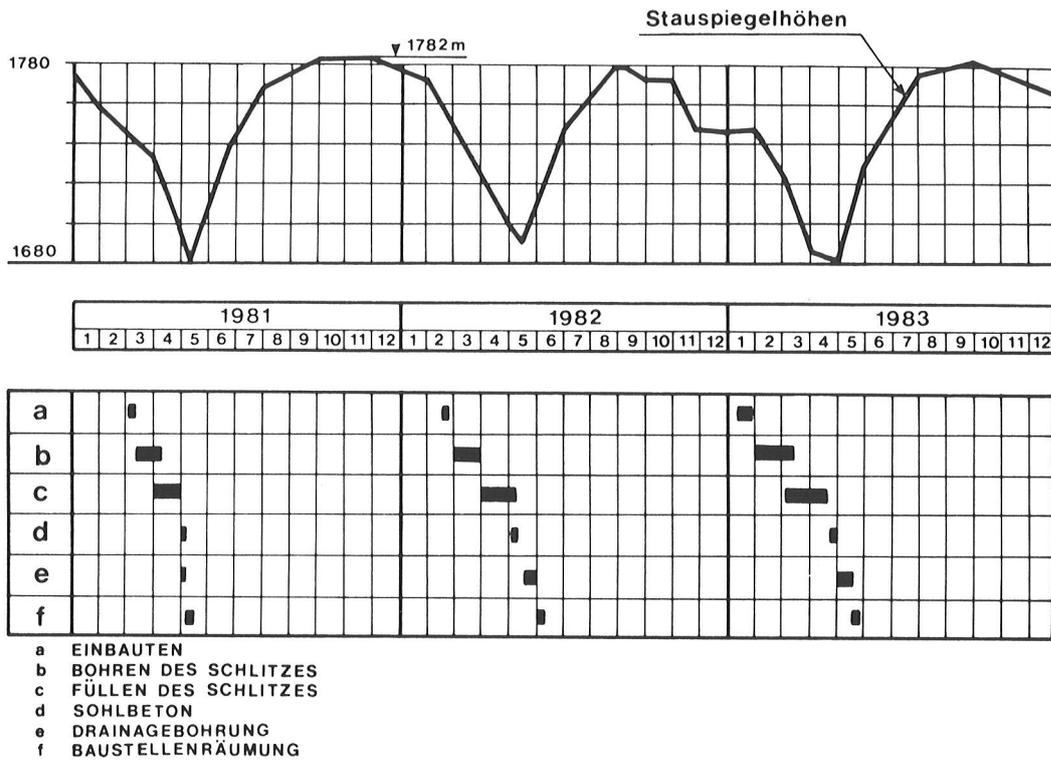


Abb. 6, Bauzeitplan

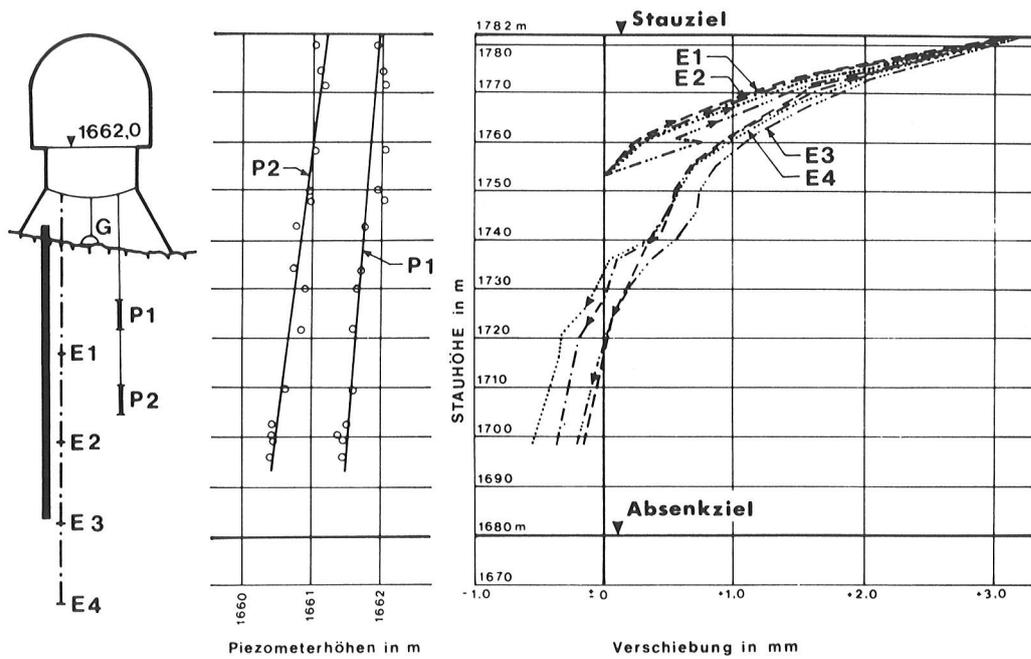


Abb. 7, Messungen nach Fertigstellung der Dichtwand

- Extensometer mit Meßlängen von 2,0 m, 3,5 m, 5,0 m und 6,5 m im Fels,
- Messungen zur Feststellung der Veränderung der Schlitzweite während des Aufstaus,
- Sohlwasserdruckmeßstellen an der Felsoberfläche und Bergwasserdruckmeßstellen in mehreren Tiefen luftseits der Dichtwand,
- Drainagebohrungen im Bereich luftseits der Dichtwand.

Das Ergebnis dieser Messungen bestätigte den vollen Erfolg der getroffenen Maßnahmen. Beim Aufstau 1983 bis zum Vollstau öffneten sich die flachliegenden Klüfte im Fels ausschließlich in den ersten beiden Metern unter der Aufstandsfläche. Die Veränderung der Schlitzweite blieb im Bereich der Meßgenauigkeit von 0,5 bis 1 mm. Die Wasserdurchtritte kamen ausschließlich aus den Drainagebohrungen und erreichten in der 170 m langen Dichtwandstrecke maximal 5 l/s gegenüber maximal 270 l/s in den Vorjahren im gleichen Bereich. Die Sohl- und Bergwasserdrücke hingegen waren praktisch vom Stau unbeeinflusst (Abb. 7).

4. ZUSAMMENFASSUNG

Trotz einwandfreier Herstellung des Injektionsschirmes kam es durch vertikale Zugspannungen am wasserseitigen Sperrenfuß zu einem Aufreißen des Dichtungsschirmes und in der Folge zu erhöhten Wasserdurchtritten zum Sohlgang und zu den Drainagebohrungen. Dank des umfangreichen Meßsystems konnten Ursache und Bereich der Wasserdurchtritte festgestellt werden. Durch Abteufen einer 5 m tiefen, elastischen Dichtwand in drei aufeinanderfolgenden Jahren jeweils bei tiefem Stau konnten die Wasserdurchtritte ohne wesentliche Beeinflussung des Staubetriebes auf ein normales Maß verringert werden.

MASSNAHMEN ZUR VERMINDERUNG DES SOHLENWASSERDRUCKES
UND DER WASSERDURCHTRITTE BEI DER KÖLNBREINSPERRE

Dr. Wolfgang DEMMER
Dipl.Ing.Heiner LUDESCHER

Der folgende Aufsatz unterscheidet sich von der für den Talsperrenkongress 1985 in Lausanne eingereichten Fassung durch die zusätzliche Berücksichtigung des Sperrenverhaltens in den Jahren 1984 und 1985.

1. Einleitung

Die Kölnbreinsperre ist mit einer Höhe von 200 m, einer Kronenlänge von 626 m und einer Betonkubatur von 1,6 Mio.m³ die größte Bogenstaumauer Österreichs. Sie wurde im Zuge des Baues der Kraftwerksgruppe Malta in den Jahren 1974 bis 1977 errichtet. Zur Untergrundabdichtung im granitischen Gneis ist ein Injektionsschirm bis in 80 m Tiefe ausgeführt worden. Im Zuge des Einstaues wurden erhebliche Wasserdurchtritte nahe der Gründungszone gemessen. Diese erforderten nach Fertigstellung der Sperre umfangreiche Abdichtungsmaßnahmen, die bis heute nicht abgeschlossen sind. Dabei kamen auch unkonventionelle Dichtungsmethoden zur Anwendung, die in der Folge beschrieben werden.

2. Geologischer und morphologischer Überblick

Die Kölnbreinsperre wurde in einem Granitgneismassiv der östlichen Zentralalpen in einer Seehöhe von 1.700 m gegründet. Der Talboden ist vom ehemaligen Gletscher breit ausgerundet worden. Die steilere rechte Talflanke aus massigen Gneisen setzt noch mehrere hundert Meter über die Sperrenkrone hinaus fort. Die linke Einbin- dungsflanke, aus plattigen Gneisen aufgebaut, zeigt hingegen in Kronenhöhe eine deutliche Verflachung. Im linken Übergangsbereich zum Talboden leiten zwei Ein- schaltungen von glimmerreichen Schiefergneisen zu den überwiegend massigen Gneisen des Talbodens über. Ganz allgemein liegt ein kluftarmes Gebirge ohne größere tek- tonische Störungen vor. Die wichtigsten Trennflächen sind die Schieferungsflächen. Eine große Talstörung fehlt.

Für den Sperrenentwurf wurden auf Grund der geologischen und felsmechanischen Vor- untersuchungen folgende Kennwerte für die drei Gebirgszonen im Gründungsbereich

festgelegt:

Gebirge	Verformungsmoduln N/mm ²	Scherfestigkeit N/mm ²	Reibungswinkel
Massiger Gneis	35.000	7,0 (0,8)	1,6 (0,7)
Schiefriger Gneis	17.000	1,3 (0,1)	1,1 (0,6)
Plattiger Gneis	23.000	1,3 (0,8)	1,0 (0,7)

Klammerwert nach nochmaligem Abscheren

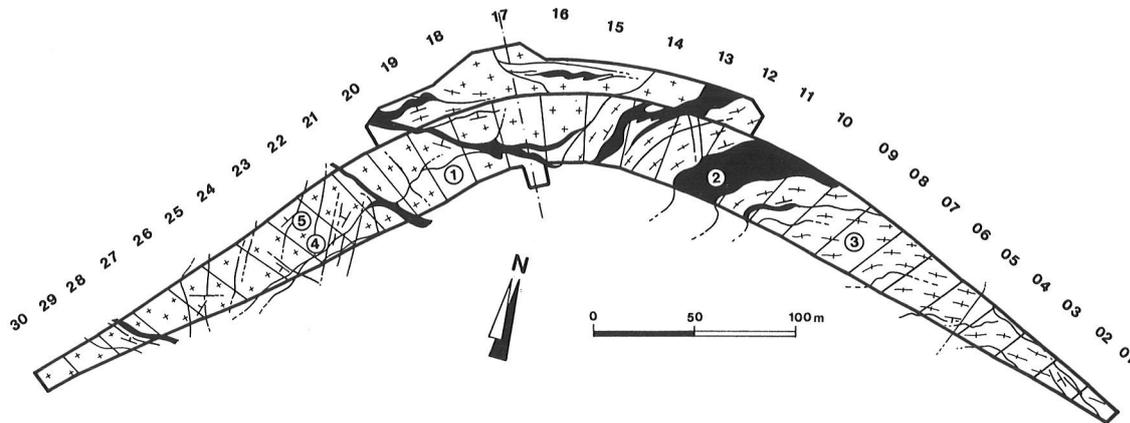


Fig. 1

Geologie der Sperrenaufstandsfläche

- | | |
|-----------------------|---|
| 1. Massiger Gneis | 4. Klüfte |
| 2. Schieferiger Gneis | 5. Streichen und Einfalten von Klüftung und Schieferungsflächen |
| 3. Plattiger Gneis | |

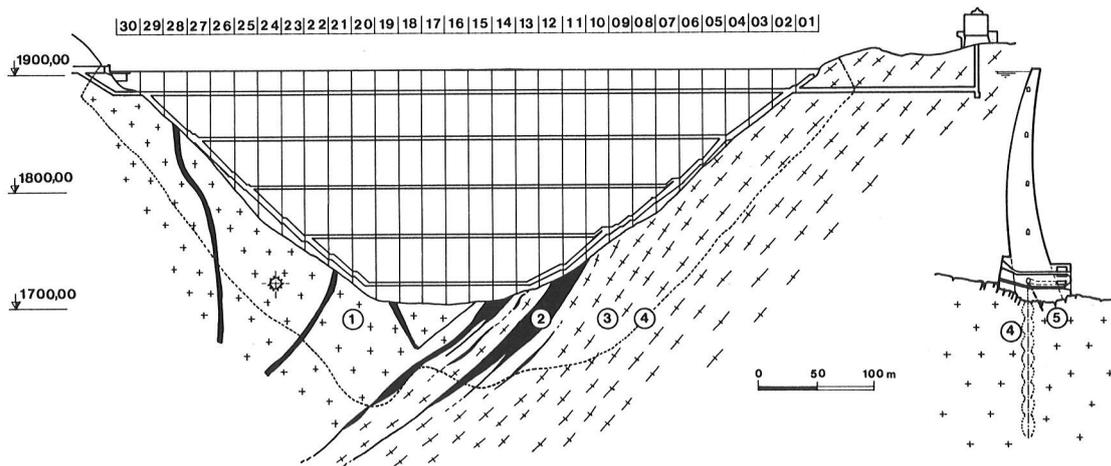


Fig. 2

Ansicht und Querschnitt der Sperre mit Geologie und Dichtschirm

- | | | |
|-----------------------|--------------------|-------------|
| 1. Massiger Gneis | 3. Plattiger Gneis | 5. Dränagen |
| 2. Schieferiger Gneis | 4. Dichtschirm | |

3. Abdichtungskonzept für den Sperrenentwurf

Im Zuge der Voruntersuchungen wurden 27 Rotations-Kernbohrungen mit einer Gesamtlänge von 1.100 m abgeteuft. Die in diesen Bohrungen durchgeführten Wasserabpreßversuche mit Drücken bis 25 bar ergaben in den drei Gebirgszonen nur örtlich größere Durchlässigkeiten. Bemerkenswerterweise und unerwartet waren diese besonders an die Schiefergneiszonen gebunden. Auf Grund der allgemein günstigen Ergebnisse wurde ein angenähert lotrechter Dichtungsschirm mit Zementinjektionen und einer maximalen Tiefe von 80 m projektiert.

Der Bohrlochabstand ist vom Ergebnis der vorausseilenden Testbohrungen in der definitiven Dichtschirmebene abhängig gemacht worden. Diese Testbohrungen wurden als Kernbohrungen mit Wasserabpreß- und Injektionsversuchen ausgeführt.

Für den 47.000 m² großen Dichtungsschirm, der überwiegend mit Schlagbohrungen hergestellt wurde, waren einschließlich der Kontaktinjektionen 13.500 lfm Bohrungen notwendig. Mit mittleren Injektionsdrücken von 15 bar, gemessen am Bohrlochmund, wurden zur gesamten Untergrundabdichtung nur 440 t Zement aufgewendet. Ein Beweis für die hohe, natürliche Dichtigkeit des Gebirges.

Ein dichtes Netz von Kontrollbohrungen hat in der gesamten Schirmebene den angestrebten Dichtungserfolg bestätigt. Es sollten nämlich an keiner Stelle höhere Durchlässigkeiten zugelassen werden als 1 bis 2 Lug.

Zur Entspannung der luftseitigen Sperrenaufstandsfläche wurden vom Kontrollgang aus eine Reihe von Drainagebohrungen abgeteuft. Die durchschnittlich 30 m tiefen, unverrohrten Bohrlöcher sind neben der systematischen Anordnung auch auf besondere Untergrundstrukturen ausgerichtet worden.

4. Erfahrungen bei den Teilstauperioden

4.1 1. Teilstau

Im 3. Baujahr konnte bereits 1976 der erste Teilstau bis knapp über die halbe Sperrenhöhe (1.817 m) errichtet werden. Zu diesem Zeitpunkt waren die Untergrundabdichtungen und Blockfugen-Verpressungen bis über die Teilstauhöhen hinaus abgeschlossen. Mit dieser Stauerrichtung konnte erstmals die Güte der Untergrundabdichtungen überprüft werden.

Es zeigte sich, daß weder nennenswerte Wasserdurchsickerungen noch Sohlenwasserdrücke luftseitig des Dichtschirmes auftraten. Mit gezielten Injektionen, die durch die genaue Untergrunddokumentation ermöglicht wurden, konnten nachträglich noch kleinere Wasserdurchtritte gedichtet werden.

4.2 2. Teilstau

Der Baufortschritt bei der Sperrenbetonierung und den Untergrundabdichtungen erlaubte im 4. Baujahr (1977), nach einer weiteren Blockfugeninjektion einen Teilstau bis 50 m unter dem Stauziel (1.852 m). Damit konnte ein Füllungsgrad von 50 % und eine Nennbelastung der Sperre von rund 55 % erreicht werden.

Abermals traten keine nennenswerten Wasserdurchsickerungen auf, doch wurde lokal von einigen Piezometern ein geringfügiger Sohlenwasserdruck luftseitig des Dichtschirmes angezeigt. Dieser lag aber unter Berücksichtigung der flächenmäßigen Verteilung deutlich unter der statisch zulässigen Auftriebsverteilung.

4.3 Teilstauerfahrungen

Die Erfahrungen der ersten beiden Teilstauperioden haben das Gründungs- und Abdichtungskonzept bestätigt. Es war somit kein Anlaß gegeben, dieses Konzept zu ändern. Dieser Meinung schlossen sich auch die Sachverständigen der Behörde an, die daher für das Folgejahr die Genehmigung zum Vollstau in Aussicht stellten.

5. Beobachtungen nach Überschreiten der Staukote 1860 m

Die Betonierarbeiten wurden im Jahre 1977 abgeschlossen. Nach einer weiteren Blockfugeninjektion, der Fertigstellung der Untergrundabdichtungen und dem Einbau von rund 400 Meßeinrichtungen war im Jahre 1978 die Erreichung des ersten Vollstaus beabsichtigt.

Als der Wasserspiegel die Staukote 1860 m überstieg, mußten im Bereich der höchsten Sperrenblöcke, abweichend vom Erwartungsmodell, folgende Beobachtungen gemacht werden:

- Das Sickerwasser aus den Dränagen nahm stark zu und erreichte 10 m unter dem Stauziel einen Wert über 200 l/s.
- Der Sohlenwasserdruck unter den höchsten Sperrenblöcken stieg bis auf 100 % und reichte stellenweise bis in das luftseitige Drittel der Aufstandsfläche.
- Als Folge des hohen Sohlenwasserdruckes änderte der luftseitige Sperrenfuß seine aus der Kinematik erforderliche vertikale Verschiebungsrichtung. Nach der anfänglichen Setzung wurde von mehreren Extensometern eine Hebungstendenz des luftseitigen Sperrenfußes angezeigt.

Diese unerwarteten Erscheinungen ließen im Jahre 1978 nur mehr einen Aufstau bis 12 m unter dem Stauziel zu. Eine Analyse aller Messungen und Beobachtungen führte damals zu dem Schluß, daß sich um den wasserseitigen Sperrenfuß im Felsuntergrund eine Zerrzone gebildet haben muß, durch die auch der Dichtungsschirm beschädigt wurde.

Von dieser Meinung ausgehend, wurden für den Aufstau 1979 im Bereich des Talbodens folgende Maßnahmen vorgesehen:

- Erweiterung der Kontaktinjektionen gegen das luftseitige Drittel der Sperrenaufstandsfläche, womit neben der Dichtung auch eine Konsolidierung erzielt werden sollte.
- Herstellung einer wirkungsvollen Drainage zur Entspannung der luftseitigen Sperrengründungszone.
- Einbau weiterer Meßeinrichtungen.

Im Frühjahr 1979 wurden vom Kontrollgang und vom luftseitigen Sperrenfuß aus 7.255 lfm Schlagbohrungen abgeteuft und in diese 152 t Zement mit Drücken bis 20 bar injiziert.

Zur Entspannung der luftseitigen Gründungszone wurden 3.130 lfm Schlagbohrungen ausgeführt.

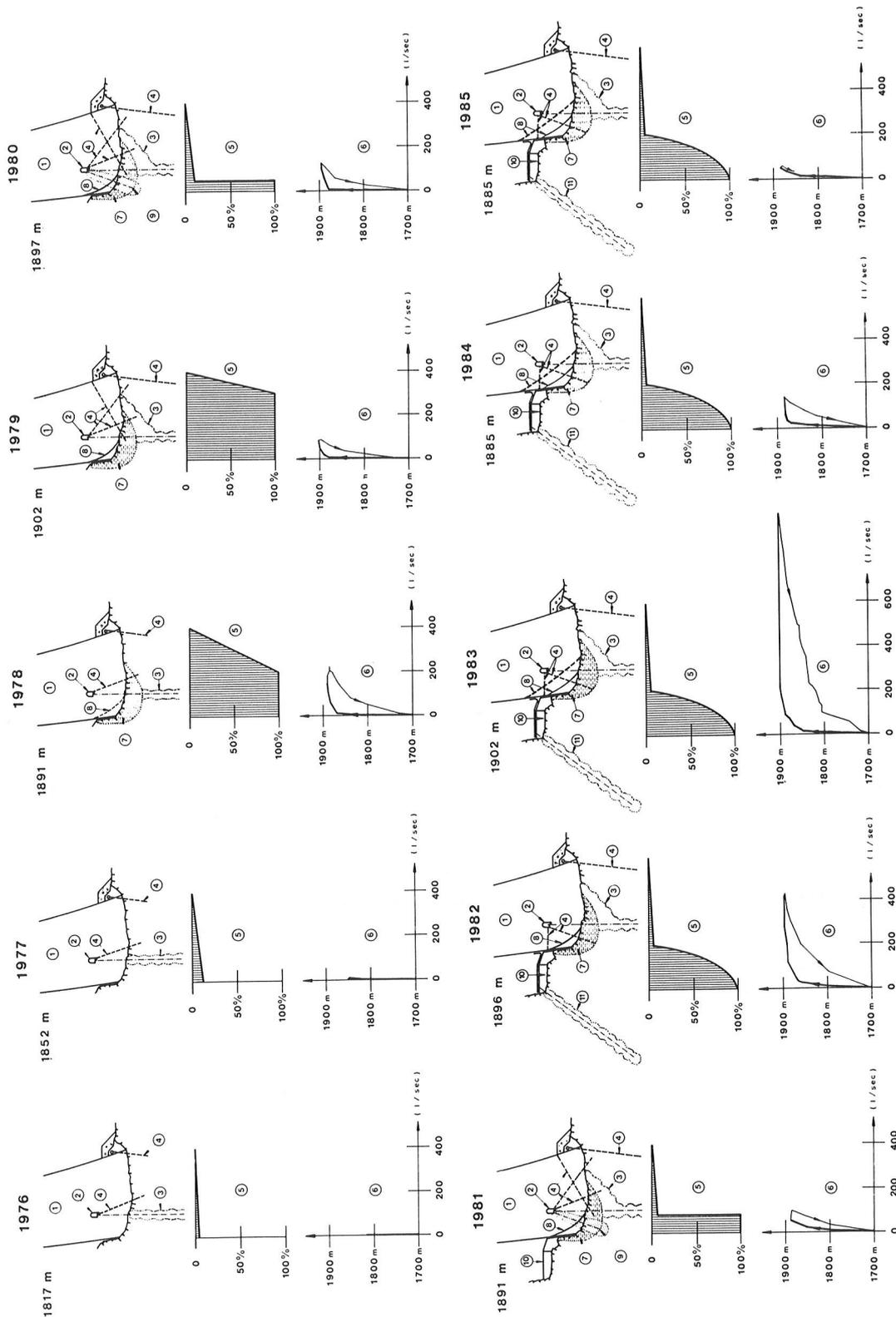


Fig. 3

Sohlenwasserdruck und Sickerwasser, 1976 bis 1985

- | | | |
|-----------------|--|-----------------------|
| 1. Kölnbrein | 5. Sohlenwasserdruck | 8. Risse im Beton |
| 2. Kontrollgang | 6. Sickerwasser in Abhängigkeit der Staukote | 9. Gefrierschirm |
| 3. Dichtschirm | 7. Zerrzone | 10. Vorboden |
| 4. Drainage | | 11. Neuer Dichtschirm |

6. Erfahrungen beim ersten Vollstau

Nach einer weiteren Blockfugeninjektion wurde in der Stauperiode 1979/80 das erste Mal der Vollstau erreicht. Da aber trotz der umfangreichen Ergänzungsarbeiten gegenüber der Stauperiode 1978/79 keine überzeugende Abminderung der Sohlenwasserdruckverhältnisse an der Sperrenaufstandsfläche erreicht werden konnten und auch die Wasserdurchsickerungen erheblich blieben, mußten für die nächsten Jahre weitere Abdichtungsmaßnahmen eingeleitet werden. Als Grundlage dafür wurden umfangreiche und gezielte Erkundungen durchgeführt. Sie nahmen auch darauf Rücksicht, daß während der Bohrarbeiten einzelne Wasseraustritte innerhalb des Sperrbetons beobachtet wurden.

Mit über 5.000 lfm Schlag- und Kernbohrungen ist versucht worden, die Zerrzone einzugrenzen. Dabei konnte festgestellt werden, daß sich die Zerrzone auch auf den Beton des wasserseitigen Fußes der höchsten Sperrblöcke ausgedehnt hat. Durch genaue Aufnahmen der Bohrkerns sowie die Kontrolle der Bohrlöcher mit einer Fernsehsonde konnten Risse im Beton nachgewiesen werden, die zueinander angenähert parallel lagen und mittelsteil von der Aufstandsfläche zur Wasserseite anstiegen. Die im Grundriß etwas schräg verlaufenden Risse sind auf den wasserseitigen Sperrfuß beschränkt und erfassen etwa 6 % der gesamten Aufstandsfläche. Eine nachträgliche Auswertung der Meßdaten ergab, daß sich diese Risse bereits in der Stauperiode 1978/79 nach Überschreiten der Staukote 1860 m gebildet haben. Auch in der Stauperiode 1979/80 wurde bestätigt, daß sich diese Risse ab der Staukote 1860 m zu öffnen beginnen und bis zum Vollstau Öffnungsweiten von rund 30 mm erreichen.

Mit dieser Kenntnis stand fest, daß mit herkömmlichen Dichtungsmethoden in Form von Zementinjektionen keine wirksame Abdichtung mehr erreicht werden kann.

7. Abdichtung der wasserseitigen Zerrzone mit Kunstharzinjektionen und Vereisungen

Die Kenntnis über die Ausbreitung der Rißzone und der Öffnungsweiten der Risse zwangen zu völlig neuen Überlegungen hinsichtlich der Abdichtungsmaßnahmen. Die Auffüllung der unter Staudruck stehenden, klaffenden Risse im Sperrbeton mit einem starren Injektionsmittel, wie Zement, mußte außer Betracht bleiben. Neben den injektionstechnischen Schwierigkeiten war nämlich beim Absenken des Stauwasserspiegels eine unzulässige Behinderung der Rückverformung des Sperrkörpers zu befürchten. Erhöhte Zugspannungen auf der Luftseite wären die Folge gewesen.

Nach eingehenden Variantenstudien wurden daher nur mehr die folgenden zwei Dichtungsmethoden in die nähere Auswahl gezogen:

- Abdichtung der Rißzone mit einem elastischen Kunstharz und
- Abdichtung der Rißzone durch Einbau eines Gefrierschirmes.

7.1 Elastisches Kunstharz

Zum damaligen Zeitpunkt bot sich zur Dichtung das Zwei-Komponentenharz POLYURETHAN (PU) an. Laut Hersteller sollte es die Eigenschaft haben, bei Kontakt mit Wasser sein Volumen wesentlich zu vergrößern. Dieses quellende Harz sollte den Vorteil besitzen, daß die sich langsam öffnenden Risse immer mit Kunstharz gefüllt bleiben, ohne daß beim Schließen der Risse eine wesentliche Behinderung und Spannungsumlagerung eintritt.

Vor der endgültigen Anwendung wurden Laborversuche durchgeführt, die zwar die Injizierbarkeit dieses Harzes gegen Drücke von 15 bis 20 bar bestätigten, aber auch zeigten, daß das Harz nicht volumselastisch blieb.

Zur praktischen Anwendung des PU-Harzes wurden vom Kontrollgang aus 24 Bohrstern im Abstand von 2 m mit je 3 Bohrungen, \varnothing 64 mm, in die RiBzone abgeteuft und injiziert. Nach dieser Art sind rund 70 lfm der gerissenen Aufstandsfläche in der rechten Talsohle behandelt worden. Dem Aufstau im Jahre 1980 folgend, wurden auf diese Weise nach und nach rund 20 t PU-Harz in die sich immer weiter öffnenden Risse injiziert.

7.2 Vereisung der Zerrzone

Einer Idee von Herr Ing. N. Patzelt von den Tauernkraftwerken folgend sollte versucht werden, die sich langsam öffnenden Risse durch die sofortige Vereisung des nachdrängenden Sickerwassers abzudichten. Der auf diese Weise aufgebaute Gefrierschirm sollte durch gesteuertes Abstellen der Kühlung wieder so aufgetaut werden, daß die Rückverformung der Sperre nicht behindert wird.

Selbstverständlich wurden auch Überlegungen über den Einfluß der Vereisung auf die Volums- und Spannungsänderungen im Felsuntergrund und Sperrenbeton angestellt. Es mußte angenommen werden, daß mit der Tiefkühlung des Sperrenbetons und des Felsuntergrundes zumindest bereichsweise eine Volumsverringerung und damit eine Erhöhung der Zugspannungen verbunden wäre. Andererseits würde die Umwandlung von Wasser zu Eis in den offenen Klüften zu einer Volumsvergrößerung führen. Diese könnte den oben beschriebenen Einfluß zumindest teilweise wieder ausgleichen.

Vorbilder für die Anwendung dieses Verfahrens von Untergrundabdichtungen bei Talsperren konnten wohl bei Lockerböden, nicht aber in massigen Gneisen gefunden werden.

Da nicht alle offenen Fragen restlos zu klären waren und um nachteilige Auswirkungen des Gefrierschirmes frühzeitig erkennen zu können, sind abermals zahlreiche zusätzliche Meß- und Überwachungseinrichtungen installiert worden.

Es wurde beschlossen, für die Stauperiode 1980/81 die Abdichtung der Zerrzone unter den hohen Sperrenblöcken im linken Anschluß an die PU-Injektionen mit einem Gefrierschirm vorzunehmen. Dafür mußten vom Kontrollgang aus rund 120 Bohrungen, \varnothing 120 mm und einem Abstand von 1,3 m abgeteuft werden. Diese Bohrungen reichten bis zu 10 m in den Felsuntergrund und hatten eine Länge von 17 m bis 23 m. Die Bohrlöcher sind mit Hüllrohren aus Stahl ausgestattet worden, in welche die eigentlichen Kühllanzen eingebaut wurden.

Die Kühlanlage bestand aus zwei Gefrieraggregaten mit einer Gesamtkühlleistung von 2×10^6 kJoule/h und einem Stromanschlußwert von 500 kVA. Mit den Kühlaggregaten konnte die Kühlflüssigkeit - Kalzium-Chloritlauge - bis auf $- 29^\circ$ C abgekühlt werden. Beim Durchlaufen des Kühlkreislaufes erwärmte sich die Kühllauge um etwa 2° bis 3° C.

Mit dieser Anlage wurde 1980/81 eine Gesamtfläche von etwa 2.700 m², davon 1.400 m² im Sperrenbeton und 1.300 m² im Felsen, unterkühlt. Nach vier Wochen betrug die Dicke der Frostzone rund 1,5 m, bis zum Höchststau wuchs diese auf etwa 8 m an. Die Entwicklung der Temperatur im Fels und Beton wurde in einigen Bohrungen mit zum Teil fernübertragenen Temperaturgebern täglich verfolgt.

7.3 Beurteilung der beiden Dichtungsmaßnahmen

Mit den PU-Injektionen konnte nur ein Teilerfolg erzielt werden. Luftseitig des Bohrsternes war es zwar möglich, den Sohlenwasserdruck gering zu halten, doch war die Dränagewassermenge beachtlich. Es konnte nämlich bei höheren Stauspiegellagen kaum mehr wirksam injiziert werden, so daß die für die Injektionen vorgesehenen

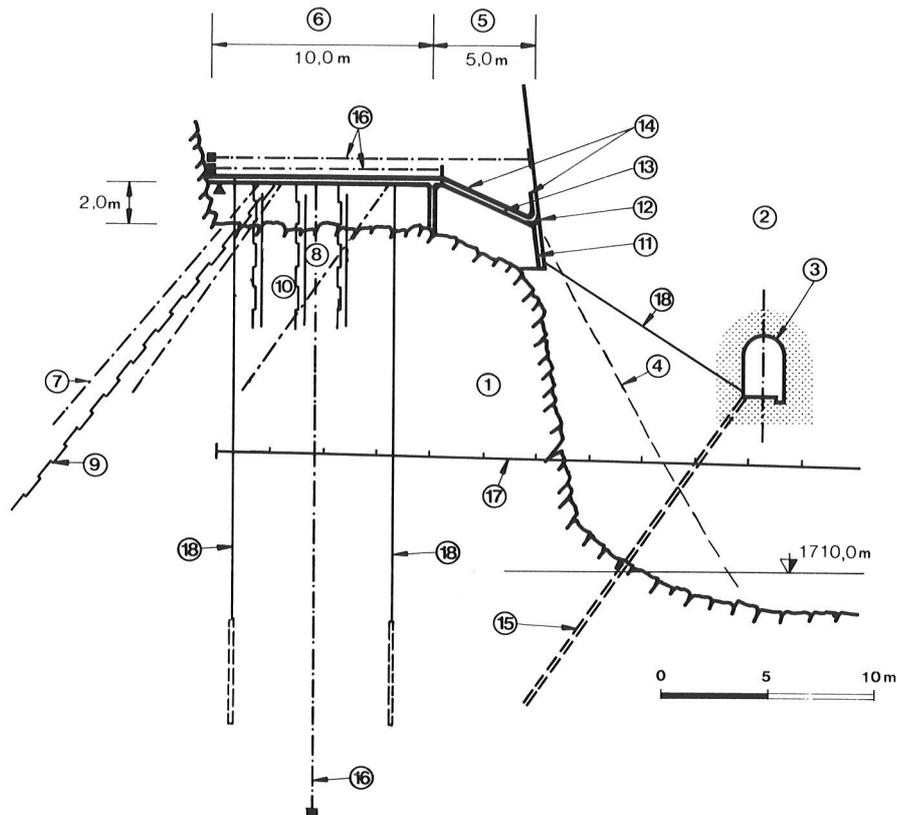


Fig. 10

Vorboden mit Meßeinrichtungen

- | | | |
|-------------------------------------|------------------------------------|--------------------------|
| 1. Felsuntergrund
(Gneis-Granit) | 7. Felsanker | 13. 2 Lagen Textilvlies |
| 2. Kölnbreinsperre | 8. Steckeisen | 14. 2 Lagen Hypalonfolie |
| 3. Kontrollgang | 9. Dichtungsschirm | 15. Dränage |
| 4. Rißzone | 10. Kontaktinjektion | 16. Stangenextensometer |
| 5. Beweglicher Vorboden | 11. Bewegungsfuge | 17. Gleitmikrometer |
| 6. Verankerte Vorbodenplatte | 12. Stützkörper aus
Chloroprene | 18. Piezometer |

EXTENSOMETER:

Mit den horizontal angeordneten Extensometern an der Vorbodenoberfläche können die radialen Bewegungen in der Hauptfuge zwischen Vorboden und Sperre und die Verschiebungen zwischen beiden Vorbodenplatten gemessen werden. Da die mit dem Vorboden--Extensometer gemessene Öffnungsweite der Hauptfuge den Radialverschiebungen der Sperre entspricht, die mit einem Schwimmlot gemessen werden, kann geschlossen werden, daß der wasserseitige Vorbodenrand von den Sperrenbewegungen nicht mehr direkt beeinflußt ist.

Mit den bis 30 m in den Untergrund reichenden, fernübertragenen Extensometern können die vertikalen Verschiebungen der Vorbodenplatte gemessen werden. Unter der Annahme, daß der Verankerungspunkt im Felsuntergrund unverschieblich bleibt, können die gemessenen Verkürzungen der Extensometer-Meßstrecken als Setzungen der Vorbodenplatte aber auch als Einsenkung des Stauraumbodens zufolge der Wasserlast gedeutet werden. Bei Vollstau, also bei einer Wassersäule von rund 200 m, betragen diese Setzungen 8 mm.

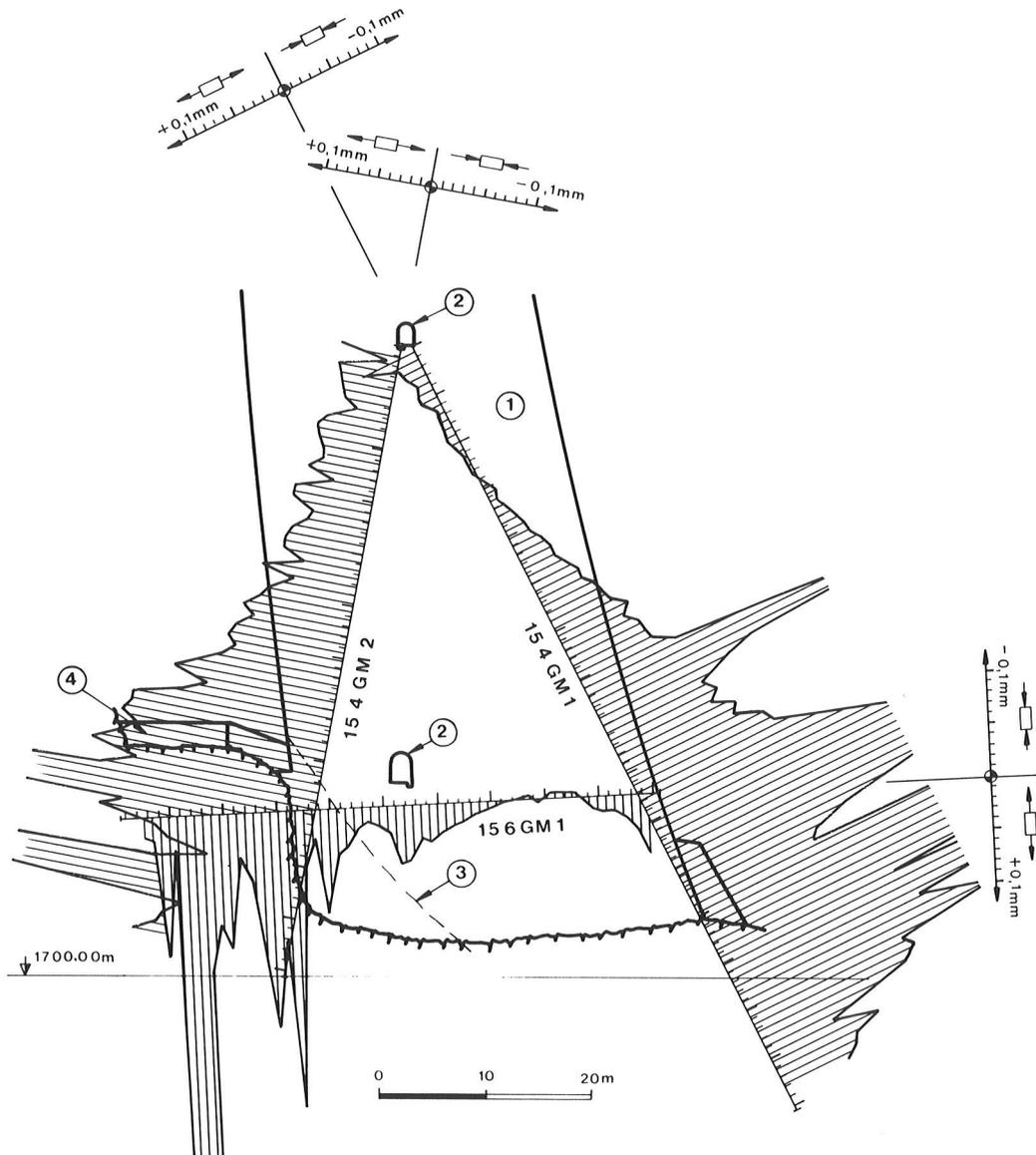


Fig. 11

Gleitmikrometer im Block 15

- | | |
|--------------------|-------------|
| 1. Kölnbreinsperre | 3. Rißzone |
| 2. Kontrollgang | 4. Vorboden |

GLEITMIKROMETER:

Mit horizontalen Gleitmikrometer-Meßstrecken können die Längenänderungen im Gründungsfelsen unterhalb des Vorbodens gemessen werden. Während des Aufstauens stellten sich entlang der Meßstrecke durchwegs Dehnungen ein, die überraschenderweise nicht nur auf den Sperrenbereich beschränkt sind. Daraus kann man auf die hohe Beanspruchung des Gründungsfelsens schließen.

PIEZOMETER:

Mit den Piezometern wird der Kluftwasserdruck im Gründungsfelsen unter der Vorbodenplatte und der Wasserdruck in der Bewegungsfuge gemessen.

REFERENCES

- (1) BAUSTÄDTER K. - "Kraftwerksgruppe Malta: Das Projekt und seine Verwirklichung"
ÖZE, 32. Jg. (1979), H. 1/2, S. 4 - 12
- (2) BAUSTÄDTER K. und WIDMANN R. - "The behaviour of Kölnbrein arch dam"
ICOLD 1985, Q 57, R.
- (3) CLAR E. und DEMMER W. - "Die Geologie der Kraftwerksgruppe Malta"
ÖZE, 32. Jg. (1979), S 12 - 20
- (4) DEMMER W. - "Geological Documentation for the Dam Foundation"
ICOLD 1979, Neu Dehli, Q 48, R 55
- (5) EISLMAYER M. - "Analysis of an Arch Dam Taking Account of the Cracked Tension Zone at the Dam Base"
Symposium University of Wales, Sep. 1975
- (6) FISHMANN Yu.A. - "Investigations into the Mechanism of the Failure of Concrete Dams Rock Foundations and their Stability Analysis"
ISRM 1979, Montreux, Vol. 2
- (7) HAUTZENBERG H. - "Automatic Supervision of Koelnbrein Arch Dam"
ICOLD 1979, New Delhi, Q 49.
- (8) HENNY D.C. - "Classification, Selection and Adaption of High Dams"
ASCE Papers and Discussions 1929, S 2327 - 2336
- (9) KOVARI K. - "Detection and Monitoring of Structural Deficiencies in the Rock Foundation of Large Dams"
ICOLD 1985, Lausanne
- (10) LUDESCHER H. - "Die Fernüberwachung der Kölnbreinsperre"
Die Talsperren Österreichs, Heft 27, 1984
- (11) LUDESCHER H. - "A Modern Instrumentation for the Surveillance of the Stability of the Kölnbrein Dam"
ICOLD 1985, Lausanne, Q 56, R.
- (12) MAGNET E. und WIDMANN R. - "Foundation Problems of Kölnbrein Arch Dam"
3rd ISRM, Congress 1974, Denver, Colorado
- (13) PLICHON M. et al. - "Infiltrations dans les barrages d' électricité de France"
ICOLD 1976, Mexico, Q 45, R. 20
- (14) REINIUS E. - "Written Contributions accepted by the Chairman of the Session but not discussed."
ICOLD 1967, Istanbul, Q 32
- (15) SEPEGUINE D. et al. - "Recherches sur les Fondations rocheuses pour les projets des grands barrages en béton"
ISRM 1979, Montreux Vol.2
- (16) WIDMANN R., STÄUBLE H., KLEMEN K., SCHLOSSER J. und GATTI H.
- "Die Gewölbemauer Kölnbrein"
ÖZE, 32. Jg. (1979), H. 1/2, S. 24 - 36
- (17) WIDMANN R. - "Grundlagen für den Entwurf der Bogenstaumauer Zillergründl"
Wasserwirtschaft Jg. 74, (1984) 3
- (18) WITKE W. und GELL K. - "Interaction between an Arch Dam and its Foundation"
Wasserwirtschaft, Jg. 74 (1984) 3
- (19) WONG B. - "Barrage de Roselend"
Travaux Nr. 493, Mars 1976, P 16 - 22

15. TALSPERRENKONGRESS
IN LAUSANNE 1985

DIE SANIERUNG EINES STEINSCHÜTTDAMMES MIT
ASPHALTOBERFLÄCHENDICHTUNG IM HOCHGEBIRGE

Dipl.Ing.Dr.P. TSCHERNUTTER
Dipl.Ing.Dr. H. WELLACHER

1. EINLEITUNG

Der Speicher Großsee, ein Teil der in den Hohen Tauern liegenden Kraftwerksgruppe Fragant wurde auf einer Seehöhe von etwa 2.400 m errichtet. Sowohl die Kraftwerksgruppe als auch die anderen Hauptspeicher wurden in einzelnen Bauabschnitten entsprechend den energiepolitischen Bedürfnissen einer Landesversorgungsgesellschaft errichtet. Im derzeitigen Ausbauzustand verfügt die Kraftwerksgruppe über eine Engpaßleistung von 306 MW, ein Regelarbeitsvermögen von 462,6 GWh sowie 4 Stufen mit 5 Hauptspeichern und mehreren kleinen Sperren.

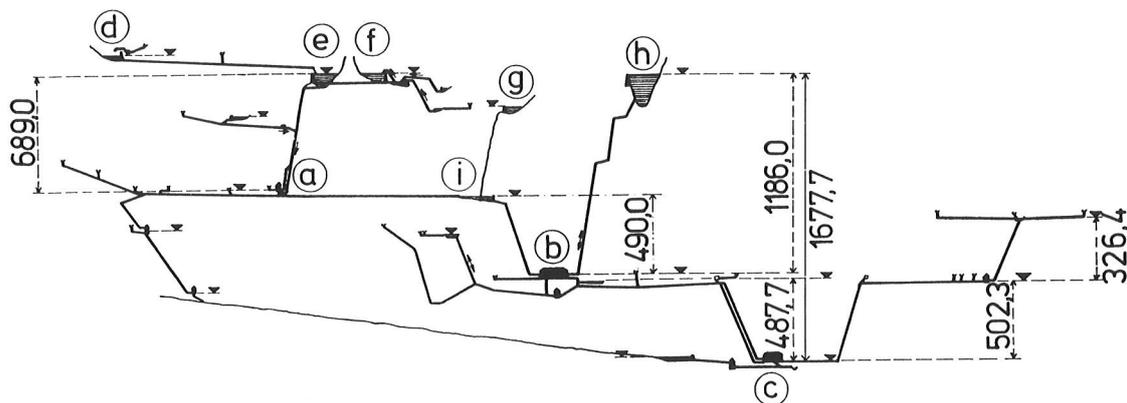


Abbildung 1: Kraftwerksgruppe Fragant, Höhenübersicht

- | | | | |
|---|-------------------------------|---|---------------------------------|
| a | Krafthaus Zirknitz | b | Krafthaus Innerfragant |
| c | Krafthaus Außerfragant | d | Zirmseedamm, STZ. 2.529,5 m |
| e | Großseedamm, STZ. 2.417,0 m | f | Hochwurtendamm, STZ. 2.416,8 m |
| g | Feldseedamm, STZ. 2.217,0 m | h | Oschenikseedamm, STZ. 2.391,0 m |
| i | Wurtenalmdamm, STZ. 1.695,0 m | | |

geortet werden und lagen nur einige Meter unter dem jeweiligen Stauspiegel. Für das Dichtungsversagen sind nach den Erkundungen mehrere Ursachen maßgebend. Es erscheint als erwiesen, daß die Brüche in der letzten Phase durch das Nachgeben des Untergrundes bzw. der Bettung auftraten. Wenn die langsam entstehenden Einsenkmulden eine gewisse Größe erreichen - ca. 50 cm im Durchmesser - erfolgt an den Rändern der Zugbruch des Asphalttes (Abbildung 4).

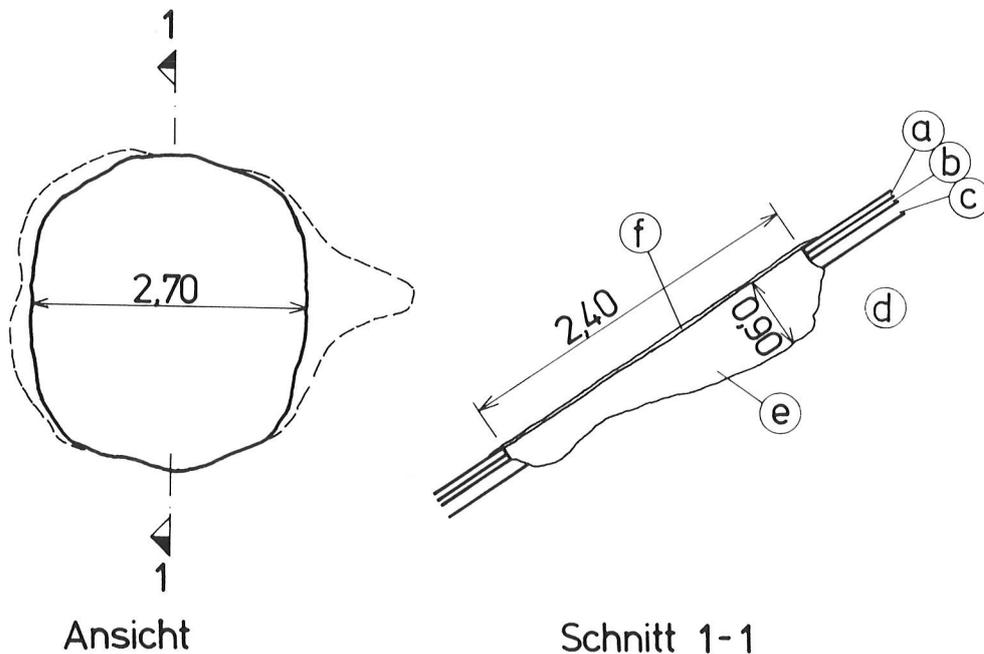


Abbildung 4: Asphalt Schaden 1 vom 19. Juli 1981

- | | |
|---------------------|--|
| a Asphaltabdichtung | b Asphaltbinder |
| c Ausgleichsschicht | d Filter |
| e Unterwasserbeton | f Abgleichsschicht mit Schnellbinderzement |

Beim Schaden 1 lassen die Umstände eher auf einen Primärschaden durch Steinerschlag bzw. durch abgleitende Eisschollen in Verbindung mit auf der Decke liegenden Steinen schließen. Die möglicherweise mechanisch zerstörte Dichtungslage führte bei Wasserdurchtritten zu Untergrunderosionen im Filter. Die Größenordnung des endgültig angetroffenen Schadens ist jedoch nur sehr schwer zu erklären.

Bei den anderen Schäden dürften verschiedene Primärursachen zum Dichtungsbruch geführt haben. In allen Fällen konnte eindeutig ein Nachgeben der Ausgleichsschicht und des Filters mit daraus resultierenden Einsenkmulden im Asphalt nachgewiesen werden. Da das Nachgeben der Bettung wegen der normalerweise guten Verdichtung nicht sehr wahrscheinlich ist, wird die Primärursache in Durchlässigkeiten der Dichtung mit anschließender örtlicher Erosion im Untergrund zu suchen sein. Die Durchlässigkeit kann durch die eingangs erwähnten mechanischen Schäden oder durch qualitative Mängel wie Versprödung des Bitumens, zu großer Hohlraumgehalt, Minderstärken in Dicht- oder Tragschicht und Minderstärken im Filter hervorgerufen werden. Diese Annahmen für die Ursachen sind größtenteils durch nachträgliche Messungen und Beobachtungen auch an anderen Sperrungen belegt worden.

Da beim Steinschüttmaterial des Stützkörpers auch bei größeren Wasserdurchtritten keine unmittelbare Erosionsgefahr bestand, wurde die Schadenssanierung unter Stauhaltung durch Taucher ausgeführt. Die provisorische Abdichtung erfolgte durch Einbringen eines Lecksegels und Verfüllen der Schadstellen mit Unterwasserbeton bzw. Aufbringen eines Zementglattstriches mit Schnellbinder. Nach diesen Maßnahmen ging das Sickerwasser wieder auf normale Werte zurück, sodaß der Speicher ohne Einschränkung bewirtschaftet werden konnte.

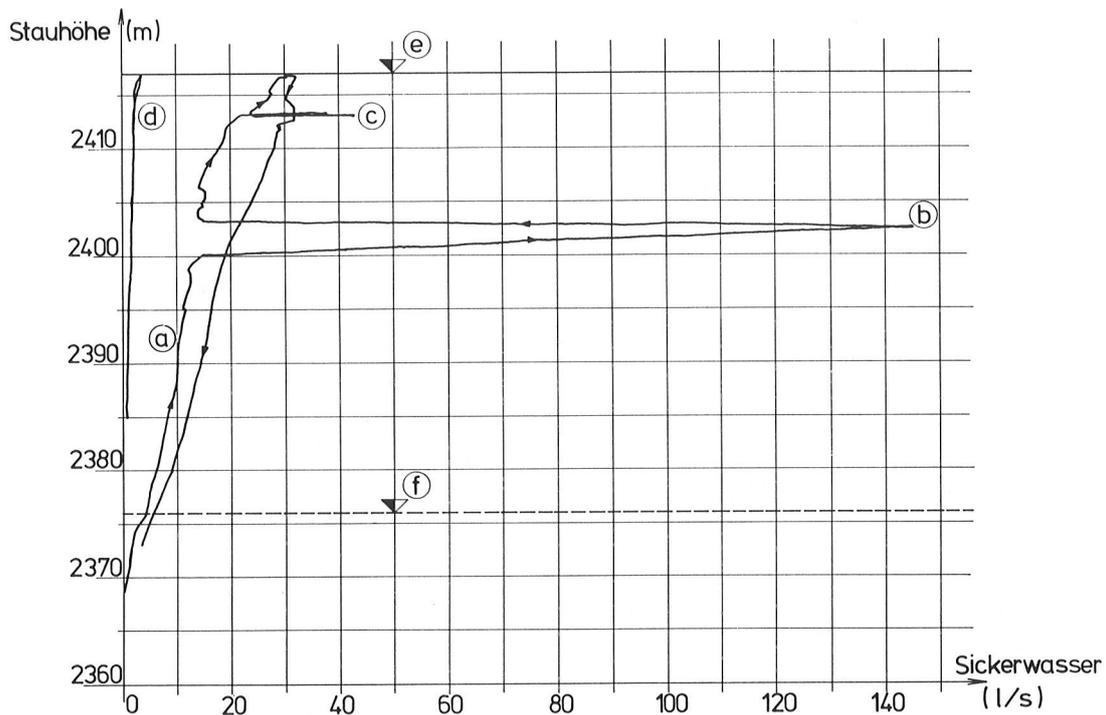


Abbildung 5: Sickerwasserverlauf Großseedamm

- | | |
|--------------------------------|---|
| a Sickerwasserverlauf 1981/82 | b Asphaltschaden 1 (in Sickerwassersummen-
meßstelle gemessen) |
| c Asphaltschaden 2 | d Sickerwasserverlauf 1983/84 nach
Generalsanierung |
| e Stauziel Endausbau 2.417,0 m | f natürlicher Seespiegel 2.376,0 m |

3. GENERALSANIERUNG

Nach der Entleerung des Jahresspeichers Großsee im Frühjahr 1982 wurde die gesamte Dichtungsoberfläche von Eis, Schnee bzw. sonstigen Verunreinigungen geräumt und gereinigt und einer genauen Überprüfung unterzogen. Die Bestimmung des Hohlraumgehaltes erfolgte mittels Isotopensonde; zusätzlich wurden Bohrkern entnommen und im Labor untersucht. Neben dem Hohlraumgehalt, der Mischgutzusammensetzung und der Erfassung sonstiger Veränderungen gegenüber dem ursprünglichen Einbauzustand wurden Alterungsuntersuchungen am Bitumen durchgeführt. Die generelle Überprüfung ergab zusätzlich zu den 1981 festgestellten noch eine Reihe neuer Schäden, welche ihrer Art und Entstehung nach unterschiedlich waren und nachfolgend kurz beschrieben werden:

- Entlang den scharfen Innenkanten der Betonherdmauer und des Entleerungseinlaufbauwerkes entstanden durch differentielle Setzungen und Kerbwirkungen Risse und Abscherungen im Asphalt, die teils durch die gesamte Dicht- und Tragschichte

Eine Mischanlage an der Baustelle könnte grundsätzlich eine Reihe von Problemen sehr stark mindern, jedoch sprechen wirtschaftliche Überlegungen sehr oft dagegen.

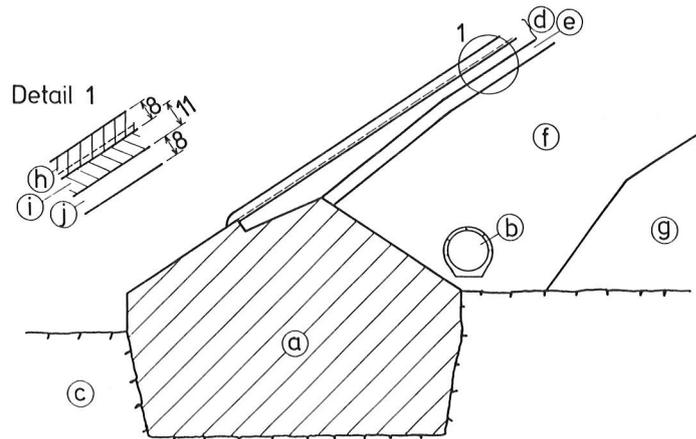


Abbildung 6: Herdmaueranschlußdetail

- | | | | |
|---|---------------------------------|---|--------------------------------|
| a | Betonherdmauer | b | Drainagerohre aus Beton |
| c | Fels | d | Asphaltdichtung |
| e | Binderlage | f | Ausgleichs- und Filterschichte |
| g | Stützkörper Steinschüttmaterial | h | zweite (neue) Asphaltdichtlage |
| i | erste (alte) Asphaltdichtlage | j | Binderlage |

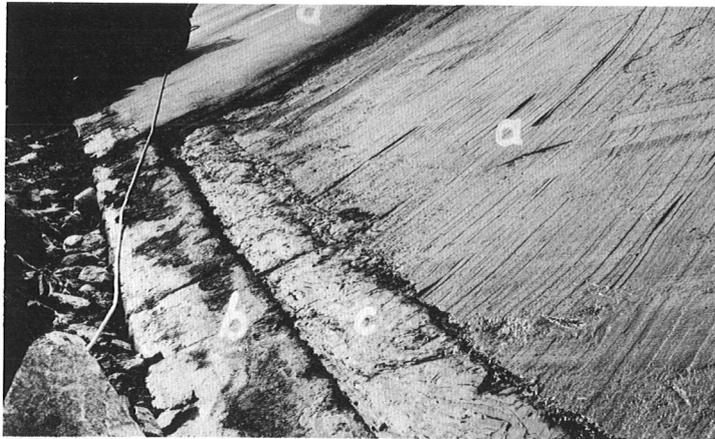


Bild 5: Situation während der Generalsanierung

- | | | | |
|---|--|---|--------------------------------|
| a | abgefräste und vorgespritzte
erste Asphaltdichtlage | b | Betonherdmauer |
| c | neu ausgebildete Gleitfuge | d | zweite (neue) Asphaltdichtlage |

Die Mischgutzusammensetzung der neu eingebrachten Dichtlage ist in Abbildung 7 dargestellt.

Eine strenge laufende Güteüberwachung mit Isotopensonden, Bohrkernentnahmen und deren labormäßige Untersuchung sowie Probenentnahmen an der Mischanlage gewährleisten in der Regel eine gleichmäßige Einbauqualität des Asphalt. Besondere Beachtung sollte das Transportproblem zur Einbaustelle finden.

In den drei Betriebsjahren nach der Generalsanierung wurden an der zweiten

(neuen) Asphalt dichtlage Blasen festgestellt, die zwar kein größeres Ausmaß annahmen, aber doch eine gewisse Nacharbeit erforderten. Als Ursache ist einerseits die unmittelbare Ausführung zweier Dichtlagen aufeinander anzusehen und andererseits sind kleine Kanülen in der oberen Dichtschicht nicht zu verhindern, welche ein Eindringen von Wasser in den Asphalt ermöglichen. Für die Entstehung der Kanülen, die im Labor eindeutig nachgewiesen wurden, besteht derzeit noch keine zufriedenstellende Erklärung, jedoch dürfte eine Ursache in der gewählten Rezeptur des Dichtungsmischgutes und eine andere in der Einbautechnik liegen. Die Möglichkeit, eine Drainageschicht zwischen der alten und neuen Dichtlage vorzusehen, welche dieses Problem ausschalten würde, hätte wegen Entwässerungs- und Anschlußproblemen eine Umgestaltung der Herdmauer erfordert.

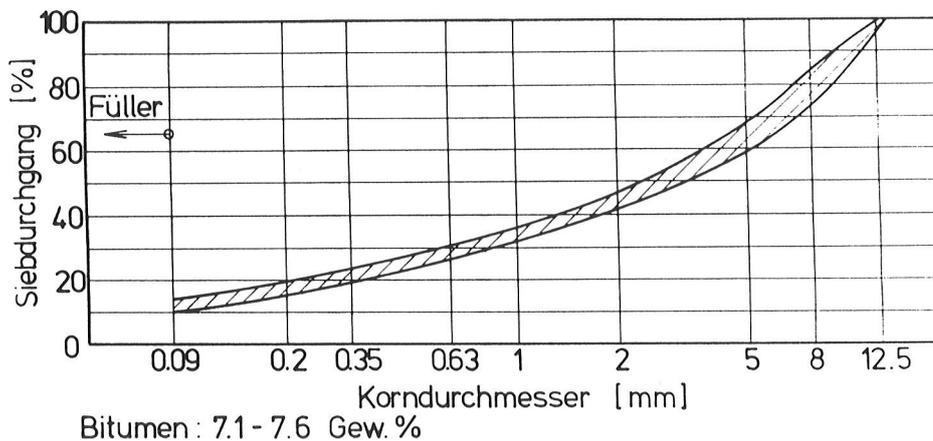


Abbildung 7: Sieblinienbereich der neuen Asphalt dichtung

Zusätzlich zu den Asphalt sanierungsarbeiten wurden im unteren Bereich der Herdmauer, nahe dem Einlaufbauwerk, Zementinjektionen ausgeführt.

Wie aus Abbildung 5 ersichtlich, hat sowohl die provisorische Sanierung 1981 unter Wasser als auch die Generalsanierung der Asphaltdecke mit den Nachinjektionen 1982 zu einer starken Abnahme der Sickerwässer geführt und somit die Sicherheit des gesamten Bauwerkes erhöht. In den letzten Stauperioden betragen bei Vollstau die maximal gemessenen Durchtritte weniger als 4 l/s.

4. ZUSAMMENFASSUNG

Die Ausführung von Asphalt oberflächendichtungen im Hochgebirge erfordert sehr große Sorgfalt, da sie in der Regel einer sehr starken Beanspruchung während des Betriebes unterliegen und sehr starken Temperaturschwankungen ausgesetzt sind. Die aufgezeigten Schäden am Großseedamm, deren provisorische Sanierung und die Generalsanierung der gesamten Dichtung sollten diese Schwierigkeiten beschreiben. Die Schäden hatten verschiedenste Ursachen, wobei

Ausführungsmängel sowohl im Unterbau (Filter- und Ausgleichsschichte) als auch an der eigentlichen Dichtung nicht in jedem Fall auszuschließen sind. Aufgrund des sehr erosionsfesten Stützkörpers aus Steinbruchmaterial waren die Schäden lokal begrenzt. Die provisorische Sanierung der Bruchstellen erfolgte mittels Unterwasserbeton unter Stauhaltung. Bei der Generalsanierung wurde zunächst die bestehende Dichtung abgefräst und anschließend zusätzlich eine zweite Asphalt dichtlage aufgebracht. Durch die getroffenen Maßnahmen war es möglich, das Sickerwasser auf normale Werte zu reduzieren und somit die Sicherheit der Sperre zu erhöhen. Trotz der technisch einwandfreien Ausführung zweier Dichtlagen aufeinander traten zwischen den Dichtschichten vereinzelt wieder die bekannten Blasen auf. Für ihre Entstehungsursache gibt es mehrere Theorien, wobei als Primärursache das Auftreten von durchgehenden Kanülen in der oberen Lage vermutet wird.

LITERATURVERZEICHNIS

- HAUG, W.: Regenerierung von Asphaltaußendichtungen bei Staudämmen und Pumpspeicherbecken, Wasserwirtschaft, Jg.74, (1984), Heft 3
- KIESSLING, H.: Die Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Wasserwirtschaft, Jg.31, (1979), Heft 5/6
- KLÜBER, Th. und BRETH, H.: Zur Standsicherheit eines Steinschüttdammes mit einem Leck in der Oberflächendichtung, Wasserwirtschaft, Jg.67, (1977), Heft 1

Schriftenreihe:

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

- Heft 1 : Prof.Dr.A.W. R e i t z : Beobachtungseinrichtungen an den Talsperren Salza, Hierzmann, Ranna und Wiederschwing (1954)
- Heft 2 : Dipl.Ing.Dr.techn. Helmut F l ö g e l : Der Einfluß des Kriechens und der Elastizitätsänderung des Betons auf den Spannungszustand von Gewölbesperren (1954)
- Heft 3 : Prof.Dr.A.W. R e i t z , R. K r e m s e r u. E. P r o k o p : Beobachtungen an der Ranna-Talsperre 1950 bis 1952 mit bes.Berücksichtigung der betrieblichen Erfordernisse (1954)
- Heft 4 : Prof.Dr.Karl S t u n d l : Hydrochemische Untersuchungen an Stauseen (1955)
- Heft 5 : Prof.Dr.Josef S t i n i : Die baugelologischen Verhältnisse der österreichischen Talsperren (1955)
- Heft 6 : Dipl.Ing.Dr. Hans P e t z n y : Meßeinrichtungen und Messungen an der Gewölbesperre Dobra (1957)
- Heft 7 : Dozent Dipl.Ing.Dr.techn. Erwin T r e m m e l : Limbergsperre, statistische Auswertung der Pendelmessungen (1958)
- Heft 8 : Dr.techn. Dipl.Ing.Roland K e t t n e r : Zur Formgebung und Berechnung der Bogenlamellen von Gewölbemauern (1959)
- Heft 9 : Dipl.Ing.Hugo T s c h a d a : Sohlwasserdruckmessungen an der Silvrettasperre (1959)
- Heft 10 : Dipl.Ing. Wilhelm S t e i n b ö c k : Die Staumauer am Großen Mühlendorfersee (1959)
- Heft 11 : Dipl.Ing.Dr.techn. Ernst F i s c h e r : Beobachtungen an der Hierzmannsperre (1960)
- Heft 12 : Prof.Dr.Hermann G r e n g g : Statistik 1961 (1962) Ausgabe in englischer Sprache (1962)
- Heft 13 : Dipl.Ing.Alfred O r e l : Gesteuerte Dichtungsarbeiten beim Erddamm des Freibachkraftwerkes, Kärnten 1964
- Heft 14 : Neuere Beobachtungen (1964)
- Heft 15 : Sammel-Ergebnisse des 8.Talsperren-Kongresses in Edinburgh 1964 (1966)
- Heft 16 : Dipl.Ing. Otto G a n s e r : Die Meßeinrichtungen der Staumauer Kops 1968
- Heft 17 : 9. Talsperren-Kongreß in Istanbul 1967 (1969)
- Heft 18 : Österreichische Beiträge zum Talsperrenkongreß Montréal (1970)
- Heft 19 : Prof.Dr.Hermann G r e n g g : Statistik 1971 der Talsperren, Kunstspeicher und Flußstauwerke (1971)
- Heft 20 : Dipl.Ing.Dr.techn. Josef K o r b e r : Die Entlastungsanlagen der österreichischen Talsperren (1973)
- Heft 21 : Österreichische Beiträge zum Talsperrenkongreß in Madrid 1973 (1974)
- Heft 22 : Österreichische Beiträge zum 12.Talsperrenkongreß in Mexico 1976 (1975)

- Heft 23 : Dipl.Ing.Dr.techn. Hans P e t z n y, Prof.Dipl.Ing.Dr.techn. Walter S c h o b e r , Dipl.Ing. Dr.techn. Richard W i d m a n n : Messungen an Österreichischen Talsperren (1977)
- Heft 24 : Dipl.Ing. Rudolf P a r t l : Statistik 1977 (Ausgabe auch in Englisch)
- Heft 25 : Österreichische Beiträge zum 13. Talsperren-Kongreß 1979 in New Delhi
- Heft 26 : Österreichische Beiträge zum 14. Talsperren-Kongreß 1982 in Rio de Janeiro
- Heft 27 : Fernüberwachung österreichischer Talsperren
- Heft 28 : Langzeitverhalten österreichischer Talsperren und Flußstauwerke
- Heft 29 : Hydro power schemes and large dams in Austria

