

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

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

HEFT 23

MESSUNGEN AN ÖSTERREICHISCHEN TALSPERREN

Dipl. Ing. Dr. techn. H. Petzny

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

Dipl. Ing. Dr. techn. R. Widmann

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

MESSUNGEN AN ÖSTERREICHISCHEN TALSPERREN

Dipl. Ing. Dr. techn. H. Petzny

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

Dipl. Ing. Dr. techn. R. Widmann

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

1977 by Österreichischer Wasserwirtschaftsverband
An der Hülben 4, A-1010 Wien

Druck: Grazer Druckerei E. Ploetz, A-8010 Graz
Printed in Austria

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

ISBN 3-211-81523-6 Springer-Verlag Wien - New York
ISBN 0-387-81523-6 Springer-Verlag New York - Wien

VORWORT DER SCHRIFTFLEITUNG

Wie in vielen Bereichen der Technik besteht auch beim Talsperrenbau die Notwendigkeit, immer tiefer in den Mechanismus des Verhaltens solcher Großbauwerke einzudringen. Entwicklung und Fortschritt gründen letztlich auf Erkenntnissen, die sich durch Messungen, Beobachtungen und eine geeignete Analyse der Ergebnisse gewinnen lassen. Eine weitere Forderung betrifft die Sicherheit von Talsperren, die weitgehend durch das vorausberechnete Verhalten der Talsperre kontrolliert werden kann. Insoferne haben Instrumentierung, Messungen und Beobachtungen ein zweifaches Ziel, nämlich bessere Grundlagen für den Entwurf und die Berechnung künftiger Talsperren zu geben und im öffentlichen Interesse die Sicherheit durch das Verhalten der Talsperre zu überwachen.

In diesem Heft wird zunächst, getrennt nach Betonsperren und Dämmen, die Entwicklung der Instrumentierung und Meßtechnik, sowie die nach Erkenntnis und Sicherheit strebende Auswertung der Beobachtungen behandelt. Das Erfahrungspotential umfaßt einen Zeitraum von vielen Jahrzehnten und betrifft bis heute 54 Talsperren. Schließlich soll ein Überblick über die Beobachtungssysteme gegeben und in einzelnen Fällen auch auf interessante Sonderuntersuchungen hingewiesen werden. Tabellen und grafische Übersichten erleichtern den Vergleich. Vielleicht läßt sich insgesamt neben einer gewissen Systematik bei der Instrumentierung auch die Absicht erkennen, den Meßsturnus sinnvoll zu wählen und den jeweiligen Verhältnissen anzupassen.

Da das Verhalten von Talsperren sehr eng mit ihrer Sicherheit verbunden ist, wurde in einem eigenen Kapitel auch die Aufgabe und Organisation der Talsperrenüberwachung behandelt, so wie sie derzeit in Österreich gehandhabt wird.

Das vorliegende Heft der Talsperrenreihe hat mehrere Verfasser, die in verantwortlicher Position oder als Experten im österreichischen Talsperrenbau tätig sind. Ihnen sei vor allem für die mühevollen Arbeit gedankt. Die Finanzierung haben das Nationalkomitee der Internationalen Kommission für Große Talsperren (Präsident DDr. H. Lauffer) und der Österreichische Wasserwirtschaftsverband (Präsident Dr. Fenz) übernommen. Es sei auch all denen gedankt, die durch ihre Kenntnis und reiche Erfahrung zur Entwicklung der Talsperren-Meßtechnik beigetragen haben, den Kraftwerksgesellschaften als Eigentümer der Talsperren und der Österreichischen Staubeckenkommission im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft unter dem Vorsitz von Sekt.-Chef Dipl. Ing. E. Wurzer sowie der Wasserrechtsabteilung im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft unter der Leitung von Sekt.-Chef Dr. P. Grabmayr.

Helmut Simmler

I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

	Seite
1. EINLEITUNG	7
2. TALSPERRENAUFSICHT	7
3. ÜBERWACHUNG DER TALSPERREN	9
3.1.1 MESSEINRICHTUNGEN UND MESSVERFAHREN BEI BETONSPERREN	9
3.1.2 MESSEINRICHTUNGEN UND MESSVERFAHREN BEI DÄMMEN	12
3.2.1 HÄUFIGKEIT DER MESSUNGEN AN BETONSPERREN	26
3.2.2 HÄUFIGKEIT DER MESSUNGEN AN DÄMMEN	30
3.3.1 DARSTELLUNG DER MESSERGEBNISSE BEI BETONSPERREN	35
3.3.2 DARSTELLUNG DER MESSERGEBNISSE BEI DÄMMEN	37
4. AUSWERTUNG DER MESSUNGEN	39
4.1 AUSWERTUNG DER MESSUNGEN AN BETONSPERREN	39
4.2 AUSWERTUNG DER MESSUNGEN AN DÄMMEN	47
5. BEISPIELE BESONDERER BEOBACHTUNGEN	50
5.1 NEUE TAUERNMOOSSPERRE	50
5.2 SPEICHER SCHLEGEIS	52
5.3 SPERRE KOPS	57
5.4 STAUDAMM GEPATSCH	64
5.5 STAUDAMM DURLASSBODEN	67
5.6 STAUDAMM EBERLASTE	71
6. ZUSAMMENFASSUNG DER BISHERIGEN ERFAHRUNGEN	74

1. EINLEITUNG

Die Talsperren zählen zu jenen großen Ingenieurbauwerken unserer Zeit, deren Versagen oder Zerstörung schwerwiegende Folgen für ein großes Gebiet und deren Bewohner nach sich ziehen könnte. Das Studium der Zwischenfälle an Talsperren, mit denen sich eine Arbeitsgruppe der Internationalen Kommission großer Talsperren befaßt, hat gezeigt, daß es bei ausreichender Überwachung und richtiger Deutung der Meßergebnisse fast immer möglich war, sich anbahnende Gefahren rechtzeitig zu erkennen und entsprechende Gegenmaßnahmen zu ergreifen. Die meßtechnische Überwachung von Talsperren dient daher der Sicherheit und dem Schutz von Leben und Gut der unterhalb von Talsperren ansässigen Bevölkerung.

Beschränkt man sich nur auf die sicherheitstechnische Überwachung einer Talsperre, so genügen meistens einige wenige charakteristische Messungen, um das regelmäßige Verhalten des Bauwerkes zu überwachen. Will man aber die Ursachen für eventuelle Veränderungen im regelmäßigen Verhalten erkennen, so ist meist ein umfangreiches Meßsystem sowohl für die Talsperre als auch für den Untergrund erforderlich. Die Auswertung solcher umfassender Messungen dient auch der weiteren Entwicklung und Überprüfung der Entwurfs- und Berechnungsverfahren. Nur durch die Gegenüberstellung von theoretischen Berechnungsergebnissen mit den tatsächlichen Meßergebnissen können die Projektanten einer Talsperre jene Erfahrung gewinnen, die sie bei weiteren Projekten befähigt, das Optimum der sicherheitstechnischen und wirtschaftlichen Anforderungen zu finden.

Die Bedeutung der meßtechnischen Überwachung von Talsperren führte dazu, daß diese nicht nur dem Talsperreneigentümer oder Projektanten des Bauwerkes überlassen bleibt, sondern daß sich auch die staatliche Aufsichtsbehörde einschaltet.

Grundsätzlich kann also festgehalten werden, daß eine meßtechnische Überwachung der Talsperren erforderlich ist, um

- die notwendige Sicherheit der Talsperre selbst zu gewährleisten und damit den Lebensraum unterhalb der Talsperre zu schützen und um
- Erfahrungen für weitere Talsperrenbauten zu sammeln.

2. TALSPERRENAUFSICHT

Grundsätzlich liegt die Verantwortung für den Zustand und die Sicherheit einer Talsperre und ihres Stauraumes beim Wasserberechtigten bzw. Eigentümer der Anlage. Seit dem Jahre 1964, nach den Talsperrenkatastrophen Malpasset und Vajont, wurde die ständige Überwachung großer Talsperren im öffentlichen Interesse der Behördenaufsicht unterstellt. Sie wird vom Landeshauptmann des jeweiligen Bundeslandes ausgeübt, in dem die Sperre gelegen ist. Die jeweiligen Kontrollen nimmt der Gewässeraufsichtsdienst vor. In weiterer Folge erstattet auch über Antrag der Obersten Wasserrechtsbehörde die Staubeckenkommission des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft Gutachten über die Bestands- und Betriebssicherheit bestehender Talsperren und Staubecken.

Nach diesen Grundsätzen erfolgt die praktische Durchführung der Talsperrenüberwachung wie folgt :

1) Alle Vorkehrungen und Sicherheitsmaßnahmen zur Kontrolle der Anlage und des Betriebes werden vom Eigentümer vorgeschlagen, im Genehmigungsverfahren für das vorgelegte Projekt behandelt und im Bewilligungsbescheid gegebenenfalls mit Ergänzungen vorgeschrieben.

2) Vom Eigentümer einer Talsperre ist ein fachlich geeigneter "Talsperrenverantwortlicher" zu ernennen und mit entsprechenden Vollmachten auszustatten; dieser ist von der Aufsichtsbehörde des Landes im Einvernehmen mit der Staubeckenkommission zu bestätigen. Mit dieser Funktion kann auch ein Zivilingenieur für das Bauwesen betraut werden.

3) Der Talsperrenverantwortliche hat dafür zu sorgen, daß alle der Sicherheit der Sperre dienenden Beobachtungen, Messungen und Maßnahmen sinnvoll und vorschriftsmäßig getroffen werden, entsprechende Aufzeichnungen gemacht und wahrheitsgemäße Berichte über alle Beobachtungen, Wahrnehmungen und Messungen an das behördliche Gewässeraufsichtsorgan gegeben werden. In diesem alljährlich zu gebenden Bericht ist auch der Zustand der Sperre zu beschreiben und zu beurteilen. Je nach Erfordernis wird sich die Aufsichtsbehörde auch an Ort und Stelle von der Richtigkeit der Angaben periodisch oder von besonderen Wahrnehmungen unmittelbar überzeugen.

Der Bericht wird über die Landesbehörde an die Österreichische Staubeckenkommission weitergeleitet.

Die Staubeckenkommission bzw. ihr Unterausschuß nehmen ihrerseits eine Prüfung der Berichte, besonders auch im Vergleich mit vorhergegangenen Berichten, vor und beurteilen, ob sich etwa Erscheinungen anbahnen, welche die Sicherheit der Anlage herabsetzen könnten. Gegebenenfalls sind Maßnahmen zur Erhöhung der Sicherheit vorzuschlagen, bzw. durch die Wasserrechtsbehörde vorzuschreiben.

Bei der Staubeckenkommission besteht ein Unterausschuß aus Experten des Wasserbaues, der Statik, der Geologie und der Fels- und Bodenmechanik, welcher unter Teilnahme der Landesaufsicht alle österreichischen Talsperren fallweise an Ort und Stelle untersucht und eventuell notwendige Maßnahmen vorschlagen kann.

4) Besondere Beobachtungen, Vorkommnisse und Ereignisse, welche die Sicherheit der Sperre bedrohen, oder von Einfluß auf die Öffentlichkeit sein könnten, sind vom Talsperrenverantwortlichen oder dessen Stellvertreter auf kürzestem Wege der behördlichen Aufsicht des Landes und direkt der Geschäftsführung der Staubeckenkommission zu melden. Im Falle einer Gefahr hat der Talsperrenverantwortliche nicht nur Meldungen zu erstatten, sondern bei der Feststellung aller jener Maßnahmen mitzuwirken, die von Seiten des Wasserberechtigten, teils von der Behörde, oder besonderer Organisationen zu treffen sind und die Maßnahmen, die im Einvernehmen mit der Bezirksverwaltungsbehörde und allenfalls anderen in Betracht kommenden Dienststellen festgelegt und vom Wasserberechtigten durchzuführen sind, zu überwachen.

Eine dieser Maßnahmen ist ein Alarmplan, der auf einer Flutwellenberechnung beruht. Bei allen großen Talsperren ist Vorsorge getroffen, die Bevölkerung im Falle einer Gefahr im Einvernehmen mit den örtlichen Behörden rechtzeitig zu warnen.

3. ÜBERWACHUNG DER TALSPERREN

3.1.1. MESSEINRICHTUNGEN UND MESSVERFAHREN BEI BETONSPERREN

In den ersten drei Jahrzehnten dieses Jahrhunderts wurden nur Gewichtsmauern mit einer Höhe von 26 bis 50 m errichtet. Im Jahre 1911 folgte die gekrümmte Gewichtsmauer Wienerbruck (1)[†] mit 13 m Höhe und im Jahre 1924 die Strubklamm (5) mit 36 m Höhe. Bei den Sperren dieser Bauperiode erfolgte die Überwachung lediglich durch geodätische Messungen an der Sperrrenkrone und durch die Kontrolle der austretenden Sickerwässer.

In den folgenden Jahren wurde die Gewichtsmauer Spullersee Süd (6 a) mit einer Höhe von 36 m und Spullersee Nord (6 b) mit einer Höhe von 26 m und im Jahre 1929 die Tauernmoosperre (8) mit einer Höhe von 28 m errichtet, in denen bereits Kontrollgänge im unteren Drittel der Mauer angeordnet wurden. Die geodätischen Messungen umfaßten den Bereich der Krone und der Luftseite der Mauer so oft dies notwendig erschien und in der schneereichen Winterzeit der Alpenregion auch möglich war [Lit.1] .

Die erste österreichische Gewichtsmauer mit einem vorgeplanten eingehenden Überwachungssystem ist die im Jahre 1931 fertiggestellte 50 m hohe Vermuntsperrre (9), in der bereits drei horizontale Kontrollgänge im Mauerkörper vorhanden sind. Die geodätischen Messungen bestanden in einer Präzisions-Triangulation von Zielpunkten auf der Krone und an der Luftseite der Mauer, einem Präzisions-Nivellement auf der Krone und in den Kontrollgängen; erstmalig wurde auch der Sohlenwasserdruck gemessen.

Zu einer Lotmessung konnte man sich damals noch nicht entschließen, weshalb auch die lotrechten Schächte entfielen, obwohl bereits in den Jahren 1931/32 in der benachbarten Schweiz bei der Spitallamsperrre von Huggenberger die erste Lotanlage der Schweizer Talsperrren mit mechanischer Koordimeter-Messung [Lit.2] und von Hans Petzny zur gleichen Zeit bei der Gewichtsmauer Frain/Thaya mit 52 m Höhe zum erstenmal ein Gewichtslot mit optischer Ablesung des Lot-Schachtes eingerichtet worden war [Lit.3] . Diese Meßeinrichtungen sind noch heute im Betrieb, und die damaligen Bedenken wegen der Unzuverlässigkeit solcher Einrichtungen erwiesen sich als unbegründet.

Bei der im Jahre 1931 fertiggestellten 33 m hohen Gewichtsmauer Pack (10) wurden im unteren Kontrollgang zahlreiche Meßstellen für den Sohlenwasserdruck eingerichtet und das Verformungsverhalten der Mauer durch eine genaue trigonometrische Vermessung der Krone überwacht. Hingegen wurden bei der im Jahre 1940 errichteten Gewichtsmauer Enzingerboden (11) keine besonderen Überwachungseinrichtungen eingeplant.

Im Jahre 1945 wurde die erste Gewölbemauer Österreichs, die 39 m hohe Gerlos-Sperre (12) fertiggestellt. Außer den geodätischen Durchbiegungsmessungen an mehreren Zielpunkten an der Luftseite wurden zur Messung der Temperaturverteilung im Beton elektrische Widerstandsthermometer in größerer Zahl eingebaut, da bei dem schlanken Mauerkörper die Temperatur einen wesentlichen Einfluß auf das Verformungsverhalten ausübt.

Erst bei der im Jahre 1948 fertiggestellten 80 m hohen Gewichtsmauer Silvretta (13) wurden erstmalig in Österreich 5 Gewichtslote eingerichtet, die in verschiedenen Höhen in den Kontrollgängen abgelesen werden können. Diese Lotanlagen reichten noch nicht in den Felsen des Untergrundes und ermöglichten daher nicht, die Verformung des Gründungskörpers zu erfassen. Die auch hier durchgeführten geodätischen Messungen, wie Präzisions-Triangulation, Alignement und Nivellement ergänzen als absolute Messungen die in diesem Falle relativen Verformungsmessungen mit den Loten. Auch die Bewegungen der Blockfugen wurden gemessen. Ferner wurden die Betontemperaturen im Mittelquerschnitt der Mauer in

[†]Chronologische Ordnungsnummer der Talsperrren nach der Statistik der Österr. Talsperrren - künftig jeweils hinter dem Sperrrennamen in () gesetzt.

den ersten Betriebsjahren gemessen. Die meisten Widerstandsthermometer sind jedoch im Jahre 1953 ausgefallen. Der Sohlenwasserdruck wurde an fast 200 Meßstellen in der Aufstandsfläche der Mauer und die Sickerwasserverluste wurden in den Kontrollgängen der Mauer gemessen.

Für die 19 m hohe, im Jahre 1949 fertiggestellte Gewichtsmauer Bürg (14) wurde lediglich eine trigonometrische Überwachung eingerichtet.

In den Jahren 1949 und 1950 wurden die drei Gewölbemauern Salza (15) mit 52 m, Hierzmann (17) mit 55 m und Ranna (18) mit 45 m Höhe fertiggestellt. Wegen ihrer Schlankheit konnten keine Kontrollgänge untergebracht werden. Es wurden jedoch bis zur Sohle reichende Gewichtslote untergebracht und eine geodätische Überwachung der Luftseite und der Krone, sowie Temperaturmeßstellen im Beton eingerichtet.

Die erste große österreichische Gewölbemauer ist die im Jahre 1951 fertiggestellte 120 m hohe Limbergsperre (19). Hier wurden drei Gewichtslote angeordnet, die erstmals 18 m unter die Mauersohle in den Fels hineinreichen. Ergänzt wird die Überwachung des Verformungszustandes der Sperre durch trigonometrische Fein-Einmessung von Zielpunkten an der Luftseite der Mauer in vier verschiedenen Horizonten, sowie durch ein Kronen-Nivellement. Die Lotmessungen werden durch Klinometermessungen ergänzt. Sohlenwasserdruckmessungen wurden mit Hilfe von 59 Sammelglocken in der Aufstandsfläche der Sperre sowohl wasser- als auch luftseitig des unmittelbar auf die freie Felsoberfläche aufgesetzten Kontrollganges vorgenommen. Außer den bereits üblichen Betontemperaturmessungen wurden erstmalig Dehnungsmessungen im Beton der Sperre durchgeführt, um eine direkte Kontrolle der auftretenden Betonspannungen zu erhalten. Im unmittelbar auf den Fels aufsitzenden Sohlstollen wurden auch Sickerwassermessungen in verschiedenen Horizonten an beiden Talflanken durchgeführt. Weiters geben Quellmessungen im luftseitigen Vorland der Sperre eine Kontrolle über die Sickerwassermengen aus dem Sperrenuntergrund.

Im Jahre 1951 wurde auch die 34 m hohe schlanke Bächentalsperre (20) fertiggestellt. Infolge der starken vertikalen Krümmung des Querschnittes der Sperre ist die Überwachung des Verformungsverhaltens nur auf das trigonometrische Meßverfahren für fünf Punkte der Mauerkrone beschränkt geblieben.

1953 wurde die 93 m hohe, unsymmetrische und schlanke Möllsperre (21 a) fertiggestellt, für welche eine umfangreiche geodätische Überwachung eingerichtet wurde. Da diese geodätische Überwachung jedoch nur in großen Zeitabständen möglich war, und die Sperre während des Winters unzugänglich ist, wurden nach einigen Jahren 5 Neigungsmesser mit Gebern an der Luftseite des Mittelschnittes der Mauer eingebaut, deren Meßwerte in die Warte des zugehörigen Krafthauses Limberg fernübertragen werden, um sie für die Ermittlung der Biegelinie zu verwenden.

Ähnlich ausgestattet wurde die im gleichen Jahre vollendete leicht gekrümmte Gewichtsmauer Margaritzensperre (21 b).

Vielseitige Beobachtungseinrichtungen, wie mehrere Gewichtslote, trigonometrische Einmessung, Alignements, Betontemperatur- und Fugenspaltmessungen, Sohlenwasserdruck- und Sickermessungen, Kluftwassermessungen an den Talhängen wurden bei den in den folgenden Jahren fertiggestellten Gewölbemauern Dobra (22), 52 m hoch, Wiederschwing (25), 30 m hoch, Ottenstein (27), 65 m hoch und der 112 m hohen Drossensperre (26 b), der 37 m hohen Gewichtsmauer Weissee (24) und der großen, leicht gekrümmten Gewichtsmauer, der 104 m hohen Moosersperre (26 a) angeordnet. In dieser letzteren wurde zum erstenmal

ein Schwimmlot eingesetzt, welches tief im Felsuntergrund verankert wurde. Die Übertragung einer großen Zahl von Meßwerten in eine Zentrale und zwei Jahrzehnte später auch eine Fernübertragung in die zentrale Warte des Krafthauses im Tal erfolgte erstmalig bei der Mooser- und Drossensperre. Die wichtigsten Meßwerte können nun jederzeit von der Kraftwerkszentrale im Kapruner Tal abgerufen werden.

Ähnliches gilt für die im Jahre 1958 fertiggestellte 24 m hohe Gewichtsmauer Hochalmsee (31).

Im Jahre 1959 wurde die Gewichtsmauer Lünensee (33) mit einer Höhe von 28 m auf einem Felsriegel errichtet. Diese exponierte Lage der Sperre war Anlaß für eine erstmalige Messung der Felsverformungen mit Hilfe eines Gewichtslotes, dessen Verankerung 55 m unter der Aufstandsfläche der Sperre liegt.

In den Jahren 1958 und 1959 wurden drei kleinere Gewichtsstaumauern, die Salzplattensperre (34) mit 16 m Höhe, die Amerseesperre (35) mit 30 m Höhe und die Lutzsperre (36) mit 19 m Höhe fertiggestellt. Wegen ihrer geringen Abmessungen weisen sie keine Besonderheiten in Bezug auf ihre Meßeinrichtungen auf.

Bei der im Jahre 1966 fertiggestellten Gewölbemauer Kops (38) mit einer Höhe von 120 m wurden erstmalig die Meßeinrichtungen so gewählt, daß das Verformungsverhalten der Sperre und des Untergrundes getrennt erfaßt werden konnte. Zusätzlich zu den früher beschriebenen Meßeinrichtungen wurden Schwimmlote bis 60 m tief unter der Aufstandsfläche der Sperre angeordnet. Die Annahme, in dieser Tiefe einen absoluten, unverschiebbaren Nullpunkt zu finden, hat sich indessen nicht erfüllt. Um auch den Bergwasserspiegel luftseitig der Mauer kontrollieren zu können, wurden mehrere Piezometerbohrungen eingerichtet.

Aufbauend auf den Erfahrungen bei der Gewölbemauer Kops wurde bei der im Jahre 1971 fertiggestellten Gewölbemauer Schlegeis (43) ein sehr umfangreiches System, insbesondere für die Überwachung des Untergrundes im Hinblick auf die Verformungen und die Erfassung von Bergwasserdrücken, eingebaut. Insgesamt stehen etwa 600 Meßwerte zur Erfassung des Verhaltens der Talsperre und des Untergrundes zur Verfügung.

Zur Erfassung der Felsverformungen wurden in 7 Querschnitten in je vier Meßrichtungen mit drei Meßlängen insgesamt 84 Extensometer angeordnet, die einen sehr interessanten Einblick in das Verformungsverhalten des Felsuntergrundes ermöglichen. Die Wirksamkeit des Dichtungsschirmes konnte durch Piezometermessungen in verschiedenen Tiefen luft- und wasserseitig des Dichtungsschirmes klar erfaßt werden.

Auch bei der im Jahre 1973 fertiggestellten neuen 53 m hohen Tauernmoossperr (46), die mit einem großen Hohlraum ausgestattet ist, wurde besonderer Wert auf die Erfassung des Verhaltens des Felsuntergrundes gelegt.

Ebenso umfangreiche Meßeinrichtungen wurden bei der im Jahre 1977 fertiggestellten Gewölbemauer Kölnbrein (54) eingerichtet. Durch etwa 600 Meßwerte ist jederzeit eine Beurteilung des Zustandes der Gewölbemauer und des Untergrundes möglich. Drei, bis zu 100 m in den Fels reichende Lotanlagen geben die Verformungen des Felsuntergrundes und der Gewölbemauer in zwei horizontalen Richtungen und auch in der vertikalen Richtung wieder. In vier Punkten des Umfanges der Gewölbemauer wurden bis zu 100 m lange Extensometer-Dreibeine angeordnet, um zusätzliche Aufschlüsse über die Verformungen an der Aufstandsfläche zu erhalten. Auf Piezometermessungen wasserseitig

des Dichtungsschirmes wurde verzichtet. Zur Erfassung der Felsverformungen in horizontalen Ebenen wurden ähnlich wie bei der Gewölbemauer Schlegeis in den vertikalen Ebenen zusätzliche Extensometer an der Wasser- und an der Luftseite angeordnet. Die üblichen Betontemperatur-, Fugen-, Dehnungs-, Sohlenwasserdruck- und Sickerwassermessungen ergänzen das Meßprogramm. Für etwa die Hälfte der anfallenden Meßwerte wurde eine automatische Datenerfassungsanlage mit einer Fernübertragung zunächst in das naheliegende Sperrenwärterhaus, später in eine Computeranlage im Tal installiert, die dann auch eine automatische Auswertung der Meßergebnisse ermöglichen soll.

Einen Überblick über die Zahl und Art der bei den österreichischen Betonsperren eingesetzten Meßinstrumente gibt die Tabelle 1, in der die Talsperren nach ihrer chronologischen Reihenfolge geordnet sind.

Den letzten Stand der Instrumentation zeigt das Beispiel der Sperre Schlegeis (Abb. 1, 2).

LITERATUR

- 1 Dolezal-Lego: "Geodätische Sicherungsmessungen an Staumauern und Wasserkraftanlagen", Gosau, OKA.
Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen,
Österr. Geometer-Verein, Heft XXVI, 1929.
- 2 Huggenberger, A.U.: "Selbsttätiges Anzeigegerät zum Messen der horizontalen Auslenkungen von Hochbauten"
Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereines,
Wien 1935.
- 3 Petzny, H.: "Temperatur und Deformationsmessungen an einer Schwergewichtsmauer"
Zeitschrift des Deutschen Ingenieurvereines in der CSSR, 1937.
- 4 Ulbrich : "Geodätische Deformationsmessungen an österreichischen Staumauern".
Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen, Heft XVII, 1956.
- 5 Petzny, H.: "Über die Durchbiegungen einer Gewichtsmauer".
Wasserkraft- und Wasserwirtschaft, 1939.

3.1.2 MESSEINRICHTUNGEN UND MESSVERFAHREN BEI DÄMMEN

Auch bei den österreichischen Dammbauten ist die Beobachtung und Instrumentation mit der Entwicklung des Dammbaues eng verbunden.

Beim ältesten Staudamm, dem im Jahre 1911 fertiggestellten Gosau-Damm (3) von 17 m Höhe, beschränkte sich die Beobachtung auf die geodätische Messung der Setzungen der Dammkrone, Messungen der Sickerlinie in Standrohren im Damm und der reichlich anfallenden Sickerwassermengen, die unter dem Bruchsteindichtungskern hindurchflossen und in einem Stollen mittels Meßüberfall gemessen werden.

SPERRE SCHLEGEIS, MESSEINRICHTUNGEN

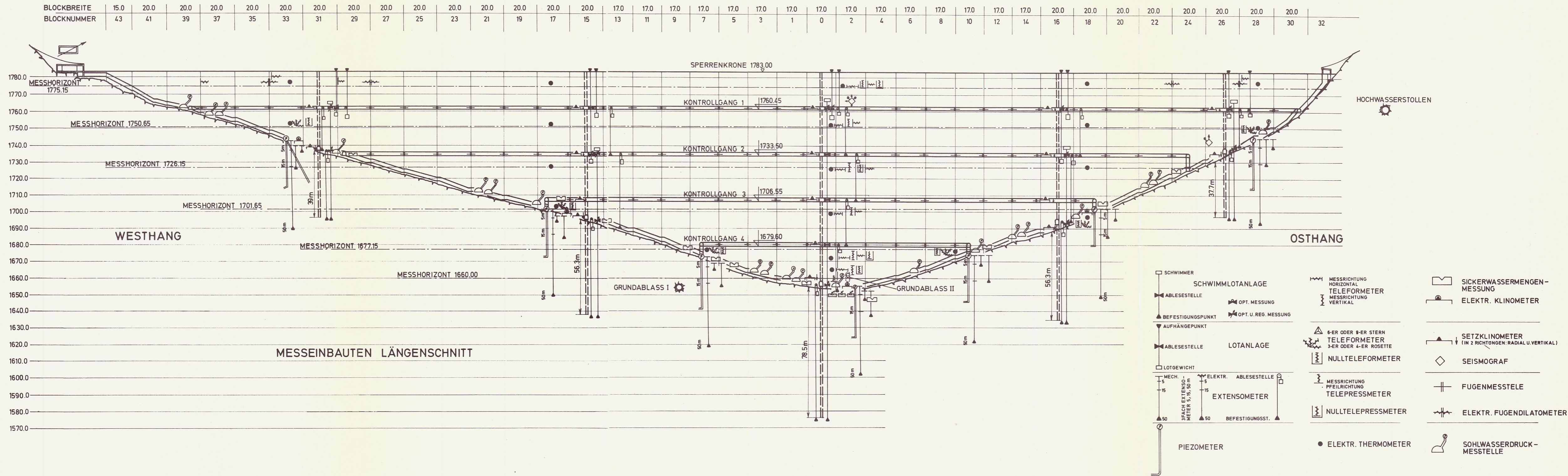
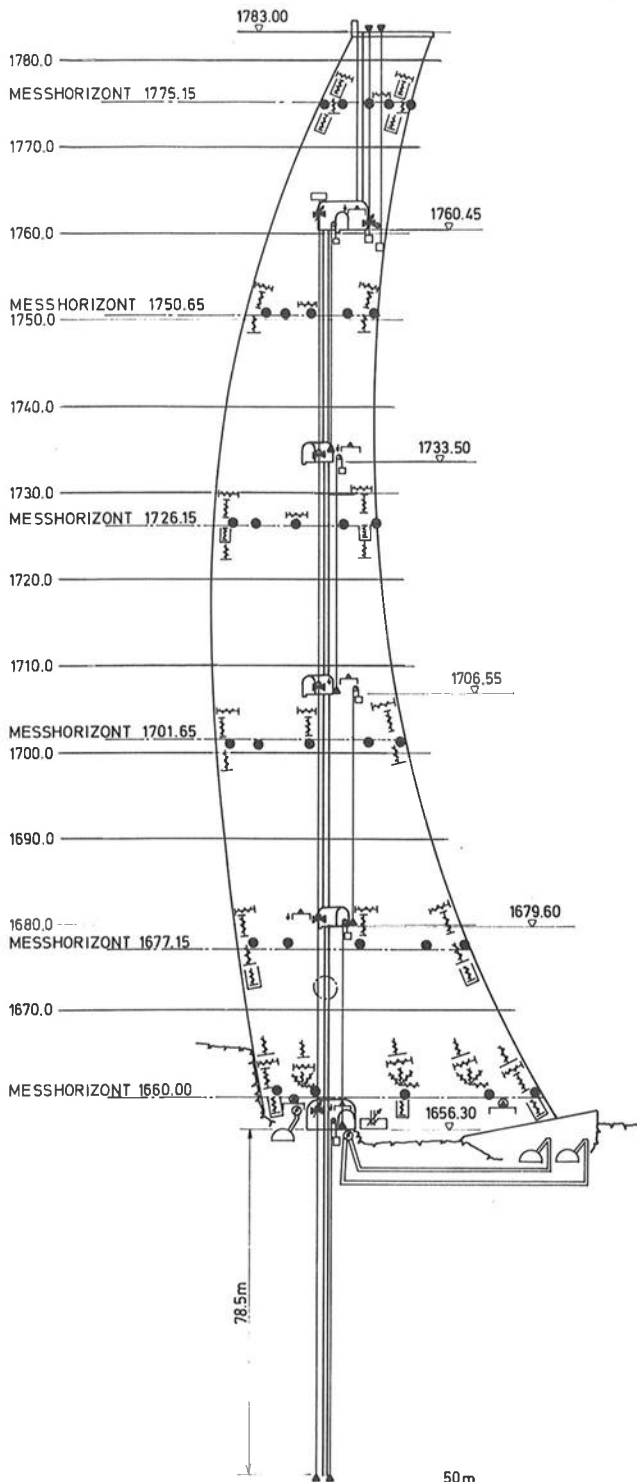


Abb. 1

SPERRE SCHLEGEIS, MESSEINRICHTUNGEN

BLOCK 0



- MESSRICHTUNG HORIZONTAL
- MESSRICHTUNG VERTIKAL
- TELEFORMETER
- NULLTELEFORMETER
- TELEPRESSMETER
- NULLTELEPRESSMETER
- ELEKTR. THERMOMETER

- SCHWIMMER
- SCHWIMMLOTANLAGE
- ABLESESTELLE
- BEFESTIGUNGSPUNG
- AUFHÄNGEPUNKT
- ABLESESTELLE
- LOTANLAGE
- LOTGEWICHT
- MECH. EXTENSOMETER
- ELEKTR. EXTENSOMETER
- PIEZOMETER
- SICKERWASSERMENGEN-MESSUNG
- ELEKTR. KLINOMETER
- SETZKLINOMETER (IN 2 RICHTUNGEN: RADIAL U. VERTIKAL)
- FUGENMESSTELLE
- ELEKTR. FUGENDILATOMETER
- SOHLWASSERDRUCK-MESSTELLE

BLOCK 2

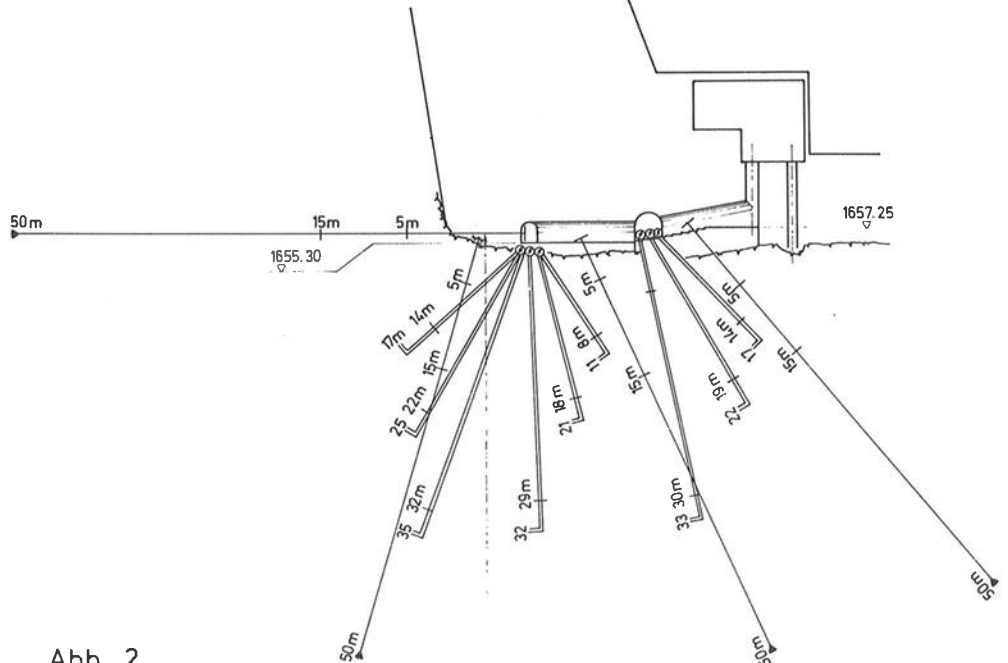








Abb. 2

TABELLE 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
Nr.	Name der Sperre	Jahr	Typ	L	H	B	b																		
2	Erlaufklause	1911		87,5	35	22	3																		
4	Wiestal	1913		66	28	24,8	4,5																		
5	Strubklamm	1924		86	36,5	21	4																		
7	Langmann	1925		85	26	14	1,5																		
6 a	Spullersee-Süd	1925		280	36	31	4	$\frac{1}{1}$				$\frac{1}{1R}$					$\frac{1}{1}$		$\frac{-}{3}$						
6 b	Spullersee-Nord																								
8	Tauernmoos (alt) ab 1973 eingestaut	1929		190	28	21	3							$\frac{4}{4}$											
10	Pack	1930		183	33	25	4	$\frac{5}{5}$				$\frac{6}{-}$								$\frac{5}{49}$			$\frac{70}{50}$		
9	Vermunt	1931		386	53	38	3,5	$\frac{12}{12}$	$\frac{1}{1}$			$\frac{45}{45}$	$\frac{-}{1R}$							$\frac{46}{40}$			$\frac{64}{64}$		
12	Gerlos / alt	1945		67	39	8	1	$\frac{3}{3}$				$\frac{27}{27}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{3}{1}$	$\frac{11}{11}$			$\frac{23}{3}$							
13	Silvretta	1949		432	80	58	4	$\frac{18}{18}$	$\frac{1}{1}$			$\frac{69}{60}$	$\frac{5}{5}$					$\frac{12}{-}$		$\frac{50}{50}$			$\frac{70}{70}$		
15	Salza	1949		121	53	12	3	$\frac{20}{20}$				$\frac{3}{1}$				$\frac{2}{-}$		$\frac{14}{1}$					$\frac{2}{2}$		
18	Ranna	1949		126	45	18	3	$\frac{8}{8}$				$\frac{1}{1}$	$\frac{-}{1}$					$\frac{15}{12}$					$\frac{2}{2}$		
17	Hierzmann	1950		172	58	17	3	$\frac{24}{24}$	$\frac{2}{-}$			$\frac{1}{-}$	$\frac{-}{1}$		$\frac{15}{-}$			$\frac{22}{1}$					$\frac{2}{2}$		
20	Bächental	1951		70	34	4	1,5	$\frac{3}{3}$															$\frac{1}{1}$		
19	Limberg	1952		357	120	37	6	$\frac{32}{32}$	$\frac{1}{1}$			$\frac{14}{14}$	$\frac{3}{3R}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{2}{2}$	$\frac{85}{-}$	$\frac{97}{-}$	$\frac{2}{-}$		$\frac{59}{5}$			$\frac{6}{8}$		
21 a	Mölll	1952		164	93	7,5	3	$\frac{16}{16}$				$\frac{12}{12}$		$\frac{5R}{5R}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{80}{-}$	$\frac{20}{-}$	$\frac{1}{-}$					$\frac{19}{-}$		
21 b	Margaritze	1952		175	39	30	2		$\frac{5}{5}$					$\frac{3R}{3R}$		$\frac{16}{-}$	$\frac{76}{3}$			$\frac{18}{-}$		$\frac{22}{-}$			
25	Wiederschwing	1952		75	30	10	2	$\frac{5}{-}$				$\frac{2}{2}$						$\frac{4}{-}$							
24	Weissee	1952		235	39	30	3					$\frac{1}{1}$						$\frac{30}{-}$		$\frac{25}{20}$			$\frac{1}{2}$		
22	Dobra	1952		234	52	20	2,4	$\frac{11}{11}$	$\frac{1}{1}$			$\frac{1}{1}$						$\frac{6}{10}$		$\frac{25}{22}$			$\frac{55}{33}$		
26 a	Mooser	1955		494	107	70	7		$\frac{5}{5}$			$\frac{9}{9}$		$\frac{4}{4R}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{4}{-}$	$\frac{150}{68}$		$\frac{50}{25}$	$\frac{50}{25}$	$\frac{2}{-}$		$\frac{8}{2}$		
26 b	Drossen	1955		357	112	25	7	$\frac{20}{20}$				$\frac{8}{8}$	$\frac{2}{2R}$		$\frac{16}{14}$	$\frac{129}{-}$	$\frac{170}{-}$	$\frac{29}{20}$	$\frac{48}{35}$	$\frac{48}{35}$	$\frac{65}{-}$		$\frac{14}{2}$		
27	Ottenstein	1957		240	69	24	7	$\frac{17}{17}$	$\frac{1}{1}$			$\frac{4}{4}$	$\frac{-}{1R}$		$\frac{19}{10}$		$\frac{42}{34}$		$\frac{51}{29}$				$\frac{-}{6}$		
29	Gr.Mühldorfersee	1958		433	46	31	2					$\frac{2}{6}$	$\frac{2}{2}$				$\frac{50}{50}$	$\frac{73}{58}$	$\frac{10}{5}$	$\frac{16}{-}$			$\frac{81}{81}$		
30	Kl.Mühldorfersee	1958		159	41	30	2					$\frac{1}{1}$					$\frac{26}{21}$						$\frac{23}{23}$		
31	Hochalmsee	1958		237	24	17	2													$\frac{15}{7}$			$\frac{28}{28}$		
33	Lünersee	1958		380	28	30	4	$\frac{12}{12}$	$\frac{1}{1}$			$\frac{50}{50}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{3}{3}$		$\frac{30}{30}$							$\frac{30}{30}$		
35	Amersee	1958		162	30	21	2																$\frac{2}{2}$		
34	Salzplattensee	1958		88	16,5	15	2					$\frac{1}{-}$											$\frac{3}{3}$		
36	Lutz	1959		40	19	13	5																		
12 a	Gerlos,Verstärkng.	1964		69	39	25	1	$\frac{3}{3}$				$\frac{27}{27}$	$\frac{1}{1R}$	$\frac{-}{1R}$	$\frac{11}{6}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{4}{4}$			$\frac{-}{3}$			$\frac{-}{2}$		
38	Seitenmauer Kops Gewölbe	1966		214 400	43 122	33 30	6	$\frac{25}{25}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{2}{2}$	$\frac{220}{220}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{20}{20}$	$\frac{88}{85}$	$\frac{7}{7}$	$\frac{106}{80}$	$\frac{40}{40}$	$\frac{17}{17}$				$\frac{88}{88}$	$\frac{3}{3}$	
41	Raggal	1967		105	48	31	3,5	$\frac{1}{-}$	$\frac{1}{1}$			$\frac{1}{1}$	$\frac{2R}{2R}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{14}{14}$	$\frac{5}{47}$	$\frac{47}{47}$		$\frac{22}{22}$				$\frac{1}{5}$	$\frac{5}{5}$	
43	Schlegeis	1971		725	131	34	9	$\frac{33}{33}$		$\frac{1}{1}$	$\frac{250}{250}$	$\frac{5}{5R}$	$\frac{5}{5R}$	$\frac{40}{40}$	$\frac{100}{-}$	$\frac{290}{290}$	$\frac{80}{78}$	$\frac{36}{32}$	$\frac{73}{73}$	$\frac{50}{50}$			$\frac{13}{13}$	$\frac{3}{3}$	
46	Tauernmoos, neu	1973		100	53	37	4					$\frac{180}{180}$	$\frac{3}{3R}$	$\frac{30}{30}$	$\frac{55}{55}$	$\frac{15}{67}$	$\frac{72}{67}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{77}{76}$			$\frac{12}{12}$	$\frac{6}{6}$		
50	Klaus	1974		188	55	9,4	2	$\frac{30}{30}$				$\frac{53}{53}$	$\frac{1R}{1R}$	$\frac{2}{2}$	$\frac{61}{60}$	$\frac{12}{12}$	$\frac{51}{51}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{22}{22}$			$\frac{2}{2}$	$\frac{3}{3}$		
54	Kölnbrein	1977		626	200	37	8						$\frac{2}{2}$	$\frac{4}{12}$	$\frac{100}{100}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{50}{50}$							$\frac{14}{14}$	
55	Sölk	1977		128	39	8	2,7						$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{5}$		$\frac{14}{14}$	$\frac{11}{11}$		$\frac{4}{4}$	$\frac{1}{1}$					





ERLÄUTERUNGEN ZU DER TABELLE

- 0 = Chronologische Nummer der Sperre nach Statistik 1961, 1971 und 1977
- 1 = Kurzbezeichnung der Sperre
- 2 = Bauvollendungsjahr
- 3 = Type, Bauart der Sperre,
verwendete Typenbezeichnung nach den internationalen Vorschlägen der
ICOLD 1977
-  = Gewichtsmauer, gerade oder im Bogen
-  = Gewichtsmauer mit Längshohlraum
-  = Bogenmauer, Zylinderform
-  = Gewölbemauer, allgemeine
-  = Gewölbemauer mit künstlichem Widerlager
-  = Gewölbe-gewichtsmauer
- 4 L = Kronenlänge der Sperrenmauer
- 5 H = Höhe der Sperrenmauer über Fundament
- 6 B = Basisbreite im Fundament
- 7 b = Kronenbreite



SYMBOLE DER MESSEINRICHTUNGEN

Darstellung nach den internationalen Vorschlägen der ICOLD 1977

ABSOLUTE VERSCHIEBUNGEN AM MAUERKÖRPER

- 8  = geodätische Meß- und Zielpunkte
- 9  = Alignementmessung, Zielpunkte
- 10  = Polygonzüge
- 11  = Nivellementmeßpunkte


RELATIVE VERSCHIEBUNGEN UND VERDREHUNGEN DER MAUER


- 12  = Gewichtslot mit Ablesestellen
- 13  = Schwimmlot mit Ablesestellen


14  = Klinometer - Meßpunkte

15  = Fugenspaltmessung


VERFORMUNG, SPANNUNG, TEMPERATUR IN DER MAUER


16  = Dehnungsmesser

17  = Temperaturmeßstellen

18  = direkte Spannungsmessung

WASSERMESSUNGEN, SOHLENWASSERDRUCK, GRUNDWASSER

19  = Piezometer-Rohr


20  = Porenwasserdruckmessung, Meßglocken

21  = Hygrometer, Feuchtigkeitsmesser

22  = Sickerwassermeßstellen

MESSUNGEN IM GRÜNDUNGSFELSEN

23  = Telerockmeter, Mehrfach-Meßpunkte

24  = Dilatometer, Mehrfach-Dilatometer



keine Messung



zeitlich begrenzte Messungen, Beobachtungen unbekannt



Anzahl der eingebauten Meßpunkte



Anzahl der eingebauten Meßreihen



Anzahl der Meßpunkte mit Registriereinrichtung



Meßpunkte noch im Betrieb oder neu eingebaut

Der Staudammbau setzte in Österreich erst wieder nach 1947 ein. Die Messungen am fertigen Objekt wurden auf die geodätischen Verschiebungsmessungen an der Oberfläche ausgedehnt.

Da einige Dämme nicht mehr auf Fels gegründet werden konnten, mußten Dichtungsschürzen im Lockergestein hergestellt werden. Dies erforderte eine verstärkte, messende Überwachung der Strömungsverhältnisse im Untergrund durch Standrohre und der Sickerwassermengen. Die Wasserverluste infolge der Um- und Unterläufigkeit des Dichtungsschirmes, sowie jene des Dichtungselementes des Dammes, mußten getrennt gemessen werden.

Ganz besonders wurden diese Messungen beim 41 m hohen Freibachdamm (37) entwickelt, wo ein Kontrollgang an der Sohle der Aufstandsfläche des Erdkernes zur genauen Feststellung und zur Abfuhr der Sickerwässer dient. Auch Quellschüttungen in der Umgebung wurden in diese Beobachtungen einbezogen.

Entscheidend für die Entwicklung des Dammbaues in Österreich waren die großen Staudämme Gepatsch (39) und Durlaßboden (42) sowie der Staudamm Eberlaste (44). Während der Staudamm Gepatsch unmittelbar auf Fels steht, sind die beiden letzteren auf stark zusammendrückbaren Alluvionen gegründet. Es traten größere Setzungen und Verschiebungen auf. Die Meßeinrichtungen mußten diesen Gegebenheiten angepaßt werden und diese besonders berücksichtigen.

Neben den Verformungsmessungen des Dammkörpers an der Oberfläche und im Inneren werden auch Messungen der Porenwasserdrücke in feinkörnigen Dammmzonen sowie in einigen Fällen auch der Erd drücke durchgeführt.

Hier sind die Erd druckmessungen beim Staudamm Gepatsch hervorzuheben, da durch diese erstmalig der ebene Spannungszustand im Hauptschnitt eines Dammes erfaßt werden konnte.

Im allgemeinen werden heute folgende Messungen durchgeführt :

- Setzungen und Verschiebungen auf der Dammoberfläche und auf den unmittelbar anschließenden Geländeoberflächen.
- Setzungen und fallweise auch Verschiebungen sowie Verdrehungen, Dehnungen und Stauungen im Inneren des Dammkörpers.
- Sickerwässer durch die Dichtung, bevorzugt mit Sektionierungen, sowie die Gesamtsickerwässer durch Dichtung und Untergrund, fallweise mit Registrierung und Fernübertragung in eine dauernd besetzte Warte. In diesem Zusammenhang sind auch eine Ermittlung des Feststoffgehaltes im Sickerwasser sowie die Messung der örtlichen Niederschläge erforderlich.
- Porenwasserdrücke in feinkörnigen Dammmzonen und in besonderen Fällen auch Erd drücke.
- Grundwasser, Kluftwasserspiegel und Porenwasserdrücke wasserseitig und luftseitig der Dammdichtung.
- Erdbeben außerhalb des Dammes und auf der Dammoberfläche.
- Temperatur außen und im Damm-Inneren.

Eine Übersicht von den an österreichischen Dämmen eingebauten Haupt-Meßeinrichtungen gibt Tabelle 2 in chronologischer Reihenfolge.

Der Umfang der Hauptmeßeinrichtungen unterliegt starken Schwankungen. Dies hängt neben der Höhe des jeweiligen Staudammes vor allem vom unterschiedlichen Dammaufbau ab. So scheiden zum Beispiel Porenwasserdruckmessungen, vor allem in Dammkörpern aus Steinschüttung, von vornherein aus. Durch die Universalität des Staudammbaues müssen auch das Gesamtsystem, Dammkörper und Untergrund in jedem Falle neu überdacht und die Meßeinrichtungen den jeweiligen Verhältnissen angepaßt werden.

Zur Standardausrüstung zählen jedoch zweifellos die Verformungsmessungen an der Oberfläche sowie Sickerwassermessungen.

Hohe Dämme oder solche, bei denen ungewöhnliche Verhältnisse vorliegen, werden in der Regel auch über das, für die Sicherheit unbedingt erforderliche Maß hinaus instrumentiert, mit dem Ziel, aus den Ergebnissen allgemeine Erkenntnisse für die Weiterentwicklung des Staudammbaues zu gewinnen. Die Staudämme Gepatsch (39), Durlaßboden (42), Finstertal (57) und Bolgenach (58) sind hiefür Beispiele.

Zu den bei den Staudämmen während der Bauzeit erforderlichen Messungen wären auch die laufenden Material- und Einbaukontrollen zu zählen. Durch diese werden die Bodenkennwerte der einzelnen Dammmzonen bestimmt. Darauf kann jedoch im Rahmen des vorliegenden Heftes nicht eingegangen werden.

MESSGERÄTE UND MESSVERFAHREN

Von den Spezialfirmen wird eine große Vielfalt von Meßgeräten angeboten. Man ist bestrebt, selbsttätige, registrierende und mittels Rechenanlagen analytisch und grafisch auswertbare Einrichtungen einzusetzen. Dem sind jedoch im Staudammbau Grenzen gesetzt. Nachstehend werden Verfahren und Geräte beschrieben, die sich in Österreich bewährt haben :

a) Oberflächenverformungen :

Die Einmessung von Beobachtungspunkten auf der Dammoberfläche erfolgt mit geodätischen Geräten entweder durch Triangulierung von Instrumentenstandpunkten außerhalb des Dammes oder durch Nivellement oder durch Alignement.

b) Innere Verformungen :

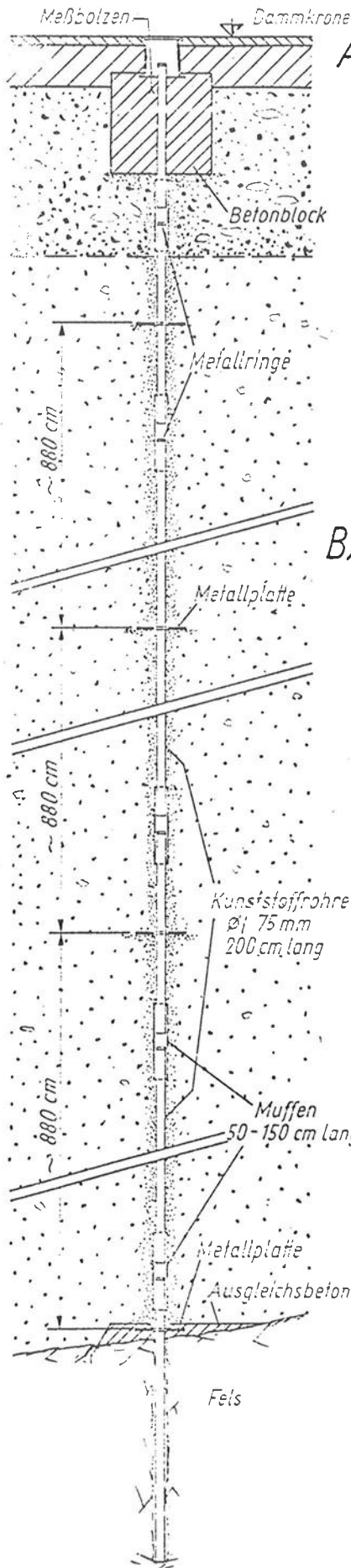
b 1) stehende Pegel (Abb.3)

Es werden PVC-Rohre lotrecht oder steil geneigt eingebaut und unabhängig vom Rohr in die Schüttung eingebettete Metallplatten durch Radiosonden von der Pegeloberkante eingemessen. In Fällen großer Horizontalverformungen wird mit einer Neigungssonde auch die Krümmung der Pegelachse bestimmt, wobei die Orientierung der in Abb. 3 dargestellten Fotosonde durch einen Kreiselkompaß erfolgt. Beim Staudamm Finstertal (57) wird dies durch richtungsmäßig orientierte Fahrbahnen im Pegelrohr durchgeführt, in denen die Sonde jeweils um 90° gedreht abgesenkt werden kann.

b 2) Schwebeschächte mit Lotanlagen und Extensometern.

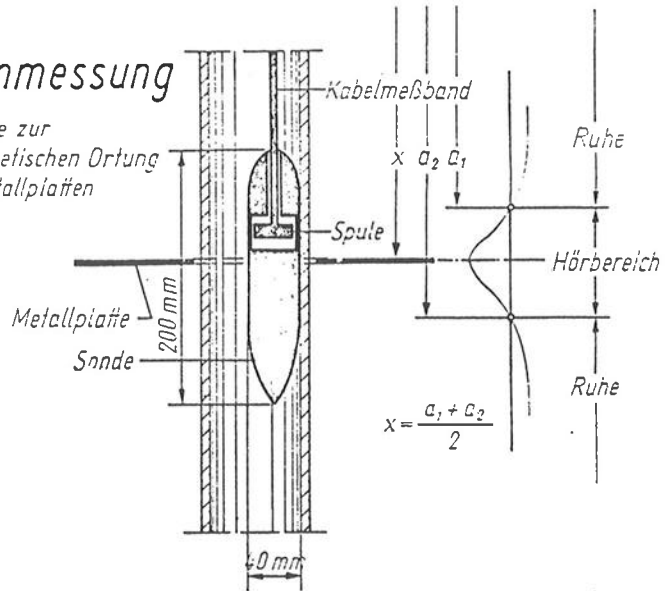
Die bewährten Schwebeschächte werden beim Staudamm Finstertal (57) eingebaut und mit den genauen Lot- und Extensometermessungen kombiniert.

Setzungspegel



A) Längenmessung

Radio Sonde zur elektromagnetischen Ortung der Metallplatten



B) Neigungsmessung

Fotosonde zur Messung der Neigungs- und Azimutwinkel

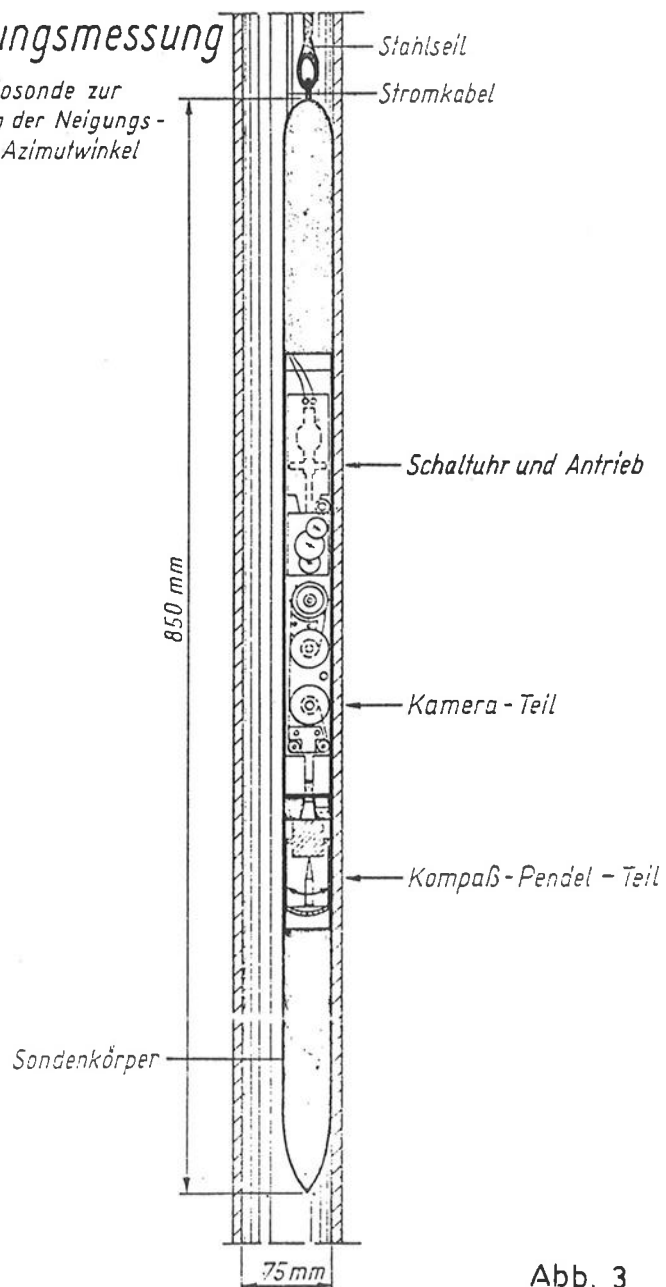


Abb. 3

Setzungs- u. Verschiebungspegel

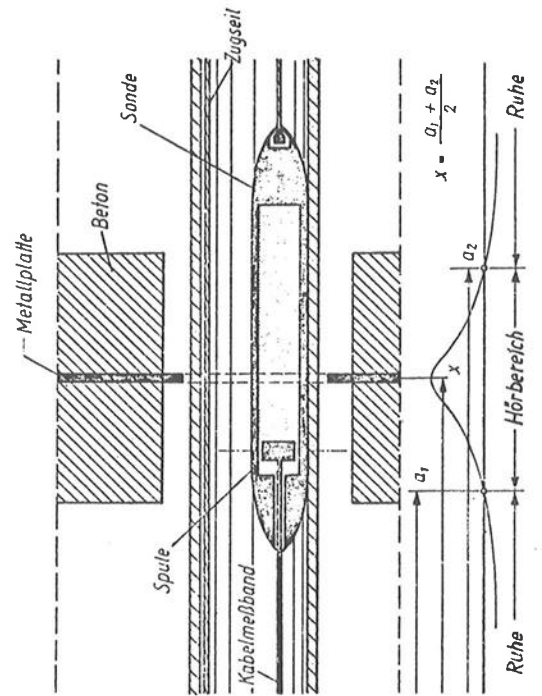
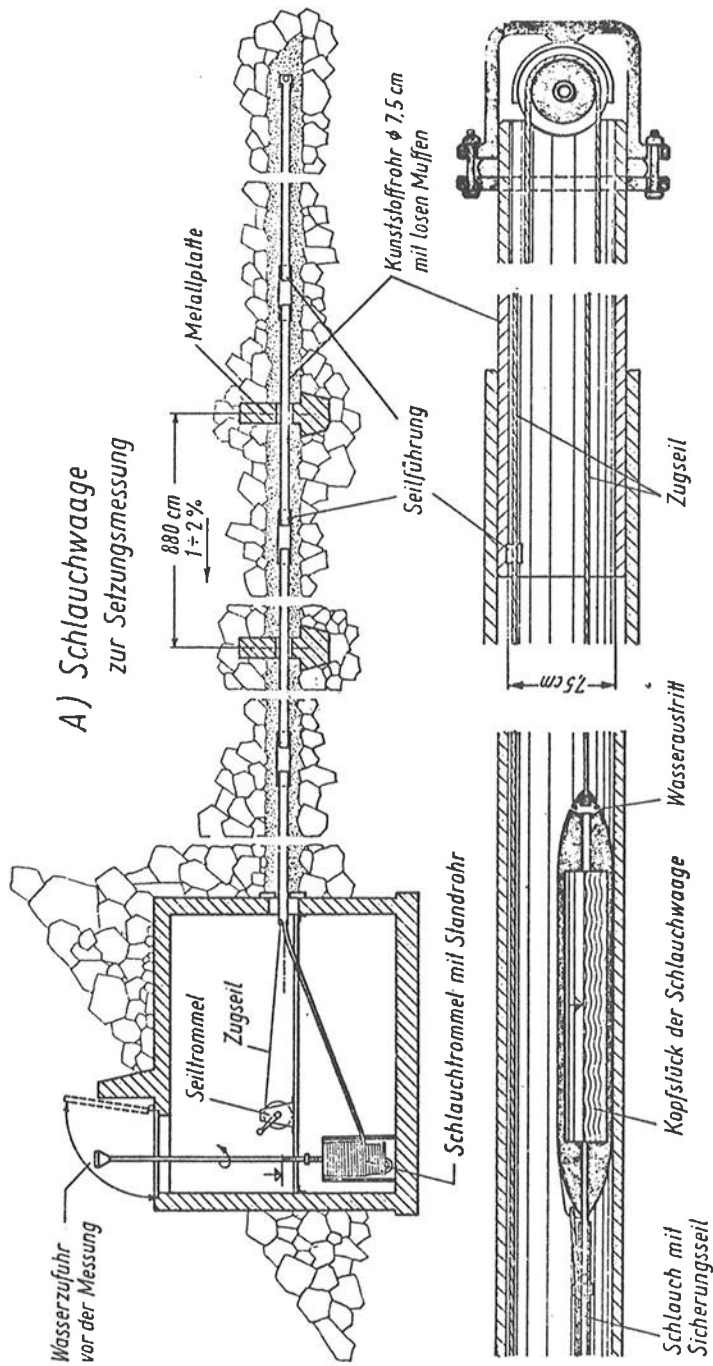


Abb. 4

b 3) Liegende Pegel (Abb.4)

Die Messungen der Bewegungen von Metallplatten in der Längsachse des Pegels erfolgen wie beim stehenden Pegel mit der Radiosonde, wobei der Sondentransport entweder durch einen Seilzug (Gepatsch) oder ein Gestänge (Finstertal) erfolgen kann. In diesem Pegel werden auch Schlauchwagen zur Messung der vertikalen Pegelbewegungen eingefahren. Der liegende Pegel wurde beim Staudamm Gepatsch (39) entwickelt und wird weltweit verwendet.

b 4) Stationäre Schlauchwagen bzw. Setzungsgeber.

Diese werden bevorzugt bei kleineren Dämmen verwendet. Bei geringen Setzungen kommen Präzisions-Schlauchwagen zum Beispiel in Kontrollstollen und Gängen zur Anwendung, wie zum Beispiel beim Durlaßboden (42).

b 5) Polygonzüge und Nivellements in Kontrollstollen und Gängen.

b 6) Inklinometer, Extensometer.

Diese werden bevorzugt in Stollen und Schächten installiert. Beim Staudamm Finstertal (57) werden auch Dehnungs- und Stauchungsgeber in verschiedenen Richtungen sowie Inklinometer im Dammkörper eingebaut.

c) Sickerwasser.

Geringe Sickerwassermengen werden mit Behältern und Stoppuhr gemessen. Für Dauermessungen kommen Meßüberfälle mit Schreibpegelanlagen, fallweise auch mit Fernübertragung in eine dauernd besetzte Warte zur Anwendung. Für die Messung der Niederschlagshöhen und Außentemperaturen werden meteorologische Geräte eingesetzt.

d) Drücke.

Zur Porenwasser- und Erddruckmessung stehen bevorzugt hydraulische, aber auch elektrische Systeme in Verwendung. Beim Staudamm Finstertal (57) werden selbsttätige und registrierende Einrichtungen eingesetzt.

e) Grundwasser und Kluftwasser-Spiegel bzw. Drücke.

Die Messungen erfolgen in Piezometerbohrungen mit Lichtlot oder gleichwertigen Geräten. Die Wasserdrücke werden mit Bohrungen und Manometer oder durch Porenwasserdruckgeber gemessen.

f) Erdbebenmessung.

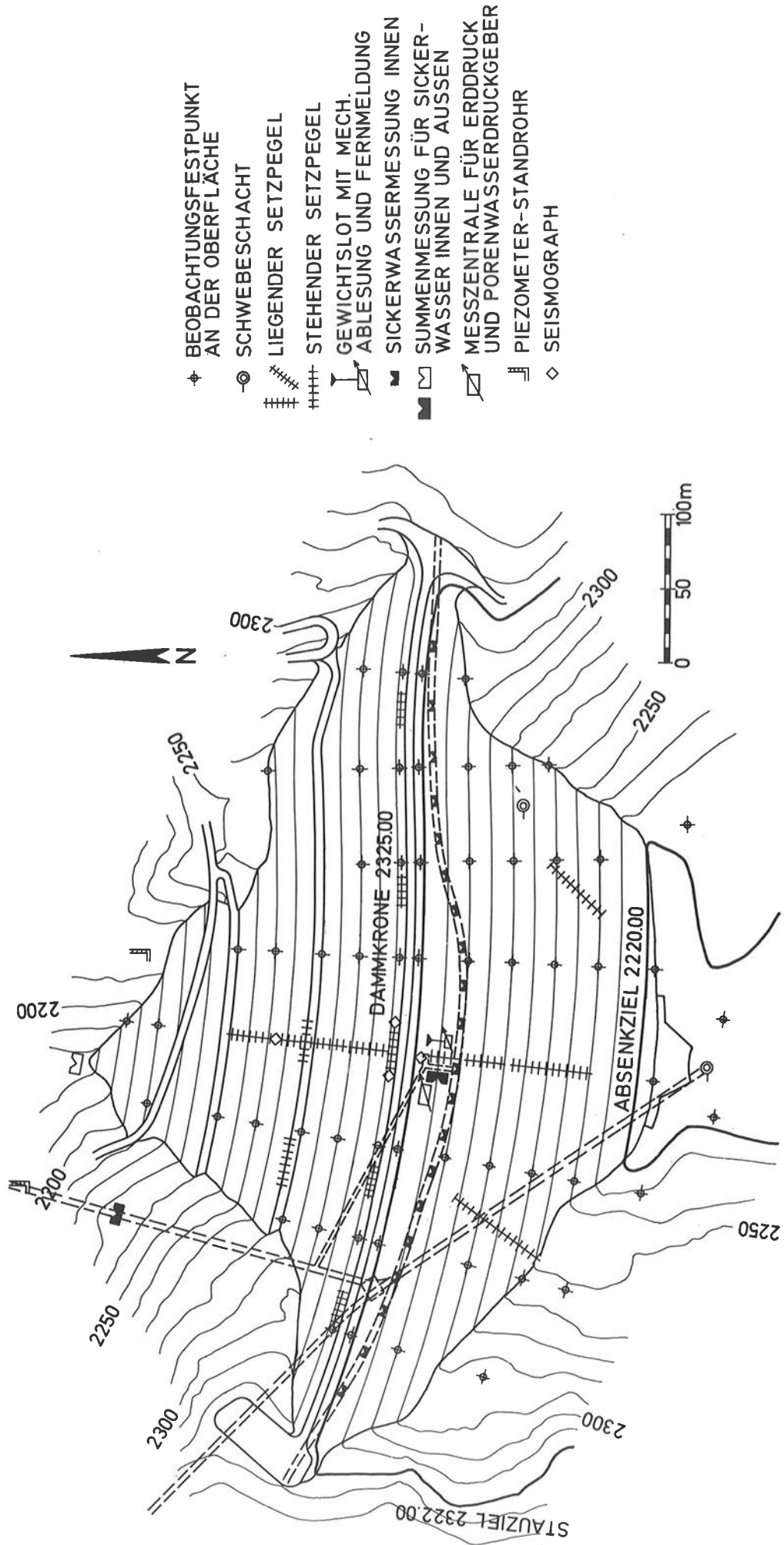
Diese erfolgt in Finstertal (57) durch mehrere Seismographen in verschiedenen Höhen des Dammes und im Untergrund.

g) Temperatur im Damm-Inneren.

Solche Messungen sind bei Dämmen selten und werden wie bei den Staumauern durch elektrische Temperaturgeber oder durch Pegel mit eingeführten Maxima- und Minima-Thermometern vorgenommen.

Als Beispiel für einen, nach neueren Gesichtspunkten instrumentierten Damm kann der in Abb. 5 und 6 dargestellte, bereits wiederholt erwähnte Staudamm Finstertal (57) gelten. Wie ersichtlich, werden alle vorstehend angeführten Meßeinrichtungen eingebaut, wobei besonders die Messung des inneren Verformungs- und Spannungszustandes hervorzuheben ist.

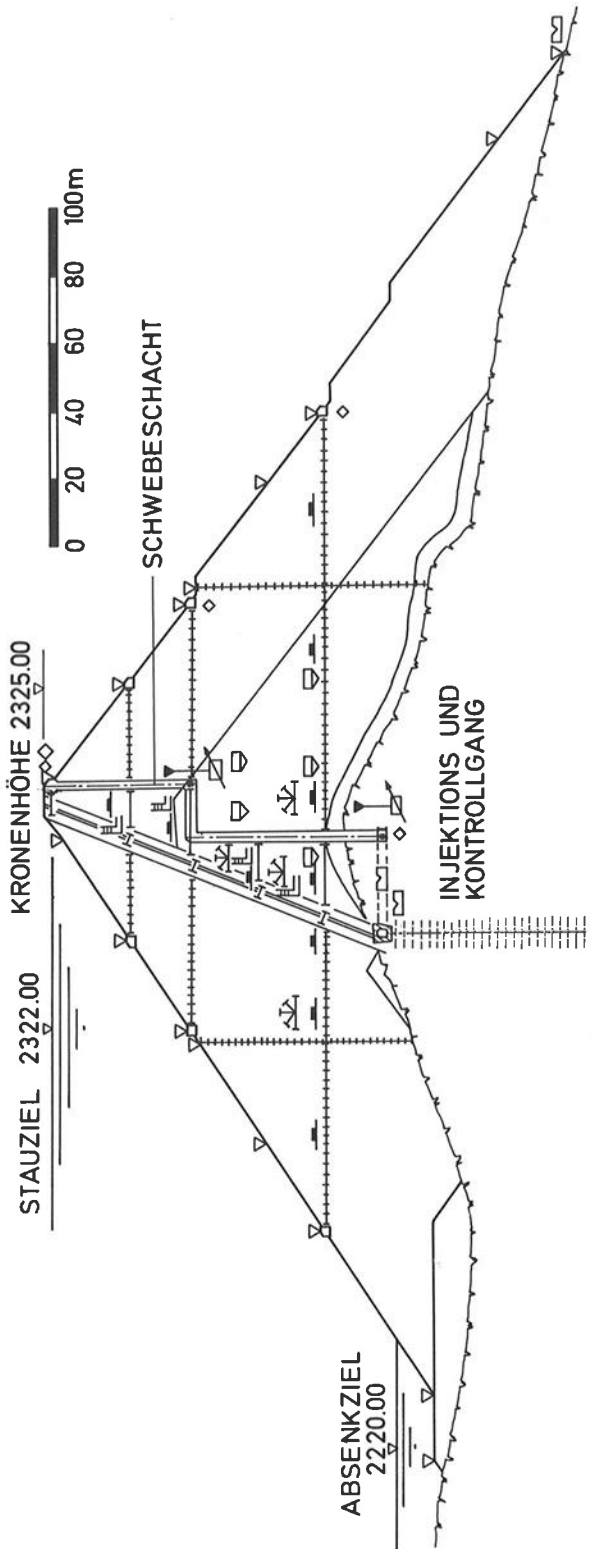
STAUDAMM FINSTERTAL, MESSEINRICHTUNGEN



- ◆ BEOBACHTUNGSFESTPUNKT AN DER OBERFLÄCHE
- SCHWEBESCHACHT
- ⋈ LIEGENDER SETZPEGEL
- ⋈⋈⋈ STEHENDER SETZPEGEL
- ⊥ GEWICHTSLOT MIT MECH. ABLESUNG UND FERNMELDUNG
- ▣ SICKERWASSERMESSUNG INNEN
- ▣ SUMMENMESSUNG FÜR SICKERWASSER INNEN UND AUSSEN
- ▣ MESSZENTRALE FÜR ERDRUCK UND PORENWASSERDRUCKGEBER
- ⊥ PIEZOMETER-STANDROHR
- ◇ SEISMOGRAPH

Abb. 5

STAUDAMM FINSTERTAL, MESSEINRICHTUNGEN



- ▽ OBERFLÄCHENPUNKTE (112 STÜCK)
- ERDRUCKGEBER (90 STÜCK)
- ⋮ PEGEL (15 STÜCK/180 PUNKTE)
- ⊥ EXTENSOMETER (26 STÜCK)
- ⊥ GEWICHTSLOT 2 STÜCK
- PORENWASSERDRUCKGEBER (10 STÜCK)
- ⊥ SCHLAUCHWAAGEN (4 STÜCK)
- ~ KERN DICKENMESSUNG (4 STÜCK)
- ⊥ SICHERWASSERMESSUNG (23 PUNKTE)
- ◇ SEISMOGRAPHEN (5 STÜCK)

Abb. 6





TABELLE 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23		
Nr.	Name des Dammes	Jahr	Typ	L	H	B	b	V																
3	Gosau	1911		50	17	65	4	23.	$\frac{-}{2}$	$\frac{-}{3}$	$\frac{-}{3}$								$\frac{3}{3}$			$\frac{1}{1}$	Kalkstein	
13 b	Bieler	1947		730	24	110	3,5	375.															Gneis, Glimmersch.	
16	Hollersbach	1949		87	16,5	55	3	16.			$\frac{3}{3}$								$\frac{6}{12}$			$\frac{1}{1}$	Moräne auf Gneis	
23	Thurnberg	1952		200	15	70	4	46.	$\frac{2}{2}$		$\frac{4}{4}$								$\frac{12}{9}$	$\frac{-}{10}$		$\frac{1}{16}$	verw. Paragneis	
28	Rotgülden	1957		112	18	68	5	35.		$\frac{0}{3}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{1}{1}$										$\frac{1}{1}$	Moräne auf Gneis	
32	Radlsee	1958		212	16,7	45	2	22.		$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{5}$											$\frac{19}{19}$	Glimmersch.	
37	Freibach	1960		150	41	195	5	235.	$\frac{1}{1}$										$\frac{12}{18}$	$\frac{3}{4}$		$\frac{8}{8}$	Schluff auf Kalkst.	
40	Diesbach	1963		204	36	110	5	165.		$\frac{-}{3}$	$\frac{3}{3}$											$\frac{2}{2}$	Kalkstein	
39	Gepatsch	1964		600	153	420	11	7,100	$\frac{58}{58}$		$\frac{14}{14}$		$\frac{9}{6}$	$\frac{19}{19}$		$\frac{2}{2}$	$\frac{55}{41}$	$\frac{20}{20}$	$\frac{51}{51}$	$\frac{32}{24}$	$\frac{3}{3}$		Augengneis	
42	Durlaßboden	1966		470	83	340	5	52,500	$\frac{18}{18}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{250}{250}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{3}{-}$		$\frac{63}{53}$	$\frac{170}{129}$	$\frac{92}{78}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{25}{25}$	$\frac{12}{12}$	$\frac{54}{38}$	$\frac{7}{7}$	Schluff auf Gneis	
44	Eberlaste	1968		480	28	158	6	790.		$\frac{6}{6}$	$\frac{68}{68}$								$\frac{16}{14}$			$\frac{15}{15}$	Moräne auf Gneis	
47	Feldsee	1970		202	13	65	5	27.															Moräne auf Gneis	
45	Wurten	1971		282	42	150	5	265.	$\frac{5}{5}$		$\frac{36}{36}$		$\frac{31}{31}$	$\frac{4}{4}$					$\frac{15}{15}$		$\frac{4}{2}$	$\frac{5}{5}$	Gneis, Amphibolit	
48	Galgenbichl	1974		115	50	150	5	165.	$\frac{37}{37}$		$\frac{31}{31}$		$\frac{6}{6}$						$\frac{5}{5}$			$\frac{5}{5}$	Biotit Gneis	
49	Oschenik	1973		485	78	190	5	1,000	$\frac{30}{30}$		$\frac{46}{46}$		$\frac{56}{56}$	$\frac{56}{56}$								$\frac{2}{2}$	kristall. Gneis	
51	Großsee	1974		367	41	120	5	380.	$\frac{18}{18}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{18}{18}$		$\frac{20}{20}$	$\frac{20}{20}$								$\frac{2}{2}$	kristall. Gneis	
52	Hochwurten	1974		212	48	158	5	335.	$\frac{54}{54}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{40}{40}$		$\frac{26}{26}$	$\frac{26}{26}$					$\frac{2}{2}$			$\frac{6}{6}$	$\frac{4}{4}$	kristall. Gneis
53	Gößkar	1975		260	55	140	5	540.	$\frac{64}{64}$		$\frac{64}{64}$		$\frac{8}{8}$						$\frac{6}{6}$			$\frac{6}{6}$	$\frac{8}{8}$	Biotit Gneis
56	Längental	Bau		418	37	114	5	400.	$\frac{22}{22}$		$\frac{22}{22}$								$\frac{2}{2}$			$\frac{11}{11}$	Augen- gneis	
57	Finstertal	Bau		652	98	396	9	4,500	$\frac{77}{77}$		$\frac{77}{77}$		$\frac{114}{114}$	$\frac{118}{118}$					$\frac{80}{80}$	$\frac{4}{4}$		$\frac{12}{12}$	$\frac{25}{25}$	Schiefer, Gneis
58	Bolgenach	Bau		240	92	315	6	1,200	$\frac{26}{26}$		$\frac{26}{26}$		$\frac{4}{4}$	$\frac{4}{4}$					$\frac{5}{5}$	$\frac{10}{10}$		$\frac{26}{26}$	$\frac{5}{5}$	Mergel, Sandstein
59	Bockhartsee	Bau		222	33	170	6	245.	$\frac{14}{14}$	$\frac{5}{-}$	$\frac{12}{12}$		$\frac{1}{1}$						$\frac{6}{6}$	$\frac{5}{5}$		$\frac{12}{12}$	$\frac{27}{25}$	Moräne auf Gneis

ERLÄUTERUNGEN ZU DER TABELLE

- o = Chronologische Nummer der Sperre nach Statistik 1961, 1971 und 1977
 1 = Kurzbezeichnung der Sperre
 2 = Bauvollendungsjahr
 3 = Type, Bauart der Sperre,
 verwendete Typenbezeichnung nach den internationalen Vorschlägen
 der ICOLD 1977







- = Erddamm/links, Steinschüttdamm/rechts
 = Damm mit Kerndichtung, senkrecht/Lehm, Ton u.a.

- | | | | |
|---|---|---|---|
| |  | = | Damm mit Kerndichtung, schräg |
| |  | = | Damm mit elastischer Kerndichtung, Asphaltbeton |
| |  | = | Damm mit elastischer Dichtung, schräg |
| |  | = | Damm mit wasserseitiger Dichtung, Asphaltbeton |
| 4 | L | = | Kronenlänge des Dammes |
| 5 | H | = | Höhe des Dammes über Gründungssohle (Hauptschnitt) |
| 6 | B | = | Basisbreite des Dammes |
| 7 | b | = | Kronenbreite des Dammes |
| 8 | V | = | Gesamtschüttmasse des Dammes in 1000 m ³ |





SYMBOLS DER MESSEINRICHTUNGEN

Darstellung nach den internationalen Vorschlägen der ICOLD 1977





VERSCHIEBUNGEN AM UND IM DAMMKÖRPER

- | | | | |
|----|---|---|---------------------------------|
| 9 |  | = | geodätische Meß- und Zielpunkte |
| 10 |  | = | Alignementmessung, Zielpunkte |
| 11 |  | = | Nivellementmeßpunkte |
| 12 |  | = | Gewichtslot |
| 13 |  | = | stehender Setzungspegel |
| 14 |  | = | liegender Meßpegel |

VERDREHUNGEN, DILATATION, DEHNUNGEN, DRUCK- UND SPANNUNGSMESSUNGEN

- | | | | |
|----|---|---|-------------------|
| 15 |  | = | Klinometer |
| 16 |  | = | Dilatometer |
| 17 |  | = | Dehnungsmessungen |
| 18 |  | = | Druckdosen |

WASSERMESSUNGEN, SOHLENWASSERDRUCK- UND GRUNDWASSERMESSUNGEN

- | | | | |
|----|---|---|---|
| 19 |  | = | Piezometer |
| 20 |  | = | Manometermessung f. Wasserdruck in den Steigrohren |
| 21 |  | = | Porenwasserdruckmessungen |
| 22 |  | = | Sickerwasser-Meßstellen, quantitative und qualitative Messungen |
| 23 | | = | Gründungsgestein |

Bei den Verformungsmessungen wurde vor allem der Grundsatz eingehalten, daß sich verschiedene Meßsysteme gegenseitig kontrollieren sollen. So werden die Messungen der liegenden Pegel durch stehende in den Kreuzungspunkten, sowie in anderen Punkten durch Setzungsgeber überprüft. Bei den Erddruckmessungen sind zwei Dammprofile gleichwertig ausgerüstet. Jeder Meßpunkt wird mit vier Gebern bestückt, wobei ein Geber zur Kontrolle der übrigen drei dient. Das gleiche gilt für Dehnungs- und Stauchungsgeber. Einige Erddruck-Meßpunkte erhalten 9 Geber für die Ermittlung des räumlichen Spannungszustandes. Hervorzuheben sind schließlich auch die Messungen der Dicke des Asphaltbetonkernes, die erstmals mit einem von der Tiroler Wasserkraftwerke AG entwickelten Meßverfahren auf magnetischer Basis ohne Durchörterung des Kernes an drei bis vier Stellen zum Einbau kommen.

3.2.1 HÄUFIGKEIT DER MESSUNGEN AN BETONSPERREN

Das Meßprogramm einer Gewölbemauer wird im wesentlichen die Verformungen des Sperrenkörpers und Sperrenuntergrundes erfassen müssen, während Sohl- und Bergwasserdrücke zwar beobachtet werden, aber doch nur in Ausnahmefällen eine besondere Bedeutung erlangen.

Um ein vollständiges Bild vom Verhalten einer Talsperre und des Untergrundes zu erhalten, ist ein möglichst frühzeitiger Beginn der Messungen notwendig. Da sich die Bauzeit größerer Sperren meist über Jahre erstreckt, müssen die Meßeinrichtungen und Maßnahmen für die Überwachung des Untergrundes schon in der Bauzeit während der Phase der Gründung des Bauwerkes eingerichtet werden. Nach Möglichkeit sollte die Nullmessung noch vor dem Aufbringen des Mauergewichtes, spätestens aber vor Staubeginn erfolgen. Auf diese Nullmessung beziehen sich alle weiteren Meßdaten für die Verformung, für die Sickerungen, den Sohlwasserdruck und die Spannungen.

MESSPERIODE I :

Besonders in der Periode der ersten Belastung der Staumauer und des Untergrundes durch den Aufstau, sind zahlreiche Messungen bei allen eingesetzten Instrumenten auszuführen, um erstmalig ein Bild über das tatsächliche Verhalten der Talsperre und des Untergrundes zu bekommen. Ein Vergleich der Meßergebnisse mit den Rechenannahmen und der Berechnung ermöglicht eine Beurteilung der Sicherheit des neuen Bauwerkes. Dies gilt besonders für den ersten Anstau und den Vollstau, wenn sich die Staumauer unter plastischen, irreversiblen Verformungen in den ebenfalls durch plastische Verformungen gekennzeichneten Untergrund eines etwa zerklüfteten Gebirges einfügt.

MESSPERIODE II :

In der ersten Betriebszeit (Stabilisierungsperiode) nach Erreichung des Vollstaues, in der die plastischen Verformungen bereits abklingen, und eine Konsolidierung des Untergrundes eintritt, kann die Zahl der Messungen bereits verringert werden, wenn nicht unerwartete Ereignisse zu besonderen Beobachtungen zwingen.

MESSPERIODE III :

Erst wenn die plastischen, irreversiblen Verformungen der Sperre und des Untergrundes abgeklungen sind, und eine Konsolidierung der Sickerungen und des Sohlwasserdruckes stattgefunden hat, kann die Zahl der Messungen auf ein Minimum beschränkt werden, soferne die statistische Auswertung nicht eine gewisse Zahl von Messungen an der nur mehr elastisch reagierenden Mauer erfordert, um die Rechnungsannahmen (zum Beispiel E-Modul) zu bestätigen oder zu korrigieren.

Jede Sperre erfordert indessen ein ihr angepaßtes eigenes Meßprogramm, das vom Talsperreneigentümer vorgeschlagen und von der behördlichen Aufsicht genehmigt werden muß.

Ohne eine Regel ableiten zu wollen, seien nachstehend in Tabelle 3 Richtzahlen für die Beobachtungsintervalle angeführt, wie sie für die kleineren österreichischen Talsperren aus der Erfahrung gewonnen wurden.

Periode :	I	II	III
Stauspiegel	täglich	täglich	täglich
Lufttemperatur	täglich	täglich	täglich
Niederschlag	täglich	täglich	täglich
Stauwassertemperatur	wöchentlich	monatlich	monatlich
Betontemperatur	wöchentlich	monatlich	halbjährl.
Triangulation	vor und nach Vollstau	bei Vollstau im Winter, bei Abstau im Sommer	alle 2 - 5 Jahre bei Vollstau (Winter)
Lotmessung	wöchentlich	alle 14 Tage	monatlich
Klinometer	wöchentlich	monatlich	monatlich
Dilatometer	wöchentlich	monatlich	alle Jahre einmal,
Telerockmeter	wöchentlich	monatlich	alle Jahre zweimal
Sohlenwasserdruck	wöchentlich	monatlich	bei Vollstau und, bei Abstau

Tabelle 3

Als konkretes Beispiel sei das Meßprogramm für die Betonsperre Schlegeis angeführt :

Zur Erfassung der Verformung des Sperrenkörpers der 131 m hohen und 725 m langen Gewölbemauer Schlegeis wurden wegen ihrer großen Länge 5 Lotanlagen installiert, die bis zu 80 m in den Felsuntergrund hineinreichen. In allen Kreuzungspunkten dieser Lotanlage mit den Kontrollgängen werden die Verschiebungen der Mauer in 2 Horizontalen, aber auch in vertikaler Richtung bezogen auf den Verankerungspunkt im Fels, gemessen. Diese Messungen wurden anfangs 2 mal täglich, später über einer Stauspiegelkote 1 760 m täglich, sonst 2 mal wöchentlich durchgeführt. Für die Radialverschie-

bungen der Mauerkrone wurde eine Fernübertragung in das Krafthaus Mayrhofen eingerichtet. Zur Kontrolle dieser Messungen werden in größeren Zeitabständen Neigungsmessungen bei einigen Lotmeßstellen durchgeführt. Während der ersten Stauperioden wurde auch die Blockfugenweite, allerdings im wesentlichen nur an den Kontrollgangwänden, gemessen, um das Schwinden zu überprüfen und Anhaltspunkte für den günstigsten Zeitpunkt einer wirksamen Injektion der vertikalen Blockfugen zu erhalten, die mehrfach durchgeführt wurde. Da bei Gewölbemauern die Betontemperatur einen entscheidenden Einfluß auf das Verformungsverhalten der Staumauer hat, werden diese in einer großen Anzahl von Meßprofilen anfangs 2 mal wöchentlich bei allen, später nur mehr 1 mal wöchentlich bei einigen charakteristischen Meßprofilen gemessen. An geodätischen Messungen werden lediglich 2 mal jährlich ein Nivellement der Sperrenkrone und ein Polygonzug durch den obersten Kontrollgang durchgeführt, da die umfangreichen Lotmessungen auf einfachem Wege und rasch ein genaues Bild der Mauerdeformationen ergeben. Während der Bauzeit und der ersten Stauperioden wurde zusätzlich ein Nivellement des luftseitigen Mauerfußpunktes mehrmals jährlich durchgeführt.

Erstmals wurden bei der Gewölbemauer Schlegeis in 7 Meßprofilen je 12 Extensometer in je 4 Meßrichtungen und drei verschiedenen Meßlängen installiert, um einen genauen Aufschluß über die Felsverformungen und deren Abklingen mit wachsender Entfernung von der Sperre zu bekommen. Diese Messungen wurden anfangs 3 mal wöchentlich, später in größeren Zeitabständen durchgeführt. Für die dauernde Überwachung werden nur wenige charakteristische Extensometer gemessen.

Die Verteilung der Sohlwasserdrücke ist bei Gewölbemauern nur von untergeordneter Bedeutung. Die Bergwasserdrücke werden mit Piezometern in den gleichen Meßprofilen wie die Extensometer und zu den gleichen Zeitpunkten wie die Sohlwasserdrücke gemessen. Da die Wasserzutritte zum Sohlstollen bei Vollstau relativ hohe Werte erreichten, wurde die Drainagewassermenge bei höheren Stauspiegeln zunächst täglich gemessen. Die Summenwerte für die beiden Talflanken werden in das Krafthaus Mayrhofen fernübertragen. In größeren Zeitabständen wird auch die Schüttung der aus der luftseitigen Sperrenixen abgeteufte Drainagebohrungen gemessen, die aber keine nennenswerten Mengen bringen.

Während des normalen Betriebes werden daher lediglich die auf den tiefliegenden Verankerungspunkten bezogenen Radialverformungen in der Mauerkrone und die Wasserzutritte zum Sohlstollen täglich gemessen und fernübertragen. Alle übrigen Messungen werden lediglich während der wöchentlichen Kontrollgänge durch die Sperre durchgeführt, so daß die Kontinuität der Meßreihen gewährleistet ist.

Tabelle 4 :

M E S S P R O G R A M M S C H L E G E I S

Meßperioden	I	II	III
Stauspiegel	bis 1 782,0	1 760 1 760	1 760 1 760
Lotanlagen	2 x T	2 x W T	2 x W ⁺ T ⁺
Klinometer	3 x W	W 2 x W	M W
Blockfugenweite	W	W	- -
Betontemperaturen	2 x W	W	W
Extensometer	3 x W	W 2 x W	M W
Sohlwasserdrücke	3 x W	W 2 x W	M W
Piezometer	3 x W	W 2 x W	M W
Drainagen - Sohlgang	3 x W	2 x W T	W ⁺ T ⁺
Drainagen - Bohrungen	3 x W	W 2 x W	M W

T täglich, W wöchentlich, M monatlich

+) Fernübertragung in das Krafthaus Mayrhofen

3.2.2 HÄUFIGKEIT DER MESSUNGEN AN DÄMMEN

Auch bei den geschütteten Dämmen kann die Zahl der Messungen durch ähnliche Perioden wie bei den Betonsperren bestimmt sein. Es können unterschieden werden :

MESSPERIODE I :

Während der Periode der Bauzeit und des ersten Anstaus treten bei den Verformungen, beim Porenwasserdruck, beim Erddruck, sowie bei den Sickerwassermengen die größten Veränderungen auf.

Die Messungen erfolgen so häufig, daß jede Änderung der Tendenz der Meßgrößen erfaßt werden kann. Dies hängt vor allem von der Bau- und Staugeschwindigkeit ab. Von registrierenden Einrichtungen abgesehen, werden im allgemeinen die Messungen einmal täglich durchgeführt.

MESSPERIODE II :

Nach dem Vollstau und in der ersten Betriebszeit klingt der plastische Teil der Verformungen ab und auch Porenwasserdruck, Erddruck und Sickerwassermengen stabilisieren sich.

Wenn in der Tendenz der Meßgrößen keine größeren Veränderungen mehr zu erwarten sind, können die Intervalle entsprechend der Stau- und Absenkgeschwindigkeit auf Wochen oder Monate ausgedehnt werden. Registrierende Einrichtungen erhalten meist eine Fernübertragung in eine ständig besetzte Warte.

MESSPERIODE III :

In der weiteren, normalen Betriebszeit bleiben die Verformungen und Drücke in den sich wiederholenden Belastungszyklen praktisch gleich. Bei den Sickerwässern tritt häufig Selbstdichtung ein. Bezüglich der Anzahl der, in den einzelnen Zeitabschnitten erforderlichen Messungen können nur allgemeine Gesichtspunkte angeführt werden.

Bei vielen Messungen ist eine Beschränkung auf 2 Messungen im Jahr oder auf noch größere Intervalle möglich. Die Registrierung und Fernübertragung der wichtigsten Meßdaten, wie zum Beispiel der Sickerwässer wird beibehalten und allenfalls mit Alarmanlagen gekoppelt.

Als konkretes Beispiel sei das in Tabelle 5 dargestellte Meßprogramm des Dammes Durlaßboden angeführt .

MESSPROGRAMM DURLASSBODEN

(Abb. 7 und 8)

Das Meßprogramm für Dämme hat die Schwerpunkte grundsätzlich anders zu setzen als jenes von Staumauern. So wurden zwar auch beim 70 m hohen, auf Alluvionen gegründeten

Damm Durlaßboden Verformungsmessungen des Dammkörpers mit Setzungspegeln in der Dammachse und in Meßpunkten an der Wasser- und Luftseite der Dammböschungen, sowie an der Krone des Dammes durchgeführt, doch dienten diese Meßergebnisse mehr der Kontrolle der erzielten Verdichtung des Schüttmaterials als der Überwachung der Sicherheit des Dammes.

Größere Bedeutung hatte die Lage- und Höhenbestimmung des an der Aufstandsfläche in der Dammachse angeordneten Kontrollganges, vor allem, um das unterschiedliche Setzungsverhalten des entlang der Dammachse sehr verschiedenen Untergrundes zu überprüfen. Alle diese Messungen zeigten das Abklingen der Verformungen von Dammkörper und Untergrund; sie werden daher ebenso wie die Setzungsmessungen im Bereich der Dammeinbindungen nur mehr zweimal jährlich durchgeführt.

Die in den Kontrollgang eintretenden Sickerwässer, sowie die Kerndrainage wurden während der ersten Stauperioden täglich, später zum Teil in größeren Zeitabständen gemessen. Auf einigen Kontrollgangringen wurde während der ersten Stauperioden auch der Erddruck gemessen, um die Berechnungsannahmen für den Betongang zu überprüfen.

Von größter Bedeutung während der ersten Stauperioden hingegen sind die Porenwasserdrücke im Kern und im Untergrund; die Messungen dieser Drücke konnten jedoch nach deren Abklingen eingestellt werden. Von bleibender Bedeutung hingegen ist die Lage der Sickerlinie im Kern, die während der ersten Stauperioden täglich gemessen wurde.

Eine ähnliche Bedeutung haben die Entspannungsbrunnen und die Piezometer für die Lage des Grundwasserspiegels im Untergrund luftseitig des Dammes, die in den ersten Stauperioden täglich, insbesondere bei höheren Speicherspiegellagen, gemessen wurden. Für die Entspannungsbrunnen und einige charakteristische Piezometer wurde dann eine Fernübertragung der Meßwerte in das Krafthaus Zell am Ziller eingerichtet.

Für die Überwachung des Verhaltens der rechten Dammeinbindung war der sogenannte Sondierstollen Nord besonders geeignet. Die Lageänderungen dieses Stollens werden geodätisch gemessen. Wegen des großen Zeitaufwandes für diese Messungen wurde jedoch eine Längenmessung mittels Invardraht und eine Neigungsmessung mit Schlauchwagen installiert, die einfach und daher in kurzen Zeitabständen beobachtet werden konnten. Da dieser Stollen eine alte Gleitscholle durchquert, die sich zwar im Talboden festgefahren hat, wurde für diese Meßwerte eine Grenzwertübertragung in das Krafthaus Zell am Ziller eingerichtet, um diesen Bereich unter ständiger Kontrolle zu halten.

Für den linken Hang stand insbesondere der Grundablaßstollen luftseitig der Schieberkammer zur Verfügung, in dem über die Rückschlagventile die Höhe des Bergwasserspiegels gemessen wird. Die starke Stauabhängigkeit des Bergwasserspiegels in diesem Bereich war, wie sich bald zeigte, nicht auf eine Durchlässigkeit des Dichtungsschirmes, sondern auf den Entfall der ursprünglich wasserseitig der Dammachse wirksamen natürlichen Hangdrainage zurückzuführen, die daher durch Drainagebohrungen aus dem Grundablaßstollen und der luftseitigen Dammixe ersetzt werden mußte. Insbesondere bei höheren Speicherspiegellagen werden diese Messungen täglich durchgeführt. Über dem linksufrigen Hochwasserüberfall war eine Hangabsicherung mit Vorspannankerungen notwendig, deren Wirksamkeit durch Messungen der Lage und Neigungsänderungen der Ankerköpfe monatlich überprüft wird.

STAUDAMM DURLASSBODEN, LAGEPLAN DER MESSEINRICHTUNGEN

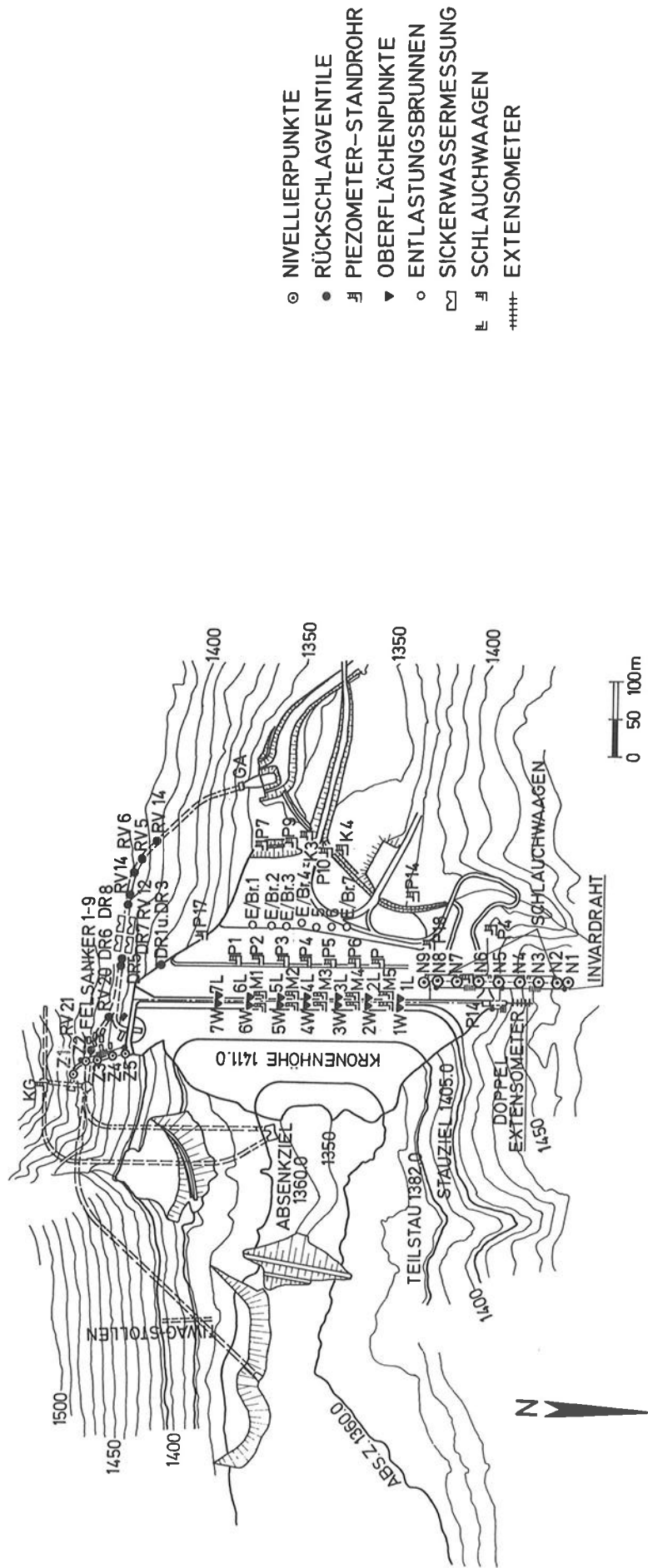
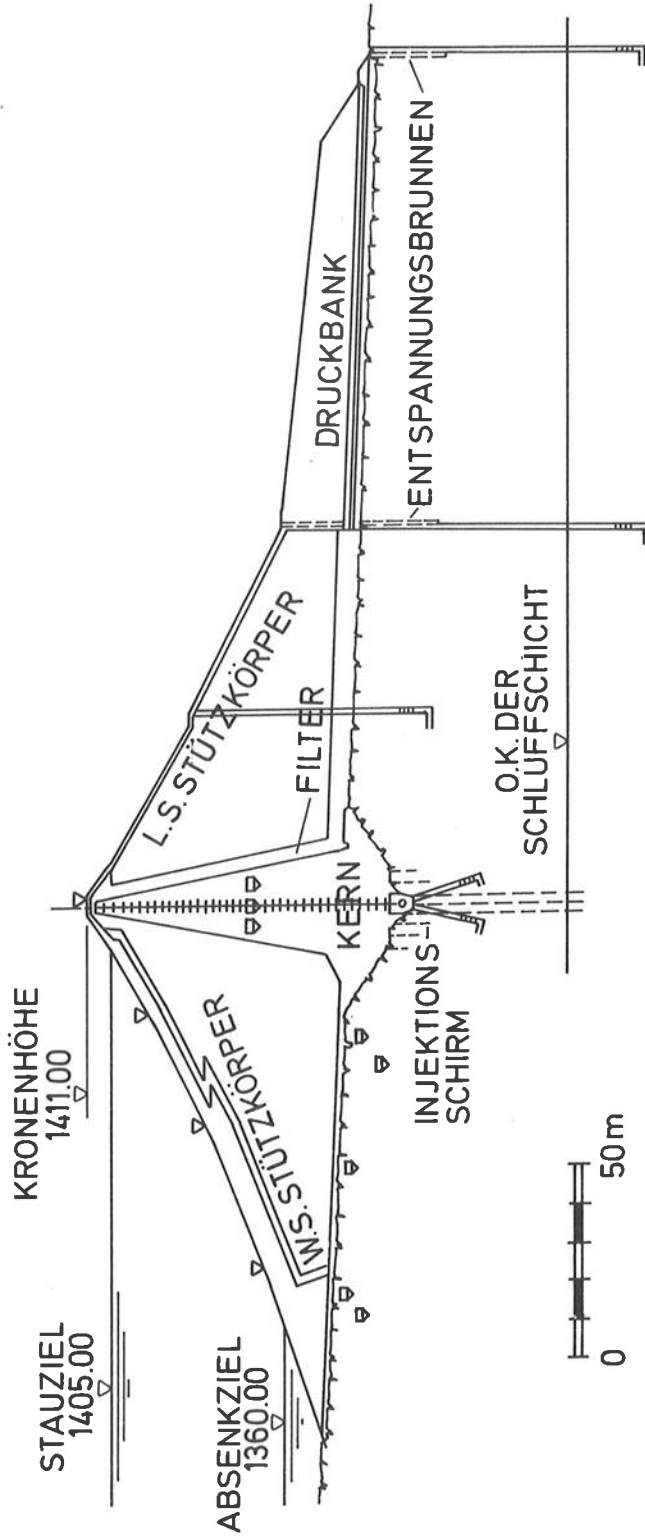


Abb. 7

STAUDAMM DUR LassBODEN, MESSEINRICHTUNGEN



- ☐ PORENDRUCKGEBER
- ▽ GEODÄTISCHE MESSPUNKTE
- ┆┆┆ PIEZOMETER (KONTROLLFÄCHER)
- ┆┆┆ SETZPEGEL

Abb. 8

Tabelle 5 :

M E S S P R O G R A M M D U R L A S S B O D E N

Meßperioden		I	II		III	
Stauspiegel			139o	139o	139o	139o
Dammkörper	Verformungen	Damtoberfläche	1W-7W, 1L-7L	M	4 x J	2 x J
		Setzungspegel		M	M	-
		Kontrollgang, Lage und Höhe		M	4 x J	2 x J
		Kontrollgang, Neigung, Fugen		W	M W	-
		Kontrollgang, Sickerwasser		T	T	W T
	Sickerlinie	Kontrollgang, Erddruck		W	M W	-
		Kontrollgang, Kerndrainage		T	M T	M
		Porenwasserdruck im Kern		M	M	-
Sickerlinie			T	T	W	
Unterrund	Talmitte	Porenwasserdruck wasserseitig		M	M	-
		Piezometer	P	T	2xW T	M +)
		Entspannungsbrunnen	E/Br	T	2xW T	W T ⁺⁾
	rechter Hang	Sondierstollen Nord, Lage, Höhe	N	M	M	2 x J
		Sondierstollen Nord, Länge, Neigung	+	T	W T	M W ⁺⁺⁾
		Sondierstollen Nord, Piezometer	P 14	T	T	W
		Sondierstollen Nord, Sickerwasser		T	T	W T ⁺⁺⁾
		Grundablaßstollen, Lage des Auslaufs	GA	2 x J	2 x J	2 x J
		Grundablaßstollen, Rückschlagventile	RV	T	2xW T	W T
		Drainagen	Dr	T	2xW T	W T
		Zugangsstollen zur Schieberkammer, Höhe	Z 1 + Z 5	M	4 x J	2 x J
		-"- Länge, Neigung	+	M T	2xW T	W T
		Hangsicherungen (Köpfe der Vorspannanker)	1 + 9	M	M	M
	Stauraum, Hangbewegungen			x J	2 x J	2 x J

Zeichenerklärung : T täglich, W wöchentlich, M monatlich, J jährlich
 Bezeichnungen der Meßgeräte siehe Abb. 7 - Lageplan Durlaßboden

+) Fernübertragung ins Krafthaus Zell/Ziller

++) Fernübertragung ins Krafthaus Zell/Ziller mit Grenzwertkontrolle

Ein besonderes Meßprogramm war für die Überwachung einiger rutschgefährdeter Abschnitte der Stauninhänge aufgestellt worden, das auf geodätischem Weg im Frühjahr und im Herbst durchgeführt wird und die täglich vom Sperrenwärter vorgenommenen optischen Beobachtungen ergänzt.

In den vergangenen Betriebsjahren sind einige kleinere Hangbewegungen im Stauninhang eingetreten, die zunächst optisch festgestellt wurden, sodann aber durch eine tägliche geodätische Überwachung unter Kontrolle gehalten wurden.

Das Beispiel des Damms Durlaßboden zeigt besonders deutlich, daß die generellen Richtlinien für die Überwachung eines Damms

- Kontrolle der Verformungen des Dammkörpers nur in den ersten Betriebsjahren
- Kontrolle der Sickerlinie im Dammkörper und
- Kontrolle des Grundwasserspiegels im Bereich luftseitig des Damms

zwar die grundsätzliche Anordnung der Meßeinrichtungen bestimmen, daß aber die Auswahl der einzelnen Meßeinrichtungen den örtlichen Verhältnissen und den Meßerfahrungen während der ersten Stauperioden angepaßt werden müssen.

3.3 DARSTELLUNG DER MESSERGEBNISSE

3.3.1 BETONSPERREN

Zunächst werden alle Meßergebnisse tabellarisch gesammelt. Für eine rasche Beurteilung ist jedoch die Darstellung in einer geeigneten grafischen Auftragung erforderlich.

Geht es um den Nachweis gleichbleibender Sicherheit, so ist eine zeitabhängige Auftragung der Meßwerte am übersichtlichsten; so wird etwa durch einen Jahr für Jahr gleichbleibenden Extremwert das regelmäßige Verhalten der Talsperre aufgezeigt.

Will man jedoch weitere Aussagen treffen, dann müssen die zueinander in Beziehung gesetzten Parameter variiert werden.

So ist zum Beispiel für die Temperaturmessungen eine Auftragung über die Zeit zweckmäßig, sodaß das Abklingen der Abbindewärme in Abhängigkeit von der Mauerdicke im Vergleich mit der zeitlich gleich aufgetragenen Luft- oder Wassertemperatur zu erkennen ist.

Die Verformungen und Durchbiegungen des Mauerkörpers können ebenfalls über die Zeitmaßstäbe aufgetragen werden. Durch gleichzeitige Eintragung der Stauhöhe und der Temperatur läßt sich der Einfluß dieser Größen auf die Verformungen beurteilen.

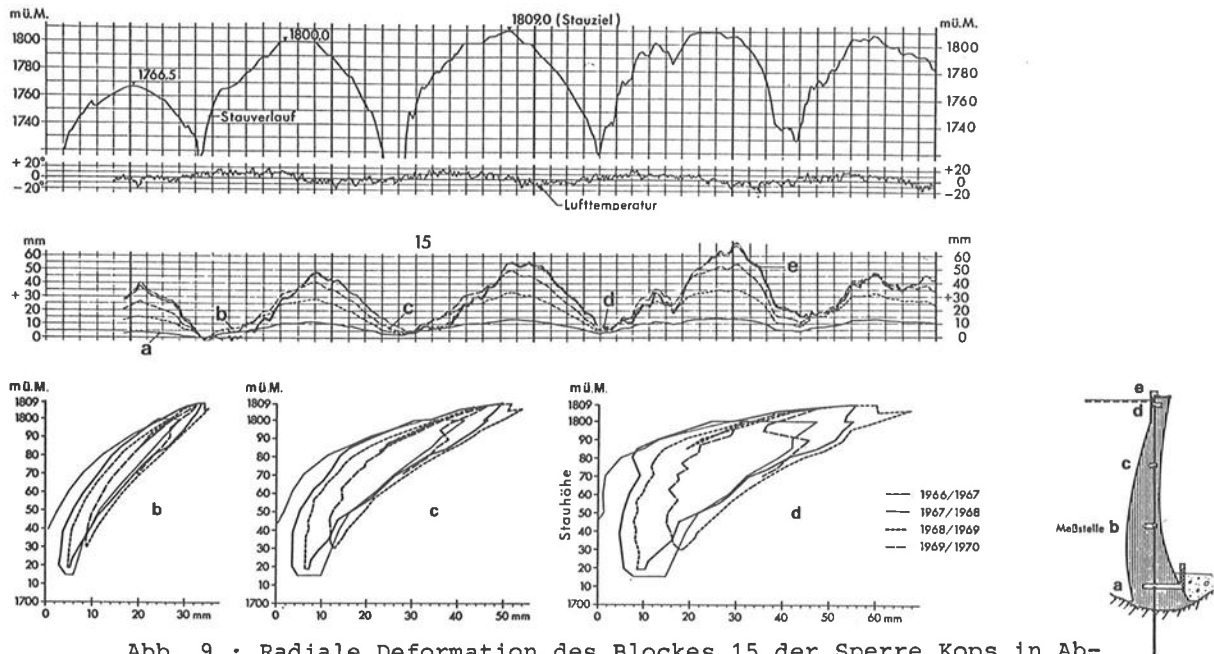


Abb. 9 : Radiale Deformation des Blockes 15 der Sperre Kops in Abhängigkeit von der Stauhöhe

Eine andere Darstellung der Verformung und Durchbiegung in Abhängigkeit von der Stauhöhe ergibt sich durch die Auftragung eines Jahresverlaufes (Abb. 9), wobei für jedes Jahr eine Schleife entsteht, deren Form unter anderem vom jahreszeitlich unterschiedlichen Temperaturzustand der Mauer abhängt. In einer solchen Auftragung ist sowohl der elastische als auch der plastische Anteil der Gesamtverformung zu erkennen, der durch eine Verschiebung der Jahresschleife in Richtung der Verformungsachse im Diagramm zum Ausdruck kommt. Auch der Übergang vom plastisch-elastischen Verhalten in das rein elastische Verhalten der Mauer ist erkennbar. Eine ähnliche Darstellung in Form einer Hysteresisschleife ergibt sich auch für die Verformung des Gebirgskörpers durch Telerockmetermessungen (Abb. 10).

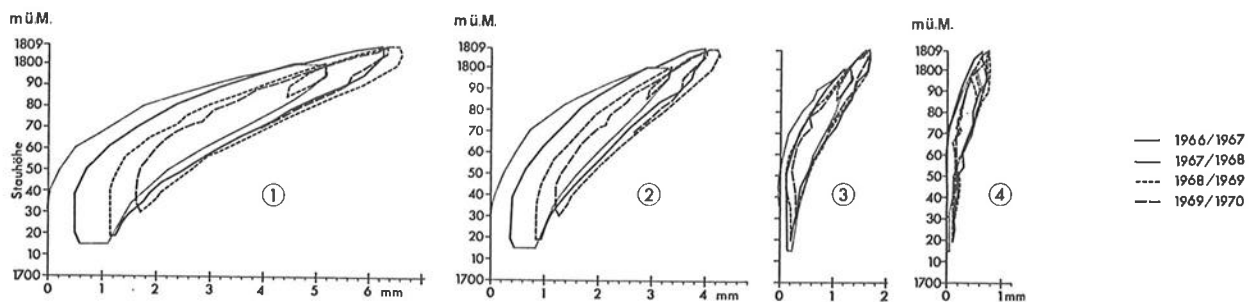


Abb. 10: Felsverformungen im rechten Widerlager der Sperre Kops

Trägt man die Felsverformungen in Relation zu den Kämpferschnittgrößen bei wechselnder Stauhöhe auf, so läßt sich daraus der Verformungsmodul des Felsens ableiten.

Die Bergwasserspiegel-Schwankungen bzw. die Kluftwasserdrücke werden zweckmäßig in Abhängigkeit von der Stauhöhe dargestellt, um den Einfluß des Staus auf diese Einflüsse ersichtlich zu machen (Abb. 11). In Ergänzung dazu läßt sich auch der Einfluß der Niederschläge auswerten.

Für die Darstellung der Sohlenwasserdrücke hat sich die Auftragung der gemessenen Druckhöhen im Prozentanteil der jeweiligen Stauhöhe bewährt.

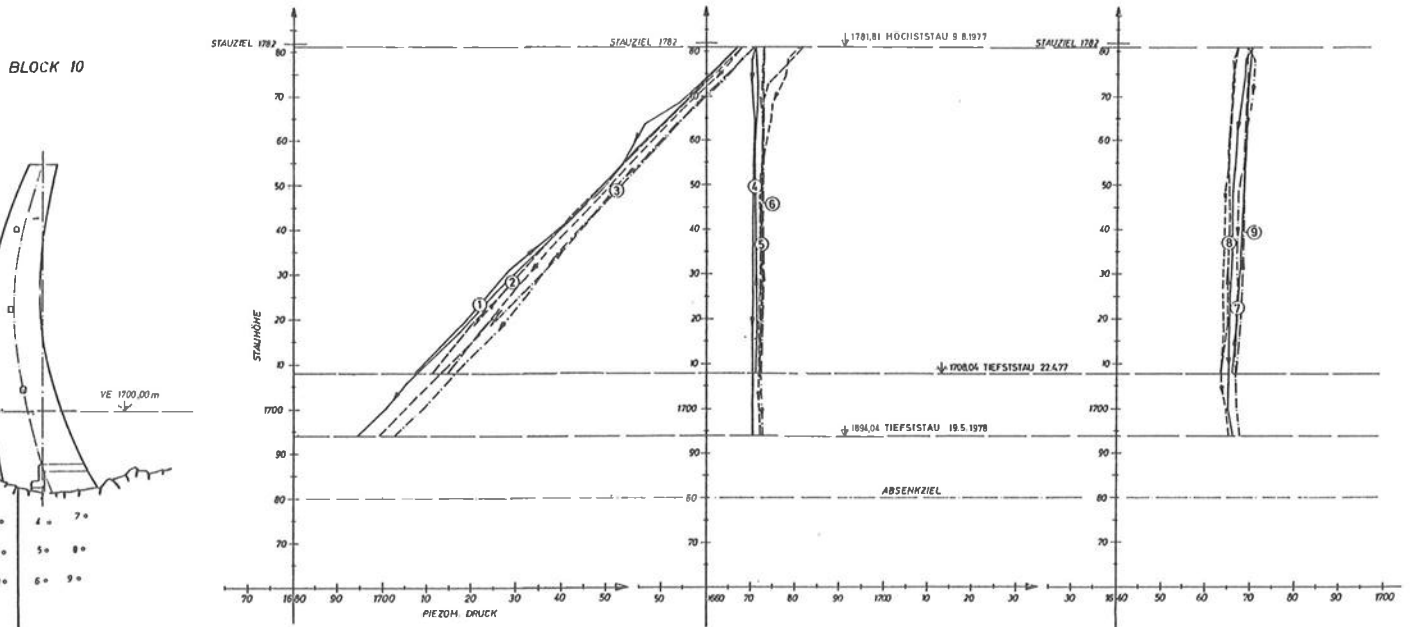
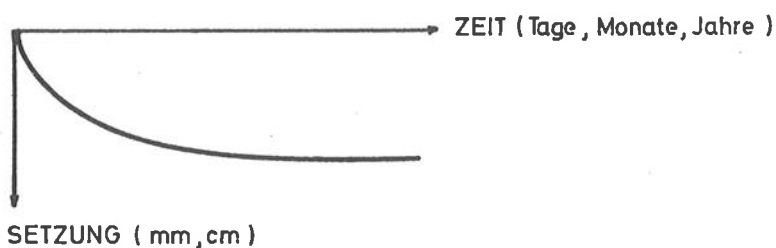


Abb. 11

3.3.2 DÄMME

Bei den grafischen Darstellungen der Meßwerte für die laufende Überwachung wird entweder der Bezug mit der Zeit oder dem Stauspiegel hergestellt. Darüber hinaus sind noch andere Darstellungen möglich, die für die weitere Auswertung der Meßergebnisse herangezogen werden und die vor allem Gruppen von Meßpunkten erfassen und zusammenfassen. Diese Bearbeitung behandelt meist bestimmte Damnzustände; sie ist daher für eine laufende Überwachung wenig geeignet.

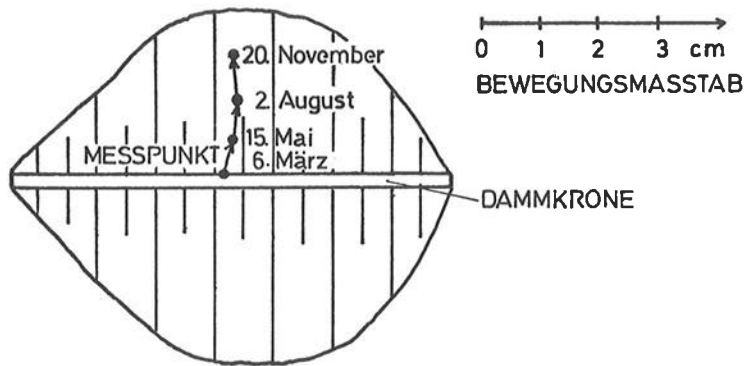
Als typisch für eine Verformungskontrolle ist das nachstehende Zeit-Setzungsdiagramm anzusehen :



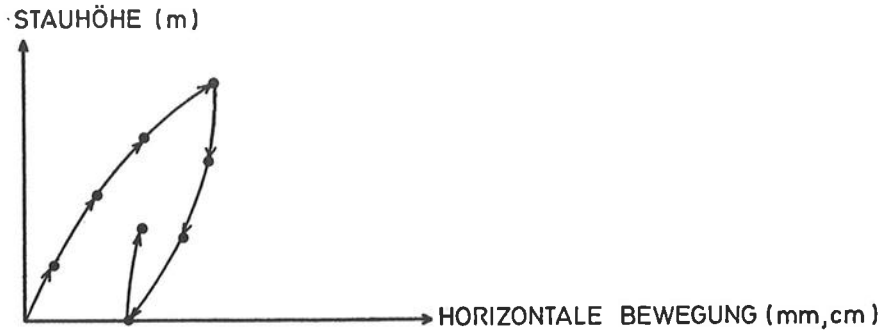
Es vermittelt das Abklingen der Setzungen eines bestimmten Dammpunktes an der Oberfläche oder im Inneren des Dammes. Das gleiche Diagramm ist für alle Meßgrößen von Bewegungen (Translation, Rotation) anwendbar.

Um die Richtung der Bewegungen zu erfassen, wird häufig die Vektorendarstellung gewählt. Die Meßwerte werden entweder in einen Lageplan oder in einer Vertikalprojektion, wie zum Beispiel in Abbildung 12 aufgetragen. Die Zeit kann durch Datumsangabe beim jeweiligen Endpunkt erfaßt werden.

Lageplan :

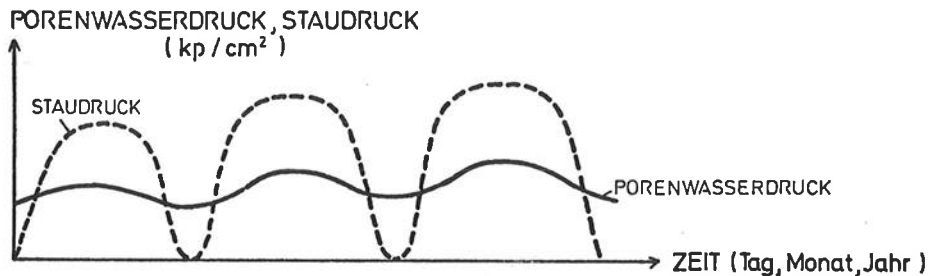


Die Veränderung der horizontalen Bewegungen mit dem Stau wird in einem Diagramm erfaßt, das Hysteresen bildet und plastische, irreversible Bewegungen erkennen läßt.



An den Endpunkten könnte ebenfalls das Datum eingetragen werden.

Bei den Porenwasserdruck- und Erddruckmessungen kann im Zeitdiagramm auch der Staudruck mit dem gleichen Maßstab eingetragen werden. Dadurch ergibt sich meist ein sinnvoller Zusammenhang.



Porenwasserdrücke von Erd-Dichtungskernen werden im Zeitdiagramm auch dimensionslos als Prozentanteil des jeweiligen theoretischen Überlagerungsdruckes $\gamma \cdot h$ (γ = Wichte des Bodens in N/cm^3 , h = Höhe des Dammes über dem Meßpunkt in cm) aufgetragen. Dieser Anteil ist ein wesentlicher Kennwert des Standsicherheitsnachweises und muß daher besonders in den Meßzeiträumen des ersten Aufstaus und der Konsolidierungsperiode messend überwacht werden. Er erfaßt gleichzeitig auch den Einfluß der Durchströmung.

Piezometermessungen werden ebenfalls in Zeitdiagrammen dargestellt. Auch hier kann die gleichzeitige Eintragung des Stauspiegels eine wertvolle Ergänzung bilden.

Selbstverständlich können auch Porenwasser- und Erddrücke in Bezug zum Staudruck abgebildet werden.

Bei Sickerwassermessungen bringt der Bezug zur Stauhöhe die beste Aussage. Das Meßdatum wird bei den Meßpunkten angeschrieben. Es ergeben sich ebenfalls wie bei allen derartigen Auftragungen, Hysteresen, die jedoch mehr oder weniger von den Niederschlägen beeinflußt werden. Auch eine zeitabhängige Darstellung der Sickerwassermengen (Ganglinie) kann bei gleichzeitiger Eintragung der Stauhöhen (eigener Maßstab) sowie der Niederschlagshöhen aussagekräftig sein.

Grundsätzlich ist sowohl bei der Festlegung der Meßgrößen als auch der Darstellung keine allgemeingültige Aussage möglich. Es muß daher in jedem Fall über die zweckmäßigste Art der Darstellung entschieden werden.

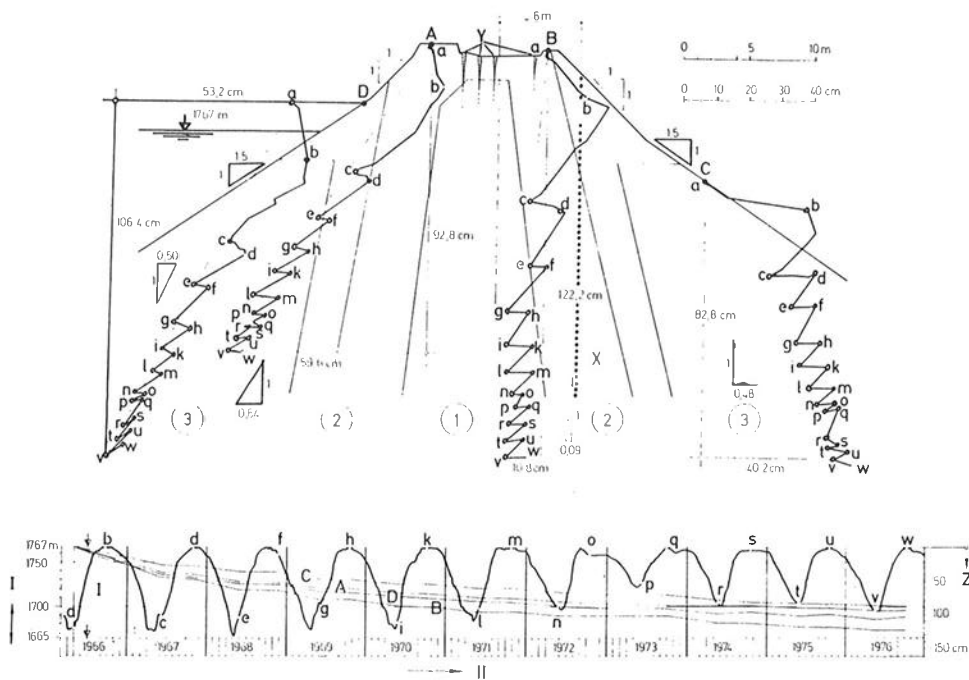


Abb. 12 : Staudamm Gepatsch: Kronenbewegungen im Hauptschnitt

4.1 AUSWERTUNG DER MESSUNGEN AN BETONSPERREN

Für die grobe Kontrolle der Standsicherheit der Betonsperren genügt der Nachweis, daß die Staumauer bezüglich ihrer Verformung normales Verhalten zeigt und daß sich die gemessenen Verformungen, bzw. Durchbiegungen mit ihren jahreszeitlichen und staubedingten Schwankungen stets in den gleichen Grenzen halten.

Bei den ersten kleineren Staumauern in Österreich beurteilte man nur die ermittelte Festigkeit des Betons im Vergleich zu den unter den ungünstigsten Annahmen errechneten Spannungen in der Staumauer. Mit wachsender Bauwerksgröße, dem Fortschritt in den Berechnungsmethoden für die Sperre und ihrer Verformungen, sowie dem Einsatz genauer Meßinstrumente war es auch möglich, die angenommenen und errechneten Werte mit den gemessenen Werten zu vergleichen, wie z.B. Spannungen, Deformationen, Durchbiegungen. Damit konnte man sich ein verlässlicheres Urteil über die Sicherheit des Bauwerkes bilden. Besonders durch den Einsatz programmierter, elektronischer Rechenverfahren ist es möglich, auch für temperaturempfindliche Bogenmauern genaue Verformungswerte für ver-

schiedene Zustände zu erhalten und auch die Fundamenteinflüsse in die Überlegungen miteinzubeziehen.

Diese Methode des Vergleiches von Rechnungs- und Meßwerten ist auch die einzige, welche für den Sicherheitsnachweis beim ersten Anstau, Teilstau und ersten Vollstau angewendet werden kann, wenn die wirklichen Eigenschaften des Mauerkörpers und des Gründungskörpers noch auf Annahmen und Versuchen beruhen.

Es werden daher für die Berechnung sicherheitshalber extreme Belastungswerte und Zustände sowie größere Verformungswerte (kleinere E-Moduli) angenommen, um die beim ersten Anstau auftretenden, in den Meßwerten bereits aufscheinenden plastischen Verformungen der Mauer und ihres Untergrundes zu berücksichtigen.

So kann man in der sehr wichtigen Phase des ersten Anstaus rasch und gut zu einem aussagefähigen Vergleich von Rechnung und Messung unter der Voraussetzung einer wirklichkeitsnahen Wahl der Rechnungsgrundlagen kommen.

Für eine genaue, theoretische Erfassung des Verhaltens einer Talsperre ist diese Art der Beurteilung nicht ganz befriedigend. Daher versuchte man nach dem Vorliegen einer größeren Zahl von Messungen die verschiedenen Einflüsse auf das Bauwerk auf statistischer Grundlage zu trennen, um die entsprechenden Grundwerte für eine genaue Berechnung der Verformungen zu erhalten. Diese statistische Auswertung der Messungen wurde früher mehr auf grafischem Wege durchgeführt. In den letzten Jahren ermöglichten die programmierbaren elektronischen Rechenmaschinen eine rasche, analytisch statistische Auswertung.

Aus einem Vergleich, der auf diese Weise theoretisch ermittelten mit den am Bauwerk gemessenen Werten, kann auf die Richtigkeit des Berechnungsverfahrens und der diesem zugrundeliegenden Werte geschlossen werden.

Dieses statistische Verfahren kann streng genommen nur bei älteren Talsperren mit vielen Meßergebnissen, insbesondere für das elastische Verhalten der Sperre angewendet werden.

Im folgenden soll nun eine Übersicht über die Entwicklung der Messungen und Auswertungen an den einzelnen Betonsperren gegeben werden.

4.1.1 GEWICHTSMAUERN

Bei den vor dem zweiten Weltkrieg errichteten, durchwegs kleineren Gewichtsmauern begnügt man sich mit einer Überwachung durch zeitweilige Begehungen und Messungen der Durchsickerungen. Die geodätischen Messungen werden nur fallweise durchgeführt. Erst bei der Gewichtsmauer Vermunt (9) ist durch die meßtechnisch vereinfachte Einrichtung eines Alignements die ständige Überwachung der Verformungen möglich geworden. Durch die Anordnung eines Gewichtslotes in der Silvrettasperre (13 a) konnten die Messungen bei geringem Arbeitsaufwand noch wesentlich verdichtet werden. Hier zeigte sich auch bereits der große Temperatureinfluß, der zu einer grafisch-statistischen Trennung der beiden Haupt-Parameter, d.i. Stau und Temperatur, führte. Als Natur-

parameter wurde das 10-Tage-Mittel des Unterschiedes zwischen den Oberflächentemperaturen an der Luft- und an der Wasserseite der Mauer gewählt. Die Auswertung ergab ein Diagramm, aus dem für eine gegebene Stauhöhe und gegebene Temperaturdifferenz die zu erwartende Verformung in der Kronenhöhe direkt abgelesen werden kann.

Während diese Auswertungen für die Silvrettasperre erst für einen Zeitraum durchgeführt wurden, in welchem die plastischen Verformungen bereits abgeklungen waren, konnte bei der Lünperseesperre (33) auch der erste Zeitraum meßtechnisch erfaßt werden. Die umfangreichen Sohlenwasserdruckmessungen bei der Silvrettasperre ergaben Maximalwerte von 60 bis 65 % der größten Stauhöhe nur in wenigen Punkten der Aufstandsfläche.

Auch die Meßergebnisse mit drei Gewichtsloten an der größten österreichischen Gewichtsmauer, der Moosersperre (26 a), wurden zunächst grafisch-statistisch, später mit einer mehrfachen linearen Regressionsanalyse nach den drei Hauptparametern - plastische Verformungen, Temperatureinfluß und Staueinfluß - durchgeführt. Es konnte nachgewiesen werden, daß die plastischen Verformungen nach wenigen Betriebsjahren abgeklungen waren und die tatsächliche Durchbiegung der Mauer mit einer sehr geringen Streuung von nur zwei einfach zu messenden Parametern, der Stauhöhe und der Lufttemperatur, abhängt. Erwähnt seien noch die Ergebnisse der Sohlwasserdruckmessungen, die wasserseits des direkt auf den Fels aufgesetzten Kontrollganges Sohlenwasserdrücke bis zu 90 % der jeweiligen Stauhöhe ergaben, luftseits dieses Kontrollganges waren jedoch nur sehr geringe Sohlenwasserdrücke vorhanden. Sickerwassermengenmessungen in diesem Kontrollgang ergeben nur bei einem Stauspiegel nahe des Stauzieles etwas größere Werte, die dann etwas langsamer als der Stauspiegel wieder absinken.

Besonders eingehend wurden die Messungen und deren Auswertung bei der Gewichtsmauer mit Hohlraum am Mühlendorfer See (29) durchgeführt, um diesen neuen Sperrtyp im Hinblick auf seine Bewährung zu überwachen. Auch hier zeigte sich die Wirkung des unmittelbar auf dem Fels aufsitzenden Sohlganges für die Sohlwasserdruckentlastung. Die gemessenen Spannungen an der Laibung des Sohlganges stimmten mit den aus einem spannungsoptischen Versuch gewonnenen Werten gut überein, wie dies im Anhang auch am Beispiel der "Neuen Tauernmoosperre" noch gezeigt wird. Eine Aufspaltung der Mauerdurchbiegungen nach dem Einfluß von Stau und Temperatur zeigte einen relativ großen Temperatureinfluß, der sich aus den geringen Betonwandstärken dieser Gewichtsmauer erklärt.

4.1.2 GEWÖLBEMAUERN

Vor allem bei den kleineren, schlankeren Gewölbemauern überwiegt fast immer der Einfluß der Temperatur auf die Verformungen der Sperre, während der Staueinfluß nur in der Nähe des Höchststauens zur Geltung kommt.

Außer durch den Einfluß der Verformungen in der Aufstandsfläche wurde die Auswertung der Messungen bei den kleineren österreichischen Gewölbemauern noch durch die Wirkung des Auspressens der Radialfugen erschwert, die eine gewisse Vorspannung in horizontaler Richtung bewirken. Diese Vorspannung ließ sich zum Beispiel bei den Gewölbesperren Ranna (18) und Dobra (22) aus einer wasserseitigen Verschiebung des Kronenscheitels um etwa 3 mm erkennen.

Die in Österreich angewendeten grafisch-statistischen Auswertungsverfahren unterscheiden sich voneinander im wesentlichen nur durch die Art der Berücksichtigung des Temperatureinflusses. So wurde bei der Gewölbesperre Ranna (18) zunächst versucht, den Stau einfluß aus einigen raschen Stauspiegelschwankungen unter der Annahme eines gleichbleibenden Temperaturfeldes zu bestimmen. Außerdem wurde versucht, aus vielen gemessenen Betontemperaturen einen charakteristischen Temperatur-Gang der Verformungen abzuleiten. Diese Verfahren ergaben jedoch zu große Streuungen. Später wurde der Temperatureinfluß auf eine in der Kronennähe gemessene, als charakteristisch angesehene Betontemperatur bezogen und damit eine wesentlich bessere Deutung der Meßergebnisse erreicht. Geringe plastische Verformungen der Mauer zur Luftseite hin schienen erst nach etwa 10 Jahren voll abgeklungen zu sein, was auf ein "Wegkriechen" der Vorspannung schließen lassen könnte.

Ein ähnliches Verfahren wurde bei den Gewölbemauern Hierzmann (17) und Salza (15) angewendet. Auch hier wurde zunächst versucht, als Temperaturparameter jene theoretische, im Mauerquerschnitt gleichmäßig verteilt gedachte Temperatur zu wählen, welche die gleiche Kronendurchbiegung hervorruft wie die tatsächliche Temperaturverteilung. Es ergaben sich jedoch zu große Streuungen. Bessere Ergebnisse erhielt man aus der Annahme eines Temperaturparameters, der sich durch die Messung einer einzigen Betontemperatur in der Kronennähe in Mauermittle bei gleichem Stau und verschiedenen Temperaturzuständen ergab. Bei der Sperre Hierzmann (17) zeigte die genauere Auswertung der Meßergebnisse eine zwar geringe, aber doch ständige plastische Verformung in der Richtung zur Luftseite hin.

Bei der Gewölbemauer Dobra (22) wurde nicht mehr die Betontemperatur, sondern die leicht meßbare Außentemperatur, und zwar das Mittel aus den vorangegangenen 28 Tagen der Lufttemperatur vor der Messung als Temperaturparameter gewählt, wodurch man sich von der, durch den Ausfall von Instrumenten unsicheren Beton-Temperaturmessung unabhängig machte. Der Stau- und Temperatureinfluß wurde grafisch dargestellt und damit eine rasche Kontrolle der jeweils gemessenen Durchbiegungswerte ermöglicht. Auch bei dieser Gewölbemauer sind die plastischen Verformungen erst nach etwa 8 Jahren abgeklungen.

Nach dem gleichen Verfahren wurden auch die Messungen an der Gewölbemauer Ottenstein (27) ausgewertet. Es konnte erstmalig nachgewiesen werden, daß die durch den Stau hervorgerufene Durchbiegung auch davon abhängt, ob es sich um einen Anstau oder um einen Absenkungsvorgang handelt. Auch die Aufzehrung der geringen Vorspannung der Sperre - gemessen als Durchbiegung zur Wasserseite infolge des Fugenauspressens - durch die plastischen Verformungen während der ersten Betriebsjahre konnte aus den Bewegungen des Kronenscheitels erkannt werden.

Interessant ist bei dieser Gewölbemauer, mit einer Höhe in der Größenordnung von ca. 50 m der reine Temperatureinfluß auf die Radialverschiebungen bei normalem Staubetrieb. Mit einer nur geringen Streuung beträgt er ca 1 mm für je 1° Temperaturänderung in Kronenhöhe im Scheitel der Mauer.

Auch für die Limbergsperre (19) wurde zunächst ein grafisch-statistisches Auswertungsverfahren entwickelt, um zwei Grenzkurven in Abhängigkeit von der Stauhöhe zu ermitteln, zwischen denen die gemessenen Mauerverformungen liegen müssen. Nach dem Vorliegen längerer Meßreihen wurde dann ein mathematisches statistisches Auswertungsverfahren, eine mehrfach lineare Regressionsanalyse, entwickelt, mittels welcher die jeweiligen Gesamtverformungen der Talsperre auf die Einflüsse von drei leicht meßbaren Parametern aufgeteilt werden konnten.

TABELLE 6

Jahr der Bauvollendung	1910	1913	1924	1924	1925	1925	1929	1931	1931	1949	1952	1952	1955	1958	1958	1958	1958	1958	1959	1967	1973
Name der Sperre	Erlaufklausen	Wiestal	Strubklamm	Langmann	Spullersee Nord Süd Erhöhung 1966		Tauernmoos	Pack	Vermunt	Silvretta	Margaritze	Weissee	Mooser	Mühlendorfer-See Großer Kleiner		Hochalmsee	Lünersee	Amersee	Lutz	Raggal	Tauernmoos (neu)
Kronenlänge L [m]	87,5	66	86	85	200	298	190	183	386	432	175	235	494	433	159	237	380	162	40	105	1 100
Kronenradius r [m]	135	60	75	85	400	5000	200	200	386	432	150	235	425	433	159	237	variabel	150	40	105	250, 158
wasserseitige Neigung (v = veränderlich)	1:0	1:v	1:v	1:0	1:0,1	1:0,1	1:0,05	1:0	1:0,05	1:0,05	1:0	1:0,02	1:0	1:0,02	1:0	1:0	1:0,05	1:0,05	1:0	1:0,03	1:0
luftseitige Neigung (v = veränderlich)	1:0,645	1:v	1:v	1:0,75	1:0,76	1:0,76	1:0,7	1:0,75	1:0,68	1:0,68	1:0,72	1:0,75	1:0,64	1:0,068	1:0,68	1:0,66	1:0,68	1:0,76	1:0,6	1:0,72	1:0,7
Nummer der Österr. Talsperrenstatistik	2	4	5	7	6 b	6 a	8	10	9	13	21 b	24	26 a	29	30	31	33	35	36	41	46
Hauptquerschnitt																					
Grundgebirge :	dolom. Kalk	Trias-Kalk	dolom. Kalk	Glimmerschief.	Mergel	Lias Mergel	Granit-Gneis	Glimmerschief.	Gneis	Gneis-Amphibol.	Phyllit-Gneis	Gneis	Kalk-Glimmerschiefer	Gneis	Gneis	Gneis	dolom. Kalk	Gneis-Granit	Flysch-Ton	Flysch	Gneis
Gebirgsart																					
E_f Großversuche, seismische Untersuchungen [kg/cm ²]																					
V_f (geschätzte Rechnungswerte) [kg/cm ²]	(80 000)						(70-250 000)			(100 000) (20 000)								(100-200 000)			(200 000)
Beton:																					
Sperrenvolumen [m ³]	20 000	11 500	9 000	12 000	24 000 + 3 000	60 000 + 6 000	28 500	39 000	144 000	407 000	33 000	64 000	665 000	153 000	60 000	29 000	41 000	20 000	4 100	42 000	250 000
Betonarten: Kernbeton (Vorsatzbeton), Dosierung mit Portlandzement (PZ) Eisenportlandz. (EPZ)	200 PZ		200 PZ		164 PZ+40T (300 PZ+75T) 225 PZ+25T	164 PZ+40T (300 PZ+75T) 225 PZ+25T	190 PZ (280 PZ)	200 PZ	225 PZ 150 PZ (300 PZ)	250 PZ	250 PZ	180 PZ 300 PZ	150 PZ (250 PZ)	140 PZ 180 PZ	148 PZ 180 PZ (240 PZ)		280 PZ	300 PZ	187 PZ+33 T		
Traub (T) [kg/m ³]																					
Elastizitätsmodul des Betons, Rechenwert [kg/cm ²]	200 000				230 000	230 000							200 000	250 000	250 000					374 000	200 000
Messungen :																					
Art der Messung der radialen Verschiebung δ_r	geodät. Aligment	Klinometer	Klinometer		geodät. trig. ab 1966 Lot		geodät. trigonom.	geodät. trigonom.	geodät. Lot	geodät. Lot	geodät. Klinometer	geodät. Lot	geodät. Schwimmlot	geodät. Schwimmlot	geodät. Lot		geodät. Lot			Schwimmlot	Schwimmlot
Lotlänge L (davon im Fels) [m]					19,0	24,0			41	60		36	114 (14)	39	39		28			43 (21)	70 (20)
gemessene max. radiale Durchbiegung in Kronenhöhe im Hauptquerschnitt, bezogen auf die Nullmessung δ_r [mm]			3,0		18,5	24,5	+1,3, -2,0	7,0	5,8	15,0	+6,0-6,0	5,0	36,0	9,6	5,0		4,0			7,7	11,0
gemessene vertikale Verschiebung der Krone δ_v [mm]					+2,0, -1,4	+3,0-2,2	1,8		2,8	5,0		3,9	20,0				3,0				9,0
gemessene Amplitude d. Jahresschwankung von δ_r als Mittelw. Δ_r	5,0				+3,5	+ 4,8			8,0	10,0	12,0	3,9									
berechneter Temperatureinfluss für +1° C (auf die Durchbiegung δ_r in der Krone im Hauptquerschnitt für eine Bezugstemperatur im Beton oder Außentemperatur im Mittel von n Tagen)	± 0,35				± 0,17	± 0,25				± 0,31			± 0,52	± 0,12			± 0,25			± 1,0	
Schlusserdruck : nach erstem Aufstau in % der Stauhöhe : nach Konsolidierung bzw. Sanierung	60 50							86 33		50 20	95-20	44	20							70	100 0
Mittelwerte der Sickerwassermengen: nach erstem Aufstau [l/s] nach Konsolidierung bzw. Sanierung	0,7 3,0	0,01			0,85 0,50	0,42 0,45		5,0 4,0	0,75 1,2	2,0 0,6		0,5 0,1	1,36 0,33	42,0 7,0	50,0			0,05		0,3 0,08	0,75 0,5

TABELLE 7

Jahr der Bauvollendung	1945	1949	1949	1950	1951	1952	1952	1952	1952	1956	1955	1966	1971	1975	1977	1977	Zillergründl
Name der Sperre	Gerlos Umbau 1967	Salza	Ranna	Hierzmann	Bächental	Limberg	Möll	Wiederschwing	Dobra	Ottenstein	Drossen	Kops	Schlegeis	Klaus	Kölnbrein	Sölk	
Kronenlänge L [m]	69	121	126	172	70	357	164	74	234	240	357	400	725	188	626	128	505
Kronenradius r [m]	32	55	64	90	40	188	62	38	107	133	200	171	223	80	250	77	250
Verhältnis Länge : Höhe	1,9:1	2,3:1	2,8:1	3:1	2:1	3:1	2,9:1	2,5:1	4,5:1	3,5:1	3,2:1	3,3:1	5,5:1	3,4:1	3,4:1	3,1:1	2,8:1
Nummer der Österr. Talsperrenstatistik	12 12 a	15	18	17	20	19	21 a	25	22	27	26 b	38	43	50	54	55	60
Hauptquerschnitt																	
Grundgebirge:																	
Gebirgsart	Quarzitsch.	Dachst.-Kalk	Gneis-Granit	Gneis	dolom.Kalk	Kalkschief.	Kalk-Gl.-Sch.	Gneis	Paragneis	Granit	Kalk-Gl.-Sch.	Gneis	Gneis	dolom.Kalk	Gneis	Glimmersch.	Gneis
E _F Großversuche, seismische Untersuchungen [kg/cm ²]																	
V _F (geschätzte Rechnungswerte) [kg/cm ²]																	
Beton: Sperrenvolumen m ³	10 000 15 000	23 000	32 000	43 000	2 800	446 000	35 000	8 000	90 000	124 000	355 000	485 000	960 000	39 000	1 580 000	17 000	980 000
Betonarten: Kernbeton, (Vorsatzbeton), Dosierung mit Portlandzement (PZ), Eisenportlandz. (EPZ)	300 PZ	270 PZ	24cPZ+40 T	200PZ+50 T	270PZ+30 T	260 PZ	250 PZ	250 PZ	200PZ+40 T	240 EPZ	250 PZ	180 PZ (230 PZ)	175 EPZ (250 EPZ)	220 PZ	125 PZ+65F (160 PZ+80F)	125 PZ+65 F 160 PZ+80 F	
Traß (T), Flugasche (F) [kg/m ³]																	
Elastizitätsmodul des Betons, Rechenwert [kg/cm ²]			200 000	280 000	200 000	240 000	200 000	200 000	200 000	240 000	250 000	330 000	250 000	250 000	230 000		250 000
Betonkühlung (K)			1:0		0,5	0,75	1,0	1,0	0,5	1,0	0,8	1,0	1,0	0,4	1,0 - 0,67		
Messungen: Verhältnis n=E _F :E _D .d.stat.Berechnung																	
Art der Messung d. radialen Verschiebung δ _r [m]	Schwimmlot, neu	Lot	Schwimmlot neu	Lot	geodät. trigonom.	Lot, Klinometer	Klinometer	Lot	Lot	Schwimmlot	Lot	Lot	Schwimmlot	Lot	Lot	Schwimmlot	Lot
Lotlänge l (davon im Fels) [m]	31	43	31	63		125 (18)		23	58 (10)	72 (10)	125 (15)	145	210 (80)	48	270 (75)	62 (20)	260 (80)
gemessene max.radiale Durchbiegung in Kronenhöhe im Hauptquerschnitt, bezogen auf die Nullmessung δ _r [mm]	11	28	16,5	35	3	28	+17, -5	+10, -4	+20, -5	+20, -5	50	68	80	+16, -4			
irreversibler Anteil δ _{irr} mm/Jahren		3/5	4/5	11/9		6/6		5/5	7/6	10/5	16/5			2/1			
gemessene tangentielle Verschiebung der Krone δ _t			3,0			1,0		0,5	3,0	1,5	4,0			2,0			
gemessene Amplitude d.Jahresschwankung von δ _r als Mittelw. Δ _r		21	17	34		20	24	13	20	19	32	50		16			
berechneter Temperatureinfluß für + 1° C (auf die Durchbiegung δ _r in der Krone im Hauptquerschnitt für eine Bezugstemperatur im Beton oder Außentemperatur im Mittel von n Tagen		±0,7	±0,75	±1,25	±0,36	±0,7		±0,45	±0,9	±1,0	±0,92	±1,5		±0,9			
Sohlwasserdruck: nach erstem Aufstau in % der Stauhöhe :nach Konsolidierung bzw.Sanierung						0-25			40 35	30 20				30 35			
Mittelwerte der Sickerwassermengen:nach Konsolidierung bzw. Sanierung [1/s]	4,2	2,0	0,17 0,33	1,0 0,02		3,1 0,07		0,66 0,04	0,4 0,5	2,1 0,6		5,5 4,0	60-200	1,1 0,5			

Diese drei Parameter sind : die Zeit, maßgebend für die plastischen Verformungen, die Stauhöhe und die Lufttemperatur zu jedem Meßzeitpunkt.

Das gleiche Verfahren wurde auch für die Drossensperre (26 b) angewendet und brachte, wie bei der Limbergssperre, den Nachweis, daß die Verformungen großer Gewölbemauern auf einen jahreszeitabhängigen Temperaturgang und die Stauhöhe zurückgeführt werden können. Die plastischen Verformungen sind stets nach einigen Jahren abgeklungen. Die Abweichungen der tatsächlichen Temperatur vom Mitteljahr und der Einfluß der Hysterese sind nur von untergeordneter Bedeutung; deren Berücksichtigung verbessert aber die Genauigkeit des Verfahrens wesentlich. Für die Berechnung von Gewölbesperren nach dem Lastaufteilungsverfahren stand nun ein Programm unter Berücksichtigung der Radial- und Tangentialverschiebungen und der Verdrehungen um vertikale Achsen zur Verfügung. Damit war es möglich, die seinerzeit nur aufgrund eines einschnittigen Radialausgleiches sowie mehrerer Modellversuche geführten statischen Nachweise für die Drossensperre durch einen mehrschnittigen Ausgleich zu ergänzen. Die Rechnungsergebnisse stimmten sehr genau mit der aus der Regressionsanalyse erhaltenen Aufspaltung der Meßwerte überein.

Bei der Gewölbemauer Kops (38) wurde schon bei der Anordnung der Meßeinrichtungen darauf geachtet, daß die Felsverformungen und die Verformungen des Sperrenkörpers getrennt gemessen werden. Eine Auftragung der Felsverformungen in Abhängigkeit von der Stauhöhe zeigt eine deutliche Hysteresisschleife. Die gemessenen Absolutgrößen stimmen mit vorausberechneten gut überein. Der Temperatureinfluß wurde mit einer Art Einflußfelder bestimmt, indem die Auswirkung von Einheitstemperaturänderungen in charakteristischen Mauerpunkten auf den übrigen Mauerkörper vorausberechnet und dann die Betontemperaturen in diesen Punkten laufend gemessen wurden. Durch einfache Überlagerungen konnte dann die der jeweiligen tatsächlichen Temperaturänderung entsprechende Verformung des Sperrenkörpers ermittelt werden. Auch hier war eine befriedigende Übereinstimmung der Rechnung mit dem gemessenen Verhalten der Sperre festzustellen. Ein umfangreiches geodätisches Überwachungsnetz des Geländes luftseitig vom Sperrenkörper läßt einen weitreichenden Einfluß der Wasserlast im Speicherraum auf das Setzungsverhalten des Talbodens erkennen.

Diese Ergebnisse zeigen den Erfolg bei der Entwicklung moderner Berechnungsverfahren, andererseits aber auch die Verlässlichkeit der statistischen Auswertungsverfahren, die allerdings erst nach Vorliegen einer großen Zahl von Meßwerten aus mehreren Betriebsjahren möglich sind.

In den angeschlossenen Tabellen 6 und 7 sind sowohl für die Gewichtsstaumauern als auch für die Bogenstaumauern, Angaben über geometrische Daten, Hauptquerschnitt, Grundgebirge, Beton, Verformungs- und Durchbiegungswerte, Sohlwasserdruck und Sickerwassermenge enthalten.

Am folgenden Beispiel, der im Jahre 1911 fertiggestellten Gewichtsstaumauer Erlaufklause (2), in der noch keine Meßeinrichtungen eingebaut wurden, soll gezeigt werden, wie deren Sicherheit heute beurteilt wird. Sodann wird die Zylindermauer Dobra (22) behandelt, die in klüftigem Paragneis fundiert wurde und bei der es infolge Kluftwassereinflusses zu einem klassischen Grundbruch am linken luftseitigen Hang der Sperre gekommen ist.

GEWICHTSMAUER ERLAUFKLAUSE (2)

Diese Staumauer wurde in den Jahren 1910/11 als gekrümmte Gewichtsmauer in Stampfbeton errichtet; sie liegt in festem dolomitischem Kalkstein, der zerklüftet und wasserführend ist.

Die Mauer wurde nach dem damaligen Stand der Technik als Gewichtsmauer ohne Berücksichtigung des Auftriebes berechnet. Diese errechneten Spannungen lagen unter den damals als zulässig anerkannten Werten.

Da sich an der Luftseite der Mauer schon jahrzehntelang Sickerungen zeigten, konnte man einen Auftrieb bzw. Sohlenwasserdruck nicht ausschließen. Da zudem noch eine Stauerhöhung geplant war, entschloß man sich, die 60 Jahre alte Staumauer einer Überprüfung zu unterziehen.

Als monolithisch ausgeführte Bogenmauer mit Stich von nur $1/8$ wurde sie nach dem Lastaufteilungsverfahren mit einfachem Radialausgleich und $E_f : E_b = 0,4$ für zwei als ungünstigst angenommene Temperaturzustände, für die Lastfälle Winterende und Sommerende neu berechnet.

Das Ergebnis der Berechnung bestätigte die Wirkung als Bogenmauer, die große Schubsicherheit derselben und es ergaben sich keine Überschreitungen der zulässigen Spannungen.

Mit dieser Kontrolle allein begnügte man sich nicht. Es wurden Materialproben aus dem Mauerkörper entnommen, im Labor überprüft, und die E-Werte, Festigkeiten und die Durchlässigkeit bestimmt. Sodann wurden die Sickerungen neu gefaßt und gemessen. Außerdem wurde eine geodätische Kontrolle der Kronendurchbiegung eingerichtet und seit 1963 gemessen; sie besteht aus einer Winkelmessung des Kronenpunktes im Scheitel, um das Verhalten der Mauer gegenüber einem Festpunkt am gegenüberliegenden Ufer feststellen zu können. Die Messungen wurden von einem festen Beobachtungspfeiler mit einem Theodolit (Genauigkeit $\pm 0,5$ mm) durchgeführt (Abb. 13).

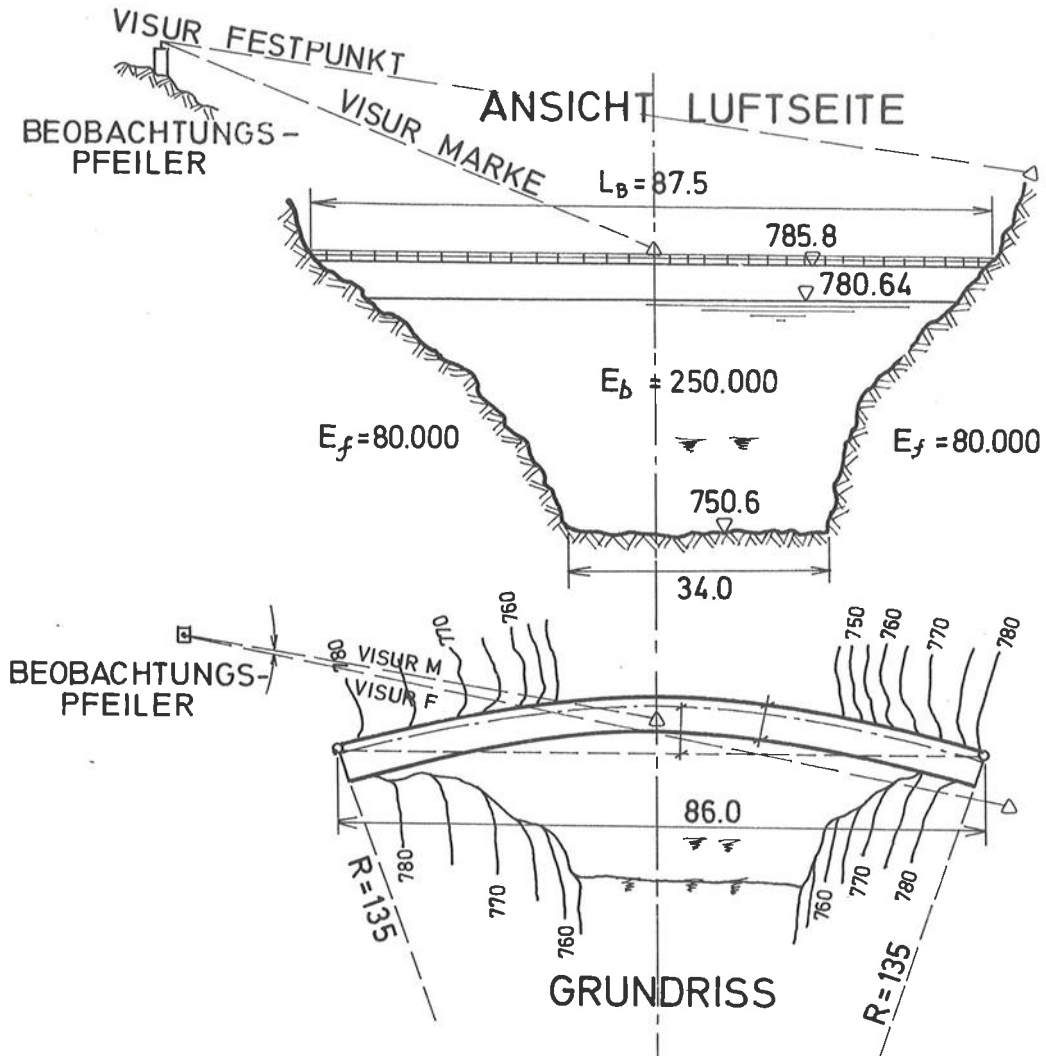
Zum Vergleich von Messung und Rechnung wurde das Mittel der Jahresschwankung der Durchbiegung des Kronenpunktes in einer 10 Jahresreihe herangezogen. Mit 6 mm Durchbiegung ist eine gute Übereinstimmung mit den Grundlagen der Berechnung gegeben, wobei insbesondere die extremen Temperaturzustände und die E-Moduli als richtig angenommen erkannt wurden und damit der Beweis erbracht war, daß die monolithische Gewichtsmauer im Bogen tatsächlich als temperaturempfindliche Gewölbemauer wirkt (Abb. 13).

Eine ebenso gute Kontrolle ergab die statistische Auswertung dieser 10 Jahresreihe, in der die plastisch-irreversiblen Einflüsse der 60 Jahre alten Mauer nicht mehr enthalten waren, mit einem Staueinfluß von nur maximal 0,35 mm und einem Temperatureinfluß von 0,37 mm bezogen auf 1° C für ein 28 Tage Mittel der Außentemperatur in der Periode vor der Messung (Abb. 13).

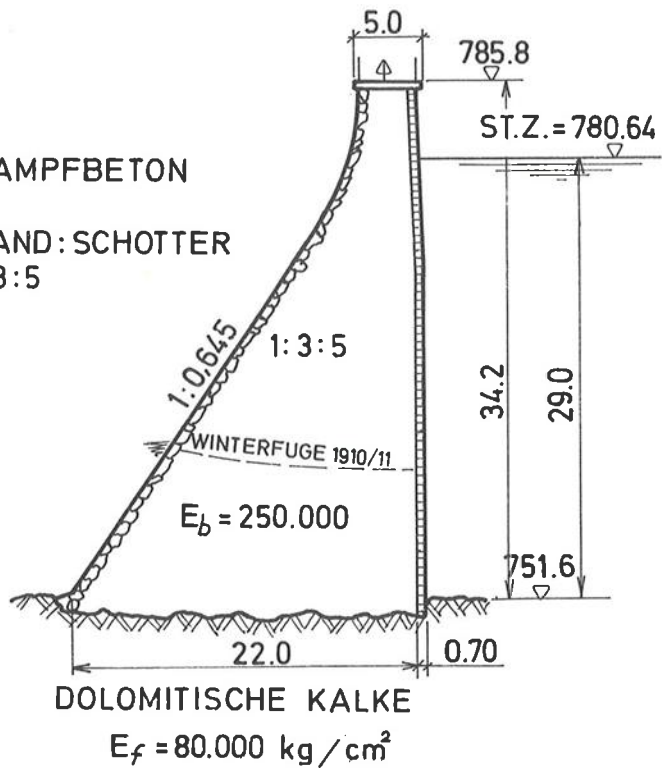
Der Jahresgang der Kronendurchbiegung und der Staueinfluß ermöglichen, die zu erwartende normale Durchbiegung der Mauerkrone zu bestimmen, und so das normale Verhalten der Mauer und deren Standsicherheit abschätzen zu können.

Den Sickerwassermessungen wurde besondere Sorgfalt zugewendet. Durch das Anbohren weiterer Beobachtungsstellen in und unter der Mauer erhöhte sich zwar der Gesamtsicker-

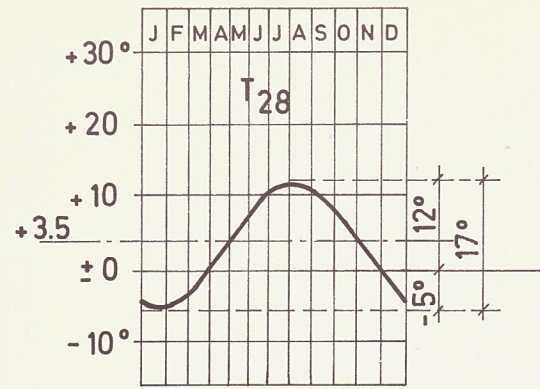
SPERRE ERLAUFKLAUSE



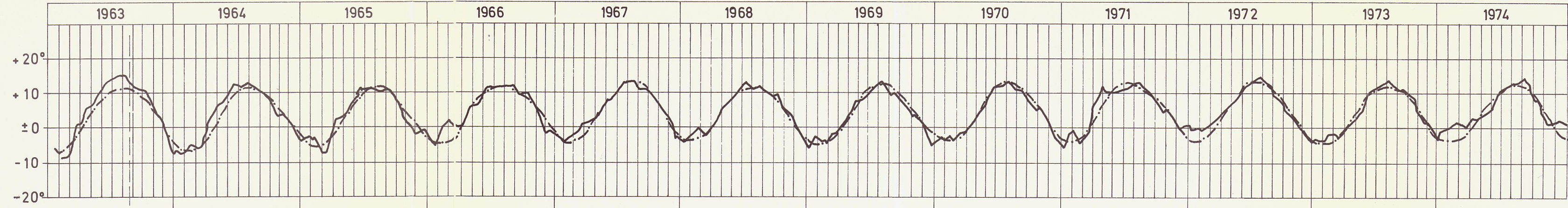
STAMPFBETON
 ZEMENT: SAND: SCHOTTER
 1: 3: 5



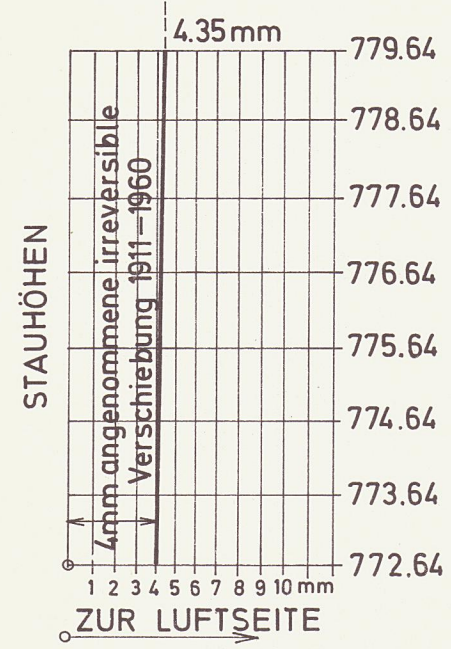
JAHRES-GANGLINIE



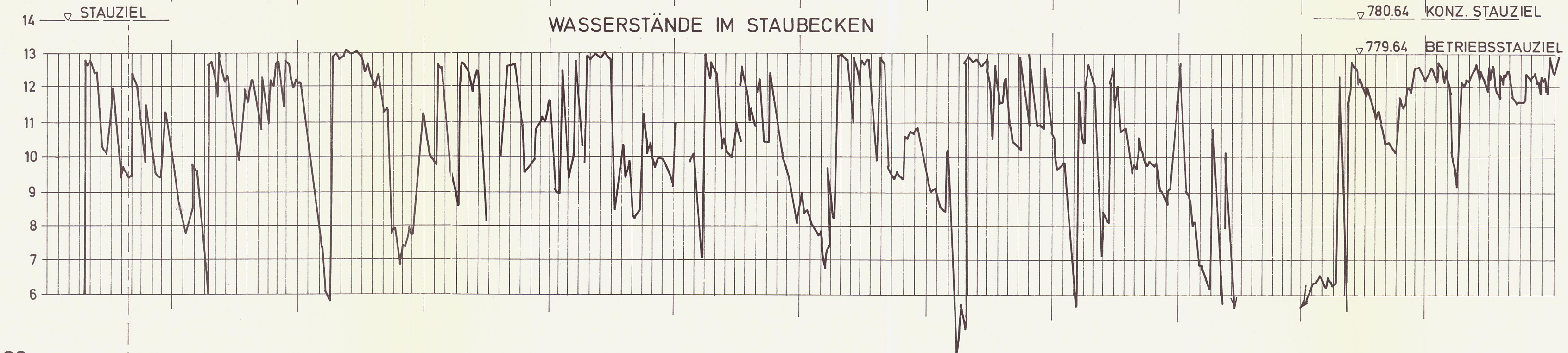
AUSSENTemperaturverlauf (T₂₈)



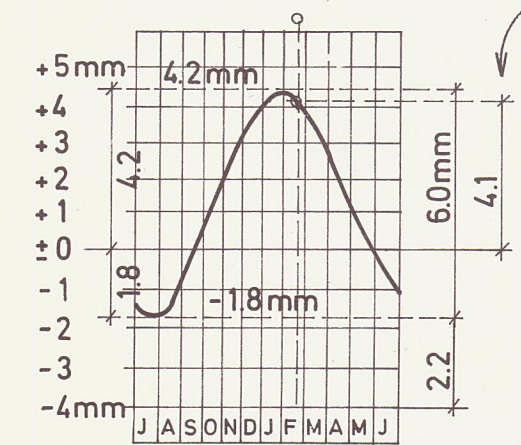
STAU-EINFLUSS



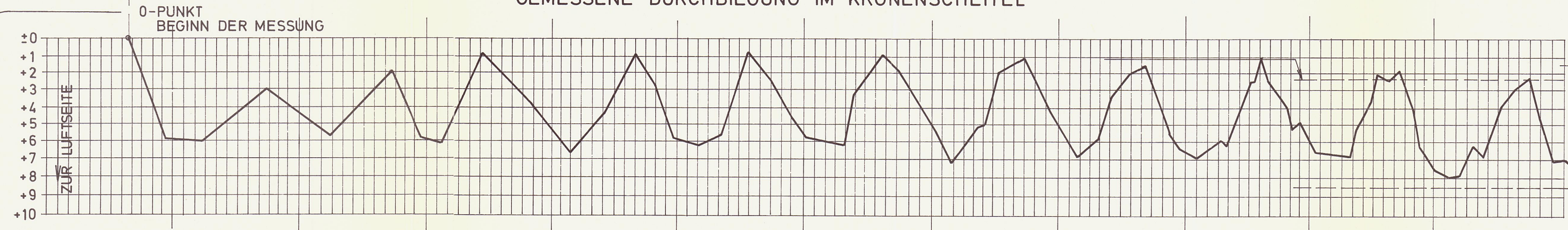
WASSERSTÄNDE IM STAUBECKEN



TEMPERATUR-EINFLUSS IM JAHRESGANG



GEMESSENE DURCHBIEGUNG IM KRONENSCHWELTEL



MITTL. JAHRESSCHWANKUNG GEMESSEN
 MITTL. JAHRESSCHWANKUNG STATISTISCH ERMITTELT
 JAHRESSCHWANKUNG BERECHNET für Bogen, 3facher Ausgleich für $E_f: E_b = 0.32$
 WIE VOR: UM 4mm (= irr.) VERSCHOBEN zur Luftseite neuer 0-Punkt
 ANGENOMMENE IRREVERSIBLE VERSCHIEBUNG

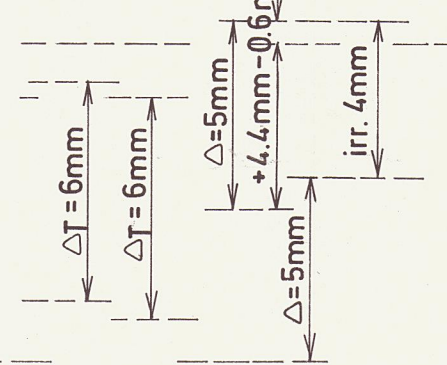


Abb. 13

wasserverlust von bisher ca. 0,7 l/sec auf vorübergehend 3 l/sec. Diese Maßnahme diente aber gleichzeitig der Auftriebsentlastung.

GEWÖLBEMAUER DOBRA

Die geologischen Verhältnisse erforderten, für diese schlanke Bogenmauer in Zylinderform mit 52 m Höhe und 230 m Kronenlänge besondere Baumaßnahmen vorzusehen und besondere Messungen und Kontrollen einzurichten.

Der weiche Fels, das zerrüttete Gebirge im oberen Teil des rechten Hanges des Kamp-Tales zwang dort zur Anordnung eines schubsicheren Gewichtsblockes, der auch noch gegen den Hang gepreßt wurde, um plastische Verschiebungen vorwegzunehmen. Durch diese Maßnahme ergaben sich etwa gleichwertige Widerlager für die Bogenmauer bei den Talflanken. Die Bogenmauer wurde nach dem Verfahren Lauffer hydraulisch vorgespannt.

Zur Kontrolle dieser Maßnahmen und deren Auswirkung auf den Sperrkörper wurden vor allem geodätische Messungen eingerichtet, welche besonders die Verschiebungen der Widerlager in tangentialer und radialer Richtung feststellen sollten. Außerdem wurde eine Lotmessung eingerichtet.

Die Nullmessung wurde zwar schon Anfang des Jahres 1953 vor dem ersten Anstau durchgeführt, stieß aber auf die Schwierigkeit, je einen unverschieblichen Fest- und Beobachtungspunkt am Hang zu finden. Der rechte Hang bestand oberflächlich aus total verwittertem, verlagertem Gebirge. Der linke Hang wies viele gefüllte Bankungsklüfte auf, aber auch ebenso viele freie Zerrklüfte, welche mit Druckwasser aus dem unverkleideten Umlaufstollen gefüllt waren. Dies führte im Jahre 1954 zu einem Fels-Grundbruch des linken Hanges unterhalb der Sperrereinbindungsstelle. Eine Entleerung des Staubeckens war die Folge.

Es mußten daher die Festpunkte an den unsicheren Hängen von weither eingemessen und kontrolliert werden. Der Zeitaufwand für die geodätischen Messungen war größer und auch die Genauigkeit der Messungen wurde dadurch beeinflusst.

Im Mittelblock der Sperre wurde dem damaligen Stand der Meßtechnik entsprechend ein Gewichtslot eingerichtet, das von der Mauerkrone bis 7 m tief unter die Sohlfuge in den anstehenden Paragneis reichte und in 3 Höhenlagen abgelesen werden konnte (Abb. 14).

Außerdem wurden 20 Widerstandsthermometer in diesem Meßprofil eingebaut, um das Temperaturfeld als Grundlage für die statische Berechnung verwenden zu können.

Ferner wurden an den luftseitigen Blockfugen zahlreiche Bolzen-Deformeter-Meßstrecken gesetzt, um die hydraulische Vorspannung des Bogens während des Wassereinpressens in die Blockfugen kontrollieren und die Bewegungen während des nachfolgenden Zementauspressens verfolgen zu können.

Ergebnisse und Beurteilung der Messungen

Das knapp vor der hydraulischen Vorspannung eingesetzte Gewichtslot zeigte gut die Wirkung der Vorspannung an, indem sich der Kronenpunkt des Meßblockes um ca. 3 mm gegen die Wasserseite hin verschob. Diese Verschiebung wurde zwar durch den unmittelbar folgenden Stau und dessen Wirkung auf den geschlossenen Bogen wieder rückgängig gemacht und dann durch die plastischen Verformungen der Mauer und des Untergrundes aufgezehrt.

Interessant waren die geodätischen, absoluten Messungen zu dieser Zeit, welche infolge der Vorspannung der Fuge 17/18 ein horizontales, tangentielles Eindringen dieses Blockes in den weichen Hang um 6,7 mm anzeigten. Die Verschiebung des Widerlagers der Bogenmauer war damit noch nicht zu Ende. Es dauerte 5 bis 8 Jahre, bis die Verschiebungen der Bogenenden zum Stillstand kamen. Folgende Endwerte wurden erreicht :

Verschiebung des rechten Kronenbogenkämpfers7 mm
Verschiebung des linken Kronenbogenkämpfers1,5 mm

Im gleichen Zeitraum kamen auch die mit dem Lot gemessenen, als irreversibel erkannten Durchbiegungen der Mauerkrone im Meßblock zum Stillstand.

Eine Kontrolle der beim 1., 2., und 5. Anstau gemessenen Spannungen mit den gerechneten Werten (nach einfachem Radialausgleich mit $E_b : E_f = 1,0$ bis $0,25$ an der rechten Flanke) und einem im Mittelquerschnitt gemessenen Temperaturfeld ergab, daß die Meßwerte die gerechneten Werte nicht überstiegen. Mit dem Abklingen der irreversiblen Deformationen paßten sich die Rechenwerte immer besser an die Meßwerte an, denn die Berechnung berücksichtigt keine irreversiblen Werte, während die Messung diese sehr wohl enthält.

Unterschiede bei den absoluten Meßwerten lassen sich bei der Analyse durch Berücksichtigung der Jahresschwankungen der Kronendurchbiegung nach dem Abklingen der plastischen Deformationen ausschalten. So nähert sich das Mittel der gemessenen Jahresschwankungen der Kronendurchbiegung mit 20 mm gut dem mit Radialausgleich gerechneten Wert für maximale Temperaturzustände und maximalem Stau von 18 mm und dem bei dreifachem Ausgleich erhaltenen Wert von 16 mm.

Um die Standsicherheit und das Verhalten der Sperre unabhängig von den Annahmen der Berechnung aus ihrem Verhalten heraus zu beurteilen, wurde die statistisch-grafische Methode angewandt.

Es standen hierfür zahlreiche Lotmessungen bei verschiedenen Temperaturzuständen, aber leider bei wenig veränderten Stauhöhen zur Verfügung. Ab dem Jahre 1961/63 traten keine irreversiblen Durchbiegungen mehr auf.

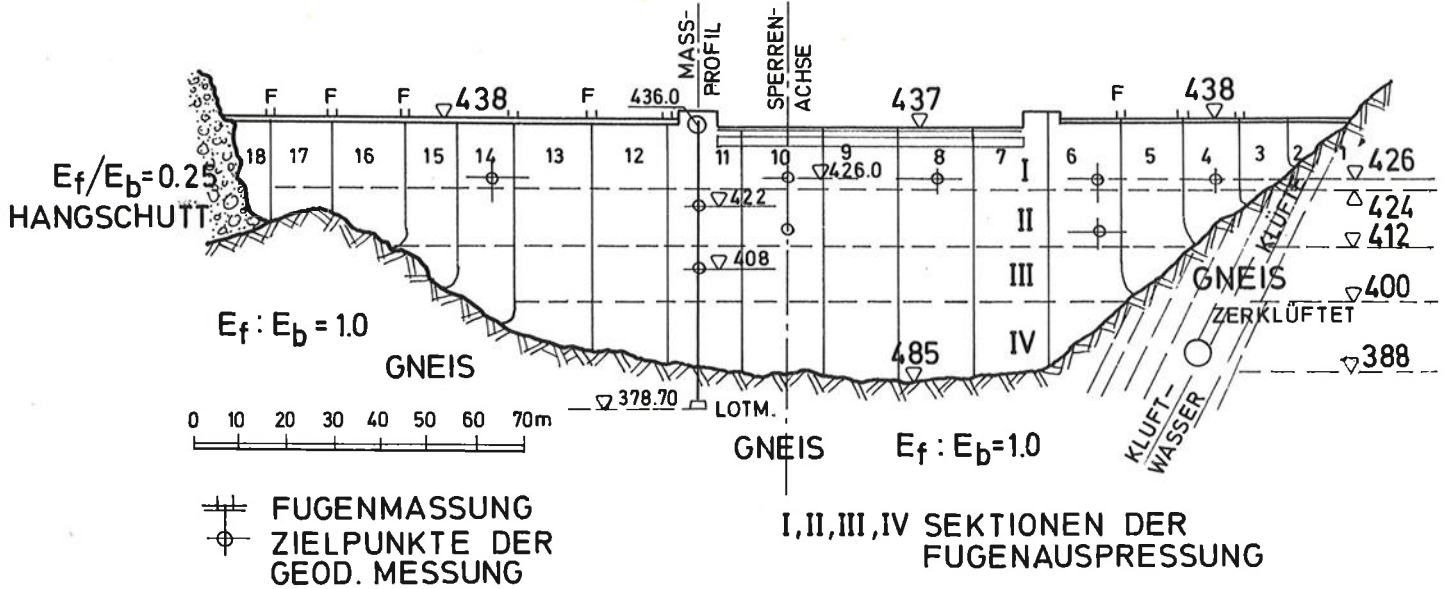
Zur Trennung der Einflüsse wurde in diesem Falle jenes Außentemperaturmittel als Parameter gewählt, das sich während der 28 Tage vor der Messung ergab. Die Wahl einer repräsentativen Betontemperatur, etwa unter der Mauerkrone, erschien hier zu unsicher, da einige Thermometer ausfielen und zu wenig Meßwerte vorlagen.

Aus der statistischen Auswertung der Kronendurchbiegung ergibt sich :

der Staueinfluß, bezogen auf Vollstau mit einem Wert von 6,5 mm
der Temperatureinfluß bei Vollstau mit einem Wert von $\pm 0,90$ mm f. $\pm 1^\circ$ C
der Temperatureinfluß bei abgesenktem Stau mit einem Wert von $\pm 0,72$ mm f. $\pm 1^\circ$ C

SPERRE DOBRA

ANSICHT LUFTSEITE



FUGENSPALTMESSUNG

während der hydraulischen Vorspannung u. Injektion

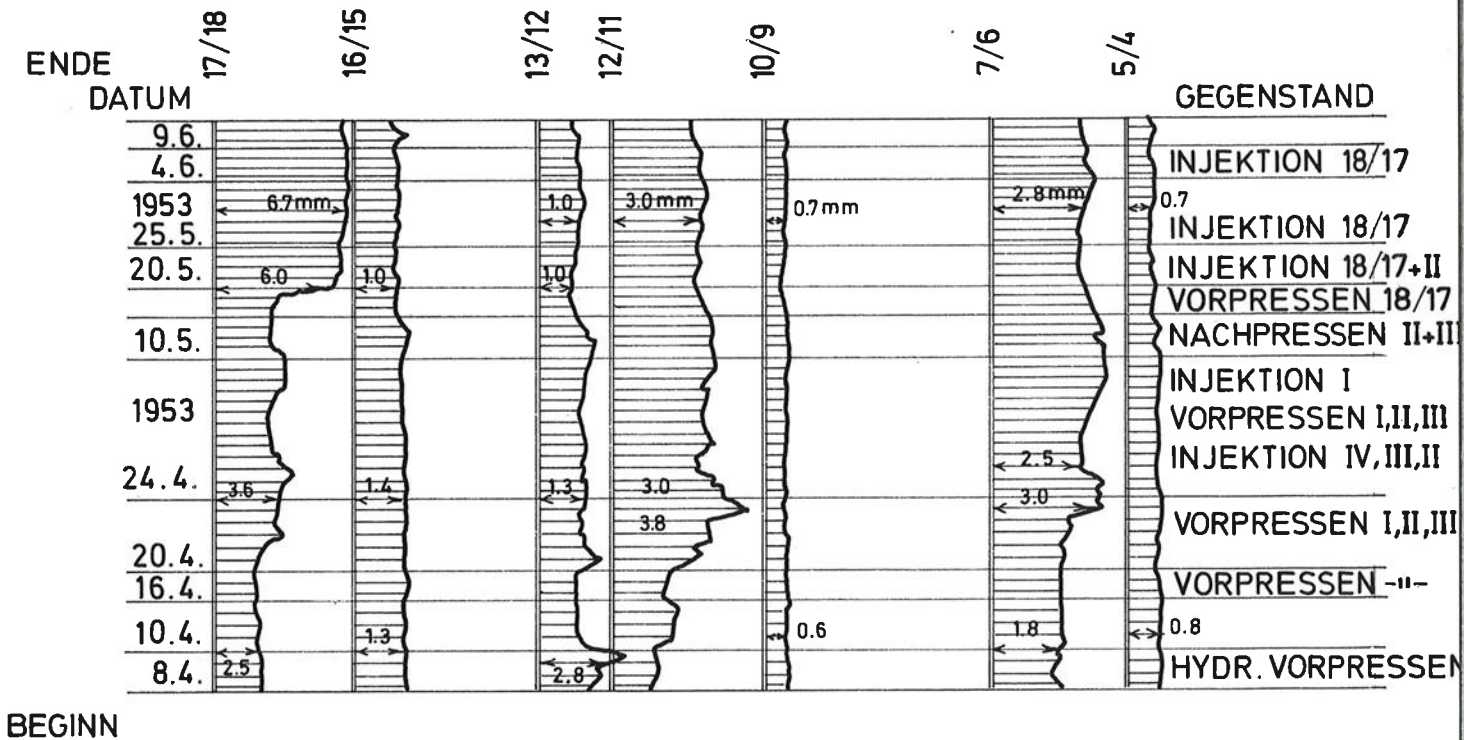


Abb. 14

Mit den Werten des Temperatureinflusses läßt sich eine Jahresganglinie der zu erwartenden Durchbiegungen zeichnen und in Kombination mit dem Staueinfluß können gute Vergleichswerte für ein normales Verhalten der Staumauer und auch des Untergrundes gewonnen werden. Liegen die Meßwerte innerhalb der gegebenen Grenzen, dann können sowohl die Mauer als auch der Untergrund keine Überbeanspruchung erfahren.

Größere Abweichungen, die in diesem Falle bei der Kronendurchbiegung schon 3 bis 4 mm betragen müßten, könnte man dann auf eine weitere plastische Verformung des Untergrundes, d.h. auf Änderung seiner Eigenschaften mit der Zeit, Sicker- und Kluftwasser-einflüsse oder auf eine Änderung der Betoneigenschaften zurückführen.

4.2 AUSWERTUNG DER MESSUNGEN AN DÄMMEN

Bei den Dämmen werden die Beobachtungs- und Meßdaten vorwiegend zur Beurteilung des Verhaltens herangezogen. Darüberhinaus dienen die gemessenen Bodenkennwerte auch zur Bestätigung der im Standsicherheitsnachweis verwendeten Rechnungsannahmen. Auch Sonderuntersuchungen werden durchgeführt.

Bei der Beurteilung des Verhaltens ist vor allem die zeitliche Entwicklung zu beachten. So zeigen zum Beispiel abklingende Verformungen im Inneren eines Erddichtungskernes in Verbindung mit ebenfalls abklingenden Porenwasserdrücken das Ende der Konsolidierungsphase an. Stauabhängige Bewegungen mit geschlossenenen Hysteresen deuten auf das Erreichen eines elastischen Zustandes hin.

Bewegungsvektoren und Bewegungsspuren von Oberflächenpunkten erlauben die Beurteilung des Einflusses der Talform und der Staudruckbelastung.

Im Bauzustand können an den Bewegungen die Einflüsse von Schüttmaßnahmen erkannt werden.

Durch die zeitliche Entwicklung der Sickerwassermengen während des ersten Aufstaus lassen sich Schlüsse auf die Wirksamkeit der Dichtungsmaßnahmen und nach mehreren Stauzyklen auf Erosionserscheinungen, aber auch auf eine Selbstdichtung ziehen.

Wenn die Messungen auch keine Sicherheitszahlen liefern, so geben sie zweifellos darüber Aufschluß, ob sich der Damm im stabilen Zustand befindet.

Es ist ferner Aufgabe der Messungen, jene Kennwerte zu ermitteln, die für den Standsicherheitsnachweis herangezogen werden. Hierzu gehören vor allem die Ermittlung der Dichte, der Porenwasserdrücke und der Erddrücke.

Durch laufende Kontrolle der Kornzusammensetzung des Schüttmaterials läßt sich in Verbindung mit den Ergebnissen der Laboratoriumsversuche auch die Scherfestigkeit und die Durchlässigkeit beurteilen. Mit diesen ermittelten Kennwerten wird die tatsächlich erreichte Sicherheit der Dämme errechnet.

Während das Verformungsverhalten von Dämmen durch Messungen bei zahlreichen Ausführungen bereits gut bekannt ist, liegen über das Spannungsverhalten noch relativ wenig Unterlagen vor. Wie eingangs erwähnt, wurden beim Staudamm Gepatsch (39) auch

Messungen des ebenen Spannungszustandes im Hauptschnitt durchgeführt. Sie dienen vorwiegend zum Nachweis der, zwischen den verschiedenen Dammszonen infolge unterschiedlicher Verformungseigenschaften zu erwartenden Spannungsumlagerungen und trugen dazu bei, das Tragverhalten des Dammes zu beurteilen. Die Auswertung der gemessenen vertikalen Erdspannungen ist in der Abb. 15 zu ersehen. Sie zeigt, daß die Last des Dichtungskernes teilweise auf die angrenzenden Zonen infolge des "Siloeffektes" übertragen wird,

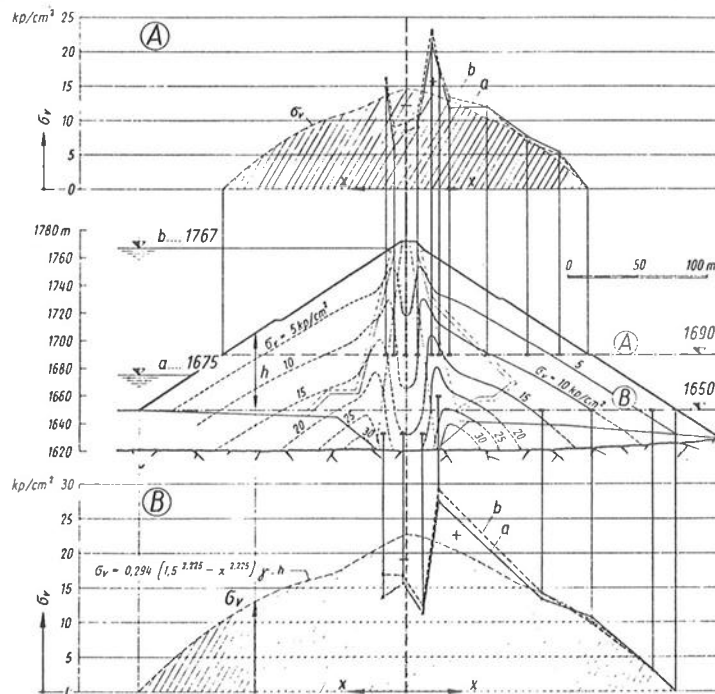


Abb. 15 : Staudamm Gepatsch: Erdspannungen im Horizont 1690 m (A) bzw. 1650 m (B) sowie Isobaren im Hauptschnitt; a, b gemessene Spannungsverteilung bei Stau 1675 bzw. 1767 (Punkte mit Kreuz sind Mittel aus zwei Geben), gerechnete Vertikalspannung.

Beim Staudamm Bolgenach (58) werden zur Messung des Anpreßdruckes an überhängenden Felsflanken Erdspannungsgeber verwendet. Diese Spannungsmessungen sollen beim Staudamm Finstertal (57) noch durch Messungen der Dehnungen und Stauchungen in verschiedenen Richtungen ergänzt werden. Dadurch wird es möglich, in bestimmten Punkten des Dammes das Spannungs- und Verformungsverhalten des Baustoffes zu ermitteln. Es ergibt sich auch die Möglichkeit, rechtzeitig eine rechnerische Überprüfung in Form von Spannungs- und Verformungsanalysen mit Hilfe der finiten Elemente durchzuführen. Diese Methode wurde bereits beim Staudamm Eberlaste zur Nachrechnung der Setzungen des Untergrundes sowie des Spannungszustandes der Erdbeton-Schlitzwand mit gutem Erfolg angewendet.

Als Sonderuntersuchung sind auch die Ermittlungen der Unterströmungen bei den Staudämmen Durlaßboden und Eberlaste anzusehen (siehe 5.5, 5.6). Grundsätzlich sollen die Messungen nicht nur zur Überwachung des Tragverhaltens des jeweiligen Dammes dienen, sondern darüberhinaus auch Unterlagen für die sichere Erstellung künftiger Projekte liefern.

Tabelle 8 :

VERFORMUNGEN UND SICKERUNGEN AN DÄMMEN

Chron.Nr. n.Statistik d.Dammes	Name	Type	Höhe länge	Kronen- länge	Dammneigung wasserseitig luftseitig	Maximale Kronen- setzung in cm	Kronen- in %	gemessene max. Sickerwassermenge l/sec
3	Gosau		17 m	50 m	1 : 2	1 : 2		900
13 b	Bieler		25 m	730 m	1 : 2	1 : 2	20	1,5
16	Hollers- bach		16,5 m	87 m	1 : 2	1 : 2		
23	Thurn- berg		15 m	200 m	1 : 2,5	1 : 2	1,2	0,1
28	Rot- gülden		18 m	112 m	1 : 2,5	1 : 2		
37	Freibach		41 m	150 m	1:1,75-1:3	1:1,6-1:2	2	0,11
39	Gepatsch		153 m	600 m	1 : 1,5	1 : 1,5	150	1,0
40	Diesbach		36 m	204 m	1 : 1,71	1 : 1,54	2	1,1
42	Durlaß- boden		83 m	470 m	1:1,75-1:3	1:1,75-1:2	115	28
44	Eber- laste		28 m	480 m	1:2	-1:2,5	1 : 2	150
45	Wurten		42 m	282 m	1:1,65-1:1,8	1 : 1,5	230	7
48	Galgen- bichl		50 m	115 m	1 : 1,6	1 : 1,5	0,5	1
49	Oschenik- see		78 m	485 m	1 : 1,5	1 : 1,35		3,5
51	Großsee		41 m	367 m	1 : 1,5	1 : 1,3	2	30
52	Hoch- wurten		48 m	212 m	1 : 1,65	1 : 1,65	2	15
53	Gößkar		55 m	260 m	1 : 1,6	1 : 1,5	2	3,4

z. Großt.
i. Untergr.

5. BESONDERE BEOBACHTUNGEN

5.1 NEUE TAUERNMOOSSPERRE (46)

Die neue Tauernmoosperre ist eine Gewichtsmauer mit einem verhältnismäßig großen, unmittelbar auf dem Gründungsfels verlaufenden Sohlgang, der zur Auftriebsentlastung dient. Sie wurde in den Jahren 1969 bis 1973 errichtet. Der erste Vollstau erfolgte im Jahre 1974. Die größte Höhe der Gewichtsmauer über Gründungssohle beträgt 53 m, die Kronenlänge rd. 1 100 m, die Kronenbreite 3,6 m, die Sperrenkubatur rd. 250 000 m³. Im Bereich der Talfurche ist die Gewichtsmauer im Grundriß leicht gekrümmt ausgebildet und die vertikalen Blockfugen sind bis zu etwa 2 Drittel der Mauerhöhe verpreßt. Die damit erzielte Bogenwirkung dient aber nur als zusätzliche Gleitsicherheit und wurde für die Bemessung der Mauer nicht berücksichtigt.

Die Abmessungen einer Gewichtsmauer und damit deren Volumen werden bekanntlich sehr wesentlich von der Größe des Sohlwasserdruckes bestimmt. Zu den verschiedenen Bautypen, deren Ziel eine Verringerung dieser Sohlwasserdrücke und damit der Mauerkubatur ist, zählt auch die Gewichtsmauer mit einem vergrößerten Sohlgang. Dieses Konstruktionsprinzip wurde erstmals in Österreich beim Bau der Sperre Großer Mühdorfersee in den Jahren 1954 bis 1957 angewendet. Langjährige Meßerfahrungen haben die in dieser Sperrentype gesetzten Erwartungen bestätigt, sodaß der neuen Tauernmoosperre der gleiche Regelquerschnitt zugrundegelegt wurde.

Vergleichende Untersuchungen in der Projektierungszeit haben ergeben, daß zwar der bauliche Aufwand für die Herstellung des Sohlganges etwa der diesem Hohlraum entsprechenden Betonkubatur entspricht, als echte Kostenverminderung bleibt jedoch jenes Betonvolumen, das infolge des auf weniger als die Hälfte verringerten Sohlwasserdruckes bei gleichbleibender Gleitsicherheit eingespart werden kann. Im folgenden sollen nun über einige mit diesem Konstruktionsprinzip des vergrößerten Sohlganges zusammenhängende Meßergebnisse berichtet werden.

Sohlwasserdruck

Diese Sohlwasserdruckmeßstellen wurden im allgemeinen gezielt auf jene vom Geologen angegebenen Kluftausbisse gesetzt, die Wasserzutritte erwarten ließen. Es wurden Gußglocken mit zwei Rohrleitungen verwendet, die bei Bedarf eine Spülung ermöglichen. Diese Glocken wurden auf Kiespackungen gesetzt und mit einem schnellbindenden Mörtel an den Fels geklebt. Von den 77 versetzten Meßglocken fallen etwa zwei Drittel auf den Bereich wasserseits des Sohlganges; das restliche Drittel wurde luftseits davon versetzt.

Von den Ergebnissen ist festzuhalten, daß von den luftseits des Sohlganges versetzten Sohlwasserdruckmeßstellen nur eine einzige einen geringen, vom Stauspiegel unabhängigen Sohlwasserdruck anzeigte, während 80 % der wasserseitigen Meßstellen stauabhängige Werte ergaben. Projiziert man sämtliche Meßergebnisse in einen idealisierten Querschnitt und trägt dann das Verhältnis Höhe des Sohlwasserdruckes zu Stauhöhe auf (Abb. 16), so ist der Abfall des Sohlwasserdruckes von der Wasserseite der Staumauer zum Sohlgang her klar zu erkennen. Der in die statische Berechnung eingeführte Sohlwasserdruck (von 0,85 H an der Wasserseite auf 0 zum Sohlgang hin linear abfallend)

TAUERNMOOS, gemessene Sohlwasserdrücke

Maximalwerte der Jahre 1973-1975

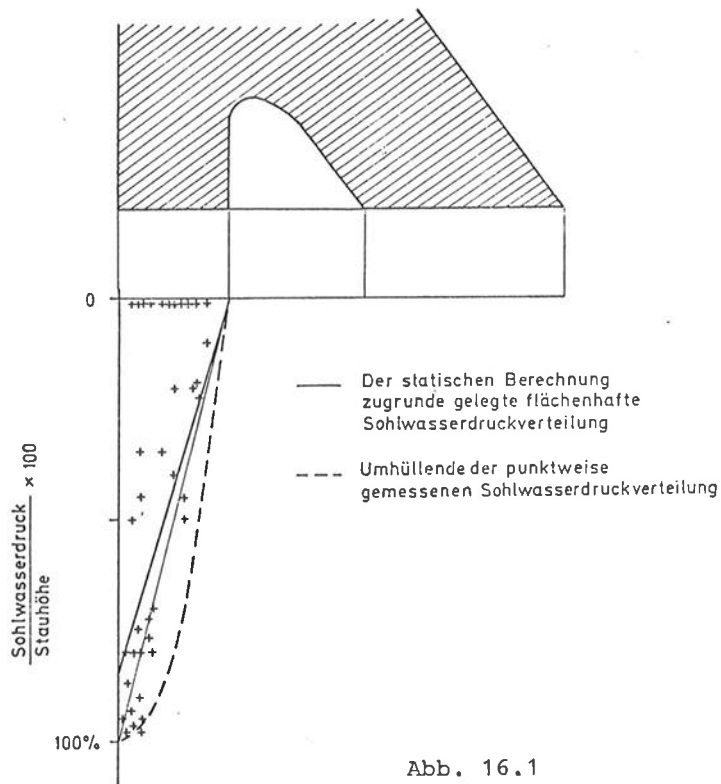


Abb. 16.1

TAUERNMOOS, Gerechnete und gemessene Spannungsänderungen vom Hauptlastfall Winter (leerer Speicher) zum Hauptlastfall Sommer (voller Speicher)

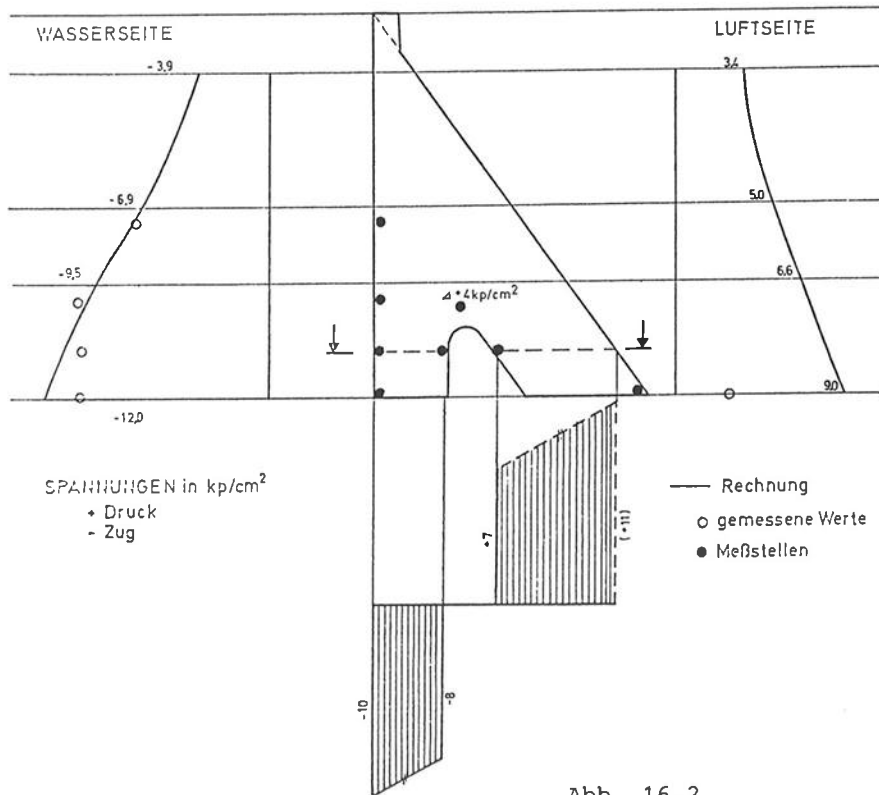


Abb. 16.2

entspricht der Annahme, daß dieser Druck auf die ganze Aufstandsfläche wirkt. Die dabei sich theoretisch ergebende resultierende Auftrettskraft ist sicher größer als jene, die sich unter Zuordnung von Teilflächen zu den gemessenen Sohlwasserdrücken ergeben würde. Dabei wäre noch zu berücksichtigen, daß die gezielte Anordnung der Sohlwasserdruckmeßstellen auf voraussichtlich wasserführende Klüfte ein eher ungünstiges Bild über die tatsächlich wirkenden Auftriebskräfte vermittelt. Die parabelförmige Umhüllende der gemessenen Werte würde etwa den Druckhöhen der theoretischen Sickerlinie entsprechen.

Schließlich sei noch erwähnt, daß aus dem Sohlgang in jedem Block Drainagebohrungen in 5 bis 10 m Tiefe abgeteuft wurden, die zum Teil auch geringfügige Schüttmengen bringen. Die gesamte Drainagewassermenge bei Vollstau beträgt etwa 30 l/min.

Betonspannungen

Zur Überprüfung der Betonspannungen in der Gewichtsmauer wurden vor allem im höchsten Mauerblock einige Teleformeter- und Telepreßmetermessungen durchgeführt (Abb. 16). Von den Ergebnissen sei hier nur die Änderung der Spannungen zwischen den beiden extremen Lastfällen Winter (leeres Becken) und Sommer (volles Becken) dargestellt. Man erkennt die geringen Spannungsänderungen an den Außenflächen der Mauer ebenso wie an den Laibungen des Sohlganges. Eingehende Untersuchungen der Sohlgangwände und Firste haben nur einige wenige feine Risse ergeben, wie dies bei fast allen Kontrollgängen in Staumauern der Fall ist.

Zusammenfassend kann daher festgestellt werden, daß sich diese besonders wirtschaftliche Bautype von Gewichtsmauern auch während des Betriebes gut bewährt hat.

5.2 DIE SEISMISCHE ÜBERWACHUNG DES SPEICHERS SCHLEGEIS (43)

Die Frage der induzierten Erdbeben ist vor einigen Jahren durch das Schlagwort "Fill a Lake - Start an Earthquake" aufgrund einiger Ereignisse im Ausland auch in Österreich viel diskutiert worden. Nun sind zwar nach dem heutigen Wissensstand gewisse geologische Voraussetzungen für spürbare induzierte Beben erforderlich, die bei den großen österreichischen Talsperren jedoch nicht gegeben sind. Trotzdem haben die Tauernkraftwerke AG ein diesbezügliches Forschungsvorhaben der Fakultät für Physik an der Universität Karlsruhe, unter Leitung von Herrn Prof. Fuchs, unterstützt. Über die Ergebnisse dieser Untersuchungen hat Herr Dr. Blum in seiner 1975 abgeschlossenen Dissertation [Lit. 1] eingehend berichtet, der die folgenden Ausführungen entnommen sind.

Zunächst seien einige technische Daten der Gewölbemauer Schlegeis angeführt: Die Gewölbemauer Schlegeis liegt in den Zillertaler Alpen am westlichen Rand des Tauernfensters. Das Betonvolumen von knapp 1 Mio m³ wurde in den Jahren 1969 bis 1971 eingebracht. Der Sperruntergrund besteht aus Gneis. Der Speicher, mit einem Nutzinhalt von 127,7 Mio m³, wird von einer 131 m hohen und in Kronenhöhe 725 m langen Bogengewichtsmauer abgeschlossen. Der Wasserspiegel wird im Frühjahr auf ca. Kote 1 680 m

abgesenkt und erreicht sein höchstes Niveau von 1 782 m jeweils Anfang September. Die maximalen Wasserspiegelschwankungen erreichen daher 102 m in einem jährlichen Zyklus.

Zur seismologischen Charakteristik des Speicherraumes muß zunächst festgestellt werden, daß für dessen weitere Umgebung aus der Zeit vor 1969 keine instrumentellen Beobachtungen vorliegen. Die einzigen diesbezüglichen Informationen liefern makroseismische Beobachtungen, wie sie von Gangl [Lit. 2] und Karnik [Lit. 3] zusammengestellt worden sind. Eine Möglichkeit, diese makroseismischen Daten mit instrumentellen Beobachtungen zu verbinden, bringt eine von Karnik [Lit. 3] empirisch abgeleitete Umrechnungsformel von Intensitäten in Oberflächenwellenamplituden :

$$M = \frac{2}{3} I_0 + 1,4 \log h - 1,25$$

h = Herdtiefe in km

I_0 = Intensität

M = Magnitude

Mit der üblichen Beziehung zwischen Magnitude und Häufigkeit

$$\log N (M) = a - bM$$

N = Anzahl der Beben

a = charakteristischer Parameter des Untersuchungsgebietes

b = Wert für seismisches Verhalten

läßt sich nun abschätzen, daß im Mittel nur 10 Beben, M_1 aus einem Umkreis von 500 km² je Jahr zu erwarten sind. Nur ein signifikantes Überschreiten der abgeschätzten Häufigkeit könnte eine Induzierung von Beben durch den Stausee nahelegen.

Ab dem Jahre 1970, während des ersten Teilstaubetriebes, hat das Institut für Angewandte Geophysik der Universität München, unter Leitung von Herrn Prof. Förtsch, vorübergehend eine Erdbebenstation am tiefsten Punkt der Sperre betrieben. Später übernahm das geophysikalische Institut der Universität Karlsruhe, unter Leitung von Herrn Prof. Fuchs, die seismische Überwachung. Zunächst wurden 2 Stationen, eine an Stelle der alten Station und eine im Bauleitungsgebäude oberhalb des linken Sperrenflügels aufgestellt. Während des zweiten Teilstaues 1971 wurde erstmalig die Stauhöhe von 100 m knapp überschritten, die häufig als eine kritische Marke bei der Beobachtung von induzierter Seismizität betrachtet wird. Während des Aufstaues wurden jedoch auch hier keine örtlichen Beben registriert. Erst nach Überschreiten des Höchststaues (110 m) traten während des Abstaues lokale Ereignisse auf, was sich auch in den folgenden Stauperioden wiederholte (Abb. 17). Die Art der beobachteten Ereignisse blieb dabei immer gleich. Es handelte sich immer um Rucke mit einer durchschnittlichen Gesamtdauer von etwa 1 Sekunde, was einer Lokal-Magnitude M_1 von ca. -1 entspricht. Die dabei abgestrahlte Energie läßt sich mit der empirischen Beziehung Lit. 4

$$\log E = 5,8 + 2,4 m \text{ mit } m \dots\dots 0,63 M + 2,5$$

mit 10^7 bis 10^{12} erg. abschätzen, während bekanntlich bei Schadensbeben Energien in der Größenordnung von min. 10^{17} erg. freiwerden.

Die maximale Geschwindigkeitsamplitude erreichte etwa 10^{-3} cm pro Sekunde. Die vorherrschenden Frequenzen liegen bei etwa 15 Hz, woraus sich Verrückungsamplituden von etwa 0,1 ergeben. Die je Stauperiode freiwerdende Energie entspricht übrigens in der Größenordnung den gemessenen Felsverformungen.

Auffällig ist die tageszeitliche Verteilung der Beben (Abb. 18), die ein deutliches Maximum der Bebenanzahl zwischen 4 und 6 Uhr morgens anzeigt.

Zwischen Juli 1971 und Februar 1975 wurden 397 solche Ereignisse beobachtet, Eine Berechnung der Magnituden aus der Signaldauer ergibt folgende Verteilung :

M_1	N 43 Monate	N/Jahr
- 1,5	397	111
- 1,0	238	66
- 0,5	111	31
- 0	44	12

in Abb. 19 sind diese Beobachtungsergebnisse der abgeschätzten natürlichen Seismizität gegenübergestellt.

Die alljährlich auftretende Hauptaktivität, etwa im April, ermöglichte die Einrichtung einer intensiven seismischen Überwachung für das Frühjahr 1974 mit insgesamt 6 Stationen, um die Bebenherde möglichst genau lokalisieren zu können. Als Voraussetzung für diese Ortung wurde die seismische Geschwindigkeit im Untergrund zunächst mit Kurzprofilen explosions- und hammerschlagseismisch gemessen. Es ergaben sich Geschwindigkeiten von 4,0 km/sec bei der Hammerschlagseismik und 4,4 km/sec mit der Explosionsseismik. Diese Werte liegen etwa an der unteren Grenze von jenen, die während der Projektierungszeit der Sperre am linken Hang in Bohrlöchern mit 4 - 6 km/sec gemessen wurden. 1975 wurde über eine Entfernung von etwa 2 km mittels Sprengungen in Bohrlöchern eine Geschwindigkeit von 4,5 km/sec im Speicherbereich gemessen. Von den 60 im Nahbereich registrierten Ereignissen des April 1974 konnten 29 für die Ortung herangezogen werden. Die restlichen waren infolge ihrer Geringfügigkeit nicht von allen Stationen aufgezeichnet worden. Für diese Ereignisse ergab sich fast durchwegs der Herd knapp wasserseitig der Sperre mit einer Herdtiefe von geringer als 300 m, jedoch nur zum geringen Teil im Bereich der größten Wassertiefe.

Die zunächst naheliegende Vermutung, daß diese Beben durch eine ruckartig vor sich gehende Rückverformung des Felsuntergrundes der Sperre beim Abstau, die nach umfangreichen Felsdehnungsmessungen immerhin die Größenordnung von 8 mm erreicht, zurückzuführen ist, scheidet dann aus, wenn man den bisherigen Ergebnissen für die Ortung der Bebenherde Vertrauen schenkt.

Dr. Blum [Lit. 1] geht von einer durch die andauernde Einengung der Alpen wachsenden horizontalen Spannung in Richtung NNW - SSW aus, die auch der Geologe der Tauernkraftwerke, Dr. Mignon, vermutete. Wächst nun beim Aufstau die Auflast (Abb. 20), so ergibt sich eine Verfestigung, die die Aufnahme einer höheren Horizontalspannung ermöglicht. Bei der raschen Wegnahme der Auflast wird bei diesem neuen Spannungszustand die Bruchgrenze überschritten und es kommt zu ruckförmigen Ausgleichsbewegungen, wie sie in Form der Stöße beobachtet werden. Diese Erklärung würde bedeuten, daß sich die sonst über das ganze Jahr verteilten ruckartigen Ausgleichsbewegungen nunmehr auf die Zeit des Abstaues konzentrieren.

Die Beobachtungen zeigen, das bereits kleine Spannungsüberschüsse sofort abgebaut werden und es daher zu keinem Spannungsstau kommen kann. Das Auftreten stärkerer durch den Stau induzierter Beben ist aufgrund dieser Beobachtungen und dem im Vergleich mit anderen Stauseen in den Alpen gewonnenen Erfahrungen unwahrscheinlich.

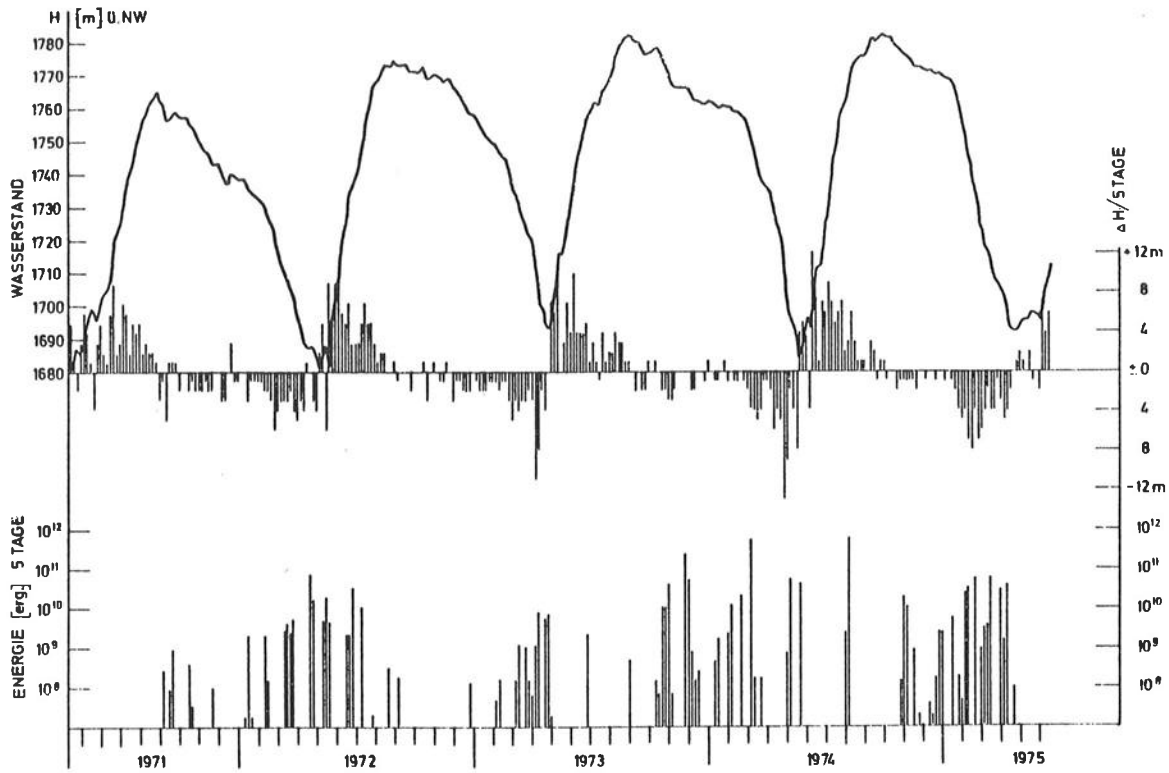


Abb. 17

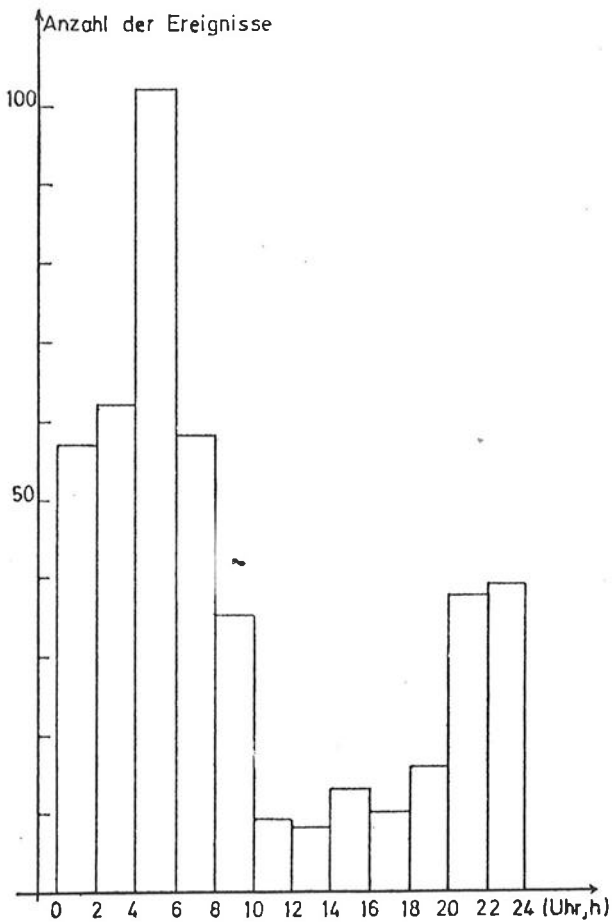


Abb. 18 : Tageszeitliche Verteilung der lokalen Ereignisse von 1971 bis September 1975 mit deutlichen Vorzugszeiten

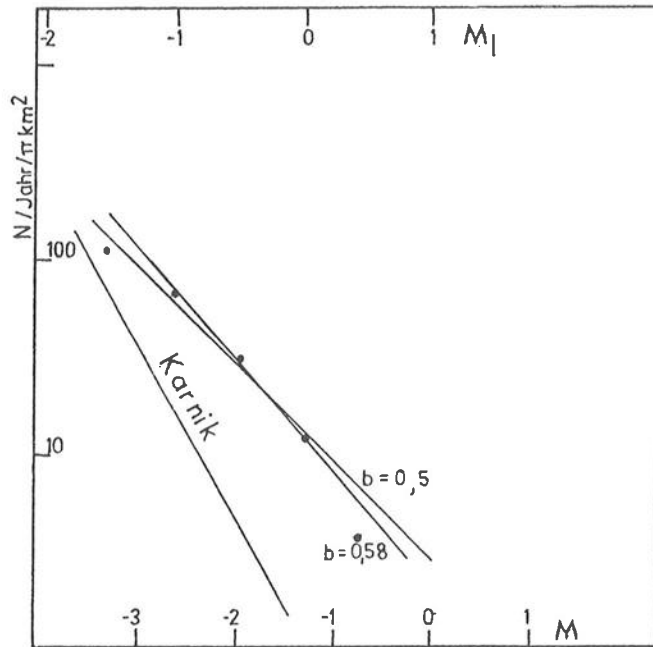


Abb. 19 : Erwartete Magnituden - Häufigkeitsbeziehung (Karnik) und beobachtete (Sterne) . M_1 = Lokalmagnitude, M = Oberflächenwellenmagnitude

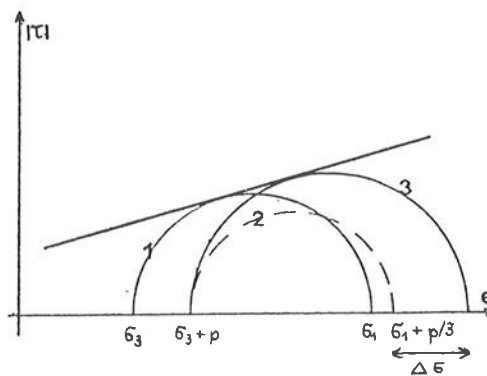


Abb. 20 : Modell für das Speichern tektonischer Spannung bei Belastung. Kreis 1 markiert den Ausgangszustand, Kreis 2 die Verfestigung bei Erhöhung der Auflast, und Kreis 3 das Speichern von Horizontalspannung $\Delta \sigma$.

LITERATUR

- 1 Blum R. : "Seismische Überwachung der Schlegeis-Talsperre und die Ursachen induzierter Seismizität",
Diss. v. 19.12.1975, Universität Karlsruhe.
- 2 Gangl G. : "Die Erdbebentätigkeit in Österreich",
Arbeit Zentralanstalt Meteorol. Geol., Wien, 7, 1969.
- 3 Karnik V. : "Seismicity of the European area",
Part. 1 Reidel, Dordrecht, 1969 a.

5.3 AUSWERTUNG DER ERGEBNISSE DER MESSUNGEN IM RECHTEN FELSWIDERLAGER DER STAUMAUER KOPS

5.3.1 MESSEINRICHTUNGEN

Zur Beobachtung des Felswiderlagers dienen folgende Meßeinrichtungen (siehe Abb. 21 und 22).

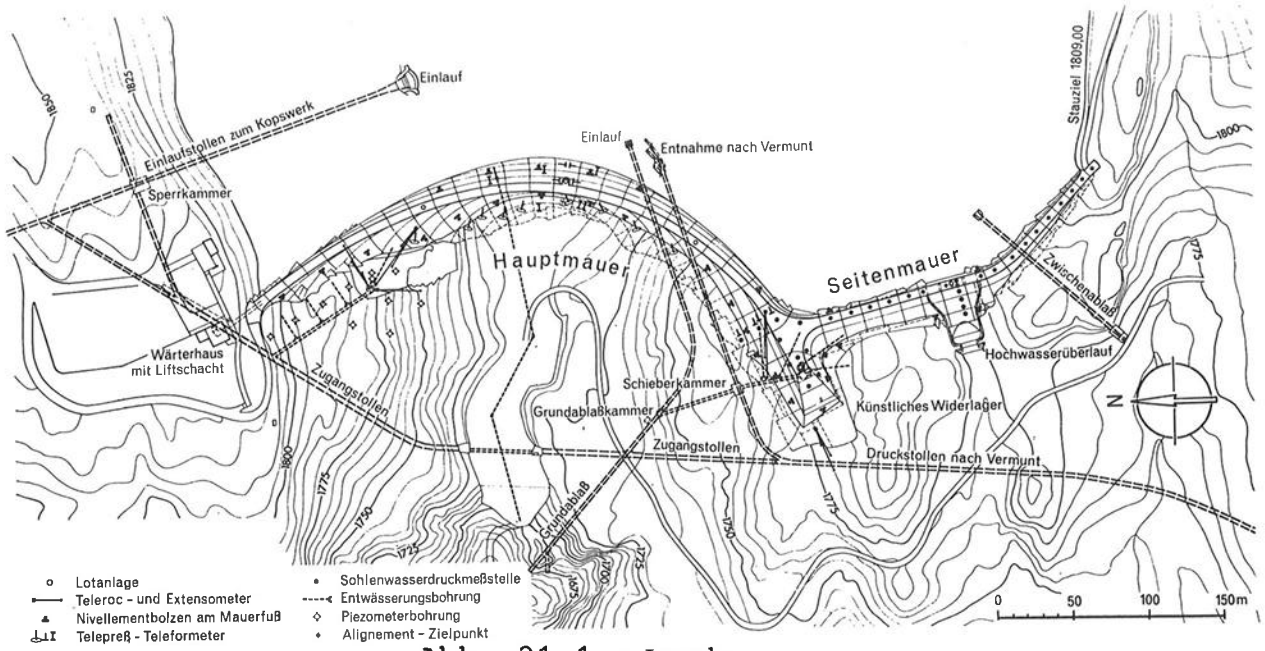
- a) Lotanlage am Ende des Beobachtungsstollens
- b) Lotanlage im Liftschacht
- c) Telerocmeter
- d) Telepreßmeter nahe dem Mauerfuß
- e) Piezometer
- f) Entwässerungsbohrungen

Die Ergebnisse aller Messungen an diesen Einrichtungen ergeben zusammen ein Bild über das Verhalten des Gebirgskörpers zufolge der Belastung durch den Sperrenkörper und der Auswirkung des Staues im Speicher.

5.3.2 ERGEBNISSE DER MESSUNGEN

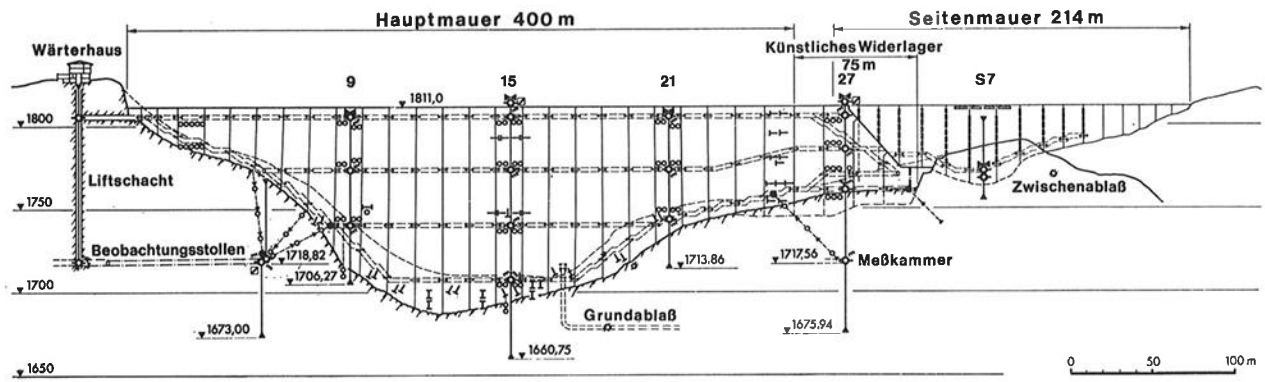
Lotmessungen am Ende des Beobachtungsstollens

Die 98,5 m hohe Lotanlage A (Aufhängepunkt des Gewichtslotes auf Höhe 1 791,5 m ü.A., Verankerungspunkt des Schwimmlotes 1 673,7 m ü.A.) zeigt Deformationen des Gebirgskörpers von max. ca. 1 mm an. Bei Vollstau bewegt sich der Aufhängepunkt relativ zum Verankerungspunkt um diesen Betrag etwa parallel zur Mauerachse, also ungefähr in Richtung der eingeleiteten Kraft. Bei leerem Becken findet eine Rückverformung statt.



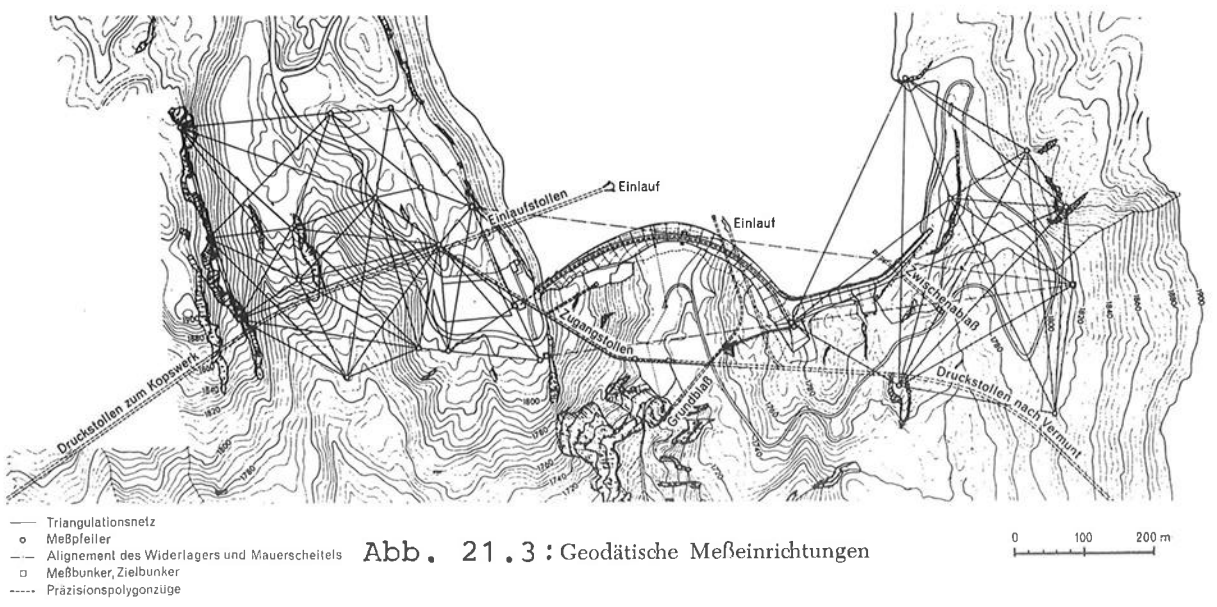
- Lotanlage
- Teleroc- und Extensometer
- ▲ Nivellementbolzen am Mauerfuß
- ⊥ Telepreß - Teleformeter
- Sohlenwasserdruckmeßstelle
- Entwässerungsbohrung
- ◇ Piezometerbohrung
- Alignment - Zielpunkt

Abb. 21.1 : Lageplan



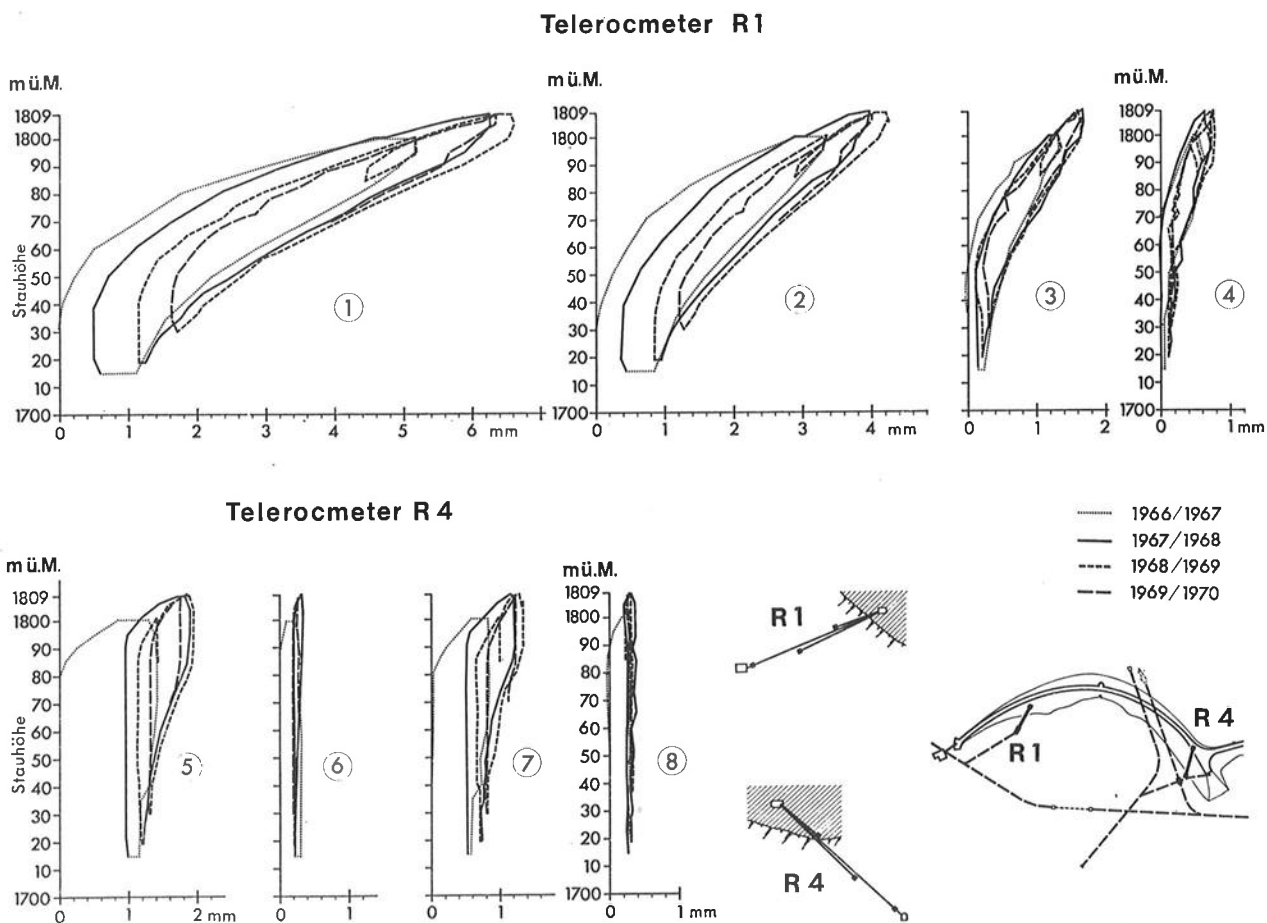
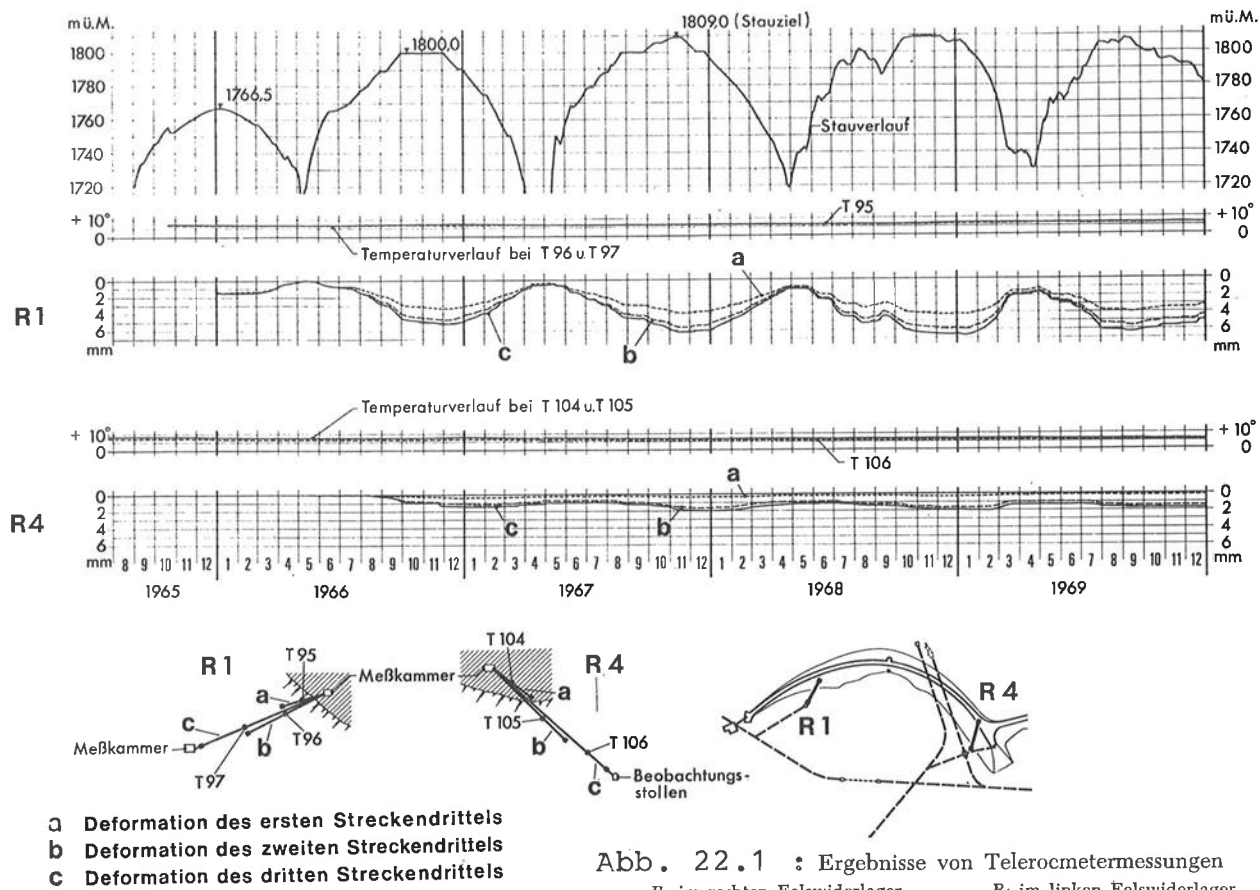
- ⊥ Schwimmlot
- ⊙ Gewichtslot
- Lot - Meßstelle
- ⊠ Koordinator
- ⊥ Telepreßmeter
- ⊥ Teleformeter
- Telethermometer
- Klinometer - Meßstelle
- ⊙ Telerocmeter
- ⊥ Fugen - Meßstelle

Abb. 21.2 : Längenschnitt



- Triangulationsnetz
- Meßpfeiler
- Alignment des Widerlagers und Mauerseitels
- Meßbunker, Zielbunker
- Präzisionspolygonzüge

Abb. 21.3 : Geodätische Meßeinrichtungen



Lotmessungen im Liftschacht

Die gemessenen Bewegungen an der rund 100 m hohen Lotanlage L betragen max. ca. 1,6 mm. Ein Zusammenhang der Bewegungen mit der Änderung der Stauhöhe ist gut erkennbar.

Telerocmetermessungen

Die Telerocmetermessungen geben die wichtigsten Aufschlüsse über das Verhalten des Gebirgskörpers. Die Ergebnisse werden daher in ausführlicher Weise wiedergegeben. Von den drei Meßstrecken (Abb. 22) wurde eine (R 1), etwa in der Richtung der von der Mauer in den Untergrund eingeleiteten resultierenden Kraft eingebaut. Die beiden anderen Strecken liegen etwas senkrecht zur Mauerachse gegen die Wasserseite (R 3) und senkrecht zur Geländeoberfläche (R 2).

Von den drei Meßstrecken zeigt nur die Meßstrecke R 1 eine über der Meßgenauigkeit von ca. 0,2 mm liegende Verformung des Gebirges an. Diese Meßstrecke ist zwischen Mauerfundament und Ende des Beobachtungsstollens angeordnet. Das erste gründungsnahe Streckendrittel ist ca. 14 m, das zweite ca. 16 m und das letzte Drittel rund 17,5 m lang. Die gesamte Meßstrecke hat daher eine Länge von ca. 47,5 m.

Die Ergebnisse der Messungen von 1965 bis 1976 sind in Abb. 22 enthalten. In den letzten Jahren sind nur noch geringe Unterschiede im Verlauf der Hysteresisschleifen erkennbar. Auch der Unterschied zwischen Einstau und Absenkphase ist etwa gleichbleibend.

5.3.3 ERGEBNISSE VON FELS-E-MODUL-MESSUNGEN

Vor Beginn der Bauarbeiten an der Staumauer Kops wurden Messungen der Größe des E-Moduls durchgeführt, und zwar :

- a) seismische Messungen
- b) statische Messungen an Bohrkernen
- c) statische Messungen im Stollen mit Hilfe der Radialpresse.

Durch die seismischen Messungen ergab sich ein dynamischer E-Modul am rechten Hang von $E = 250 \text{ Mp/cm}^2$ (oberflächennahe Partie) und von $E = 350 - 400 \text{ Mp/cm}^2$ (30 bis 50 m Tiefe).

Die statischen Messungen an Bohrkernen ergaben im Mittel

$$E = 490 \text{ Mp/cm}^2$$

Im ehemaligen Sondierstollen an der rechten Talflanke wurde in einer Entfernung von ca. 37 m vom Stollenportal ein statischer E-Modul von rund 200 Mp/cm^2 gemessen (Radialpresse).

Folgende Felsdeformationen wurden gemessen :

Felsdeformationen in mm			
Gemessen	1.Strecken- drittel	2.Strecken- drittel	3.Strecken- drittel
Deformation ⁺ (1972-1976)	4,6	1,7	0,8
plastische ⁺ Deformation	1,6	0,2	0,1
elastische ⁺ Deformation	3,0	1,5	0,7
Elast.Deformation ⁺⁺ bei E = 490 Mp/cm ²	0,46	0,32	0,23
verbleibende elast.Deformation	2,54	1,18	0,47

⁺) Meßwerte aus Abb. 22

⁺⁺) Wenn angenommen wird, daß der Gebirgs-E-Modul bei absolut dichter Lagerung dem an Bohrkernen gemessenen E-Modul von 490 Mp/cm² entspricht.

5.3.4 BETRACHTUNGEN ÜBER DIE SPANNUNGS-AUSBREITUNG IM UNTERGRUND UND DIE GRÖSSE DES FELS-E-MODULS.

Der Felsuntergrund wird durch die Staumauer streifenförmig belastet, wobei die Tele-roc-metermeßstrecke R 1 etwa dieselbe Richtung aufweist, wie die von der Mauer zufolge Wasserdruck auf das Fundament ausgeübte Kraft. Die Belastung des Fundamentes im Falle Vollstau ist annähernd dreieckförmig; die Spannung an der Wasserseite ist etwa gleich 0 und an der Luftseite herrscht nach den Spannungsmessungen eine Druckspannung von ca. 43 kp/cm².

Die wahrscheinlich vorhandene Spannungsausbreitung im Felswiderlager wurde nach verschiedenen Verfahren ermittelt und ist in Abb. 23 dargestellt (Die Wiedergabe dieser Untersuchungen ist im Rahmen dieses Berichtes nicht möglich).

Bei dieser Spannungsverteilung ergeben sich folgende Gebirgs-E-Moduli in den Teilstrecken 1, 2 und 3 :

$$E_1 = \frac{m_1 \cdot L_1}{l_1} = \frac{21,5 \text{ kp/cm}^2 + 11,5 \text{ kp/cm}^2}{0,3 \text{ cm}} \cdot 1400 \text{ cm} = 77 \text{ 000 kp/cm}^2$$

$$E = \frac{m_2 \cdot L_2}{l_2} = \frac{11,5 \text{ kp/cm}^2 + 8,0 \text{ kp/cm}^2}{0,15 \text{ cm}} \cdot 1600 \text{ cm} = 104 \text{ 000 kp/cm}^2$$

$$E = \frac{m_3 \cdot L_3}{l_3} = \frac{8,0 \text{ kp/cm}^2 + 5,0 \text{ kp/cm}^2}{0,07 \text{ cm}} \cdot 1750 \text{ cm} = 163 \text{ 000 kp/cm}^2$$

$$\text{Mittelwert} = 115 \text{ 000 kp/cm}^2$$

L = Meßstrecke

l = elast.Deformation

Es zeigt sich, daß im gegebenen Fall eine kräftige Zunahme der Größe des Gebirgs-E-Moduls mit der Tiefe erfolgt (Abb. 24).

Die Zunahme kann verschiedene Ursachen haben:

- a) Vergrößerung der Gesteinsfestigkeit mit der Tiefe
- b) ev. Einfluß des Bergwassers
- c) Auflockerung der oberflächennahen Gesteinspartien, d.h. größere und vermehrte Klüfte in diesem Bereich.

Zu a)

Eine Vergrößerung der Gesteinsfestigkeit, also der Festigkeit der einzelnen Klufkörper mit der Tiefe, konnte nicht festgestellt werden.

Zu b)

Aus den Piezometermessungen geht hervor, daß der tiefste Bergwasserspiegel im Mittel rund 10 m höher liegt als die gesamte Meßstrecke R 1. Die jährliche Schwankung der Wasserspiegelhöhe beträgt in diesem Bereich ca. 5 m. Es ist anzunehmen, daß die Spalten zwischen den Klufkörpern stets mit Wasser gefüllt sind. Das Klufwasser wird daher im gegebenen Fall keine wesentliche Rolle spielen.

Zu c)

Die Zunahme des E-Moduls mit der Tiefe kann weitgehend damit begründet werden, daß die Lagerung der Klufkörper und des ganzen Gesteinsverbandes mit der Tiefe fortschreitend immer kompakter wird. Eine Verkleinerung der Klufabstände bei Belastung erklärt diese Vorgänge allein nicht, denn auch im Streckendrittel nahe der Gründung mit der offenbar lockersten Lagerung sind die Deformationen größtenteils elastisch. Die einzelnen Klufkörper müssen daher elastische Biege- und Schubverformungen erfahren, welche umso größer sind, je mehr die Lagerungsbedingungen solche zusätzliche Verformungen gestatten. Aus der Tabelle auf Seite 64 ist zu entnehmen, daß die "verbleibenden elastischen Deformationen" in allen 3 Meßbereichen den größten Anteil an den Gesamtdeformationen haben. Es ist anzunehmen, daß sich der Klufkörperverband wie ein Federpaket verhält, wobei der Federweg nur so groß ist, daß die Schub- und Biegefestigkeiten der einzelnen Körper nicht überschritten werden, da ein Bruch einer örtlichen plastischen Deformation gleichkommen würde.

Da die Größe des Gebirgs-E-Moduls offensichtlich mit der Art der Lagerung der Klufkörper in engem Zusammenhang steht, ist es naheliegend, die Wasserdichtheit des Gebirges damit in Beziehung zu bringen.

Im betrachteten Gebirgsbereich wurden vor Baubeginn Bohrlöcher abgeteuft und Abpreßversuche mit Wasser vorgenommen. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigen eine sehr starke Abnahme der Durchlässigkeit mit der Tiefe.

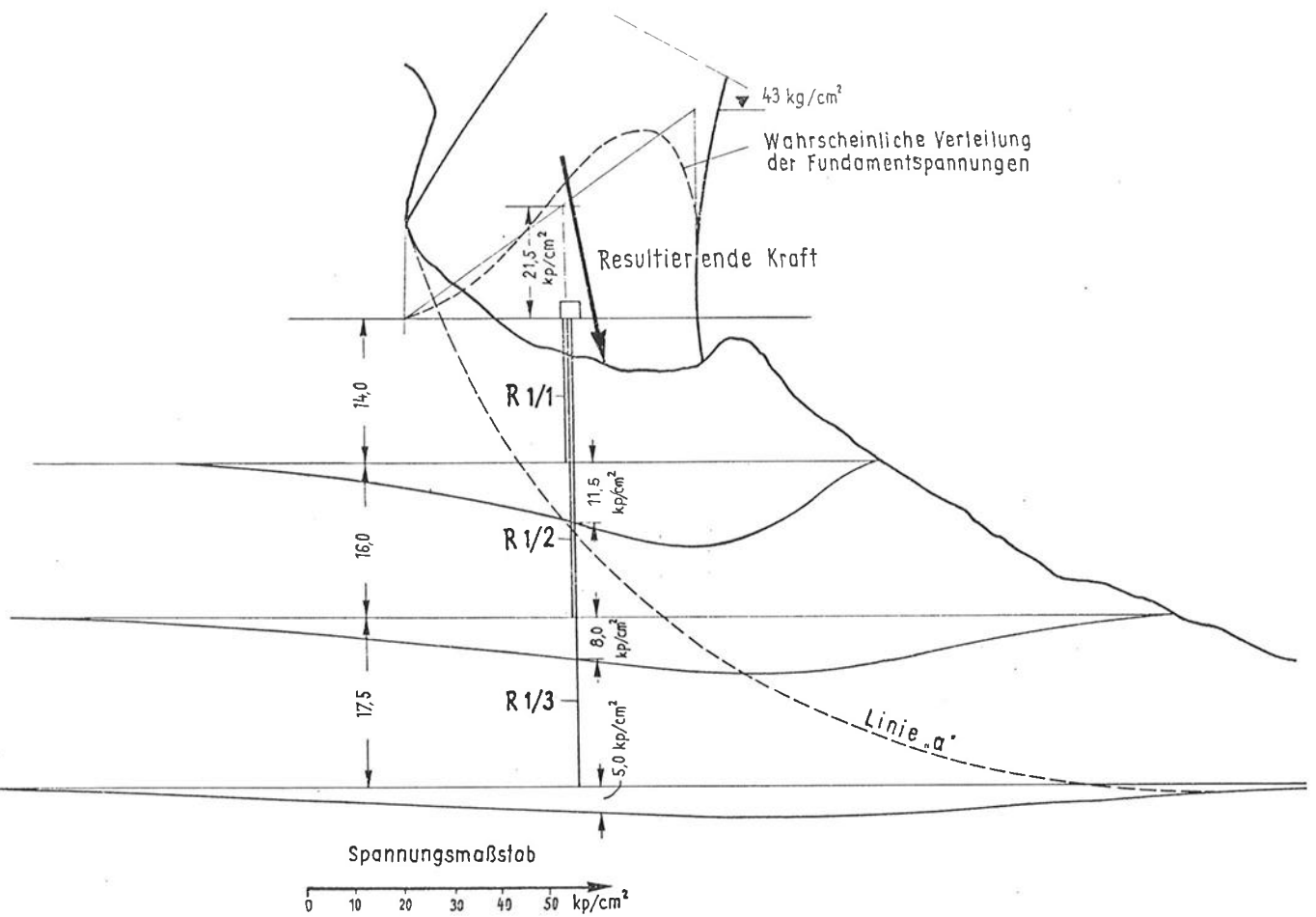


Abb. 23 : Wahrscheinlich vorhandene Spannungsausbreitung

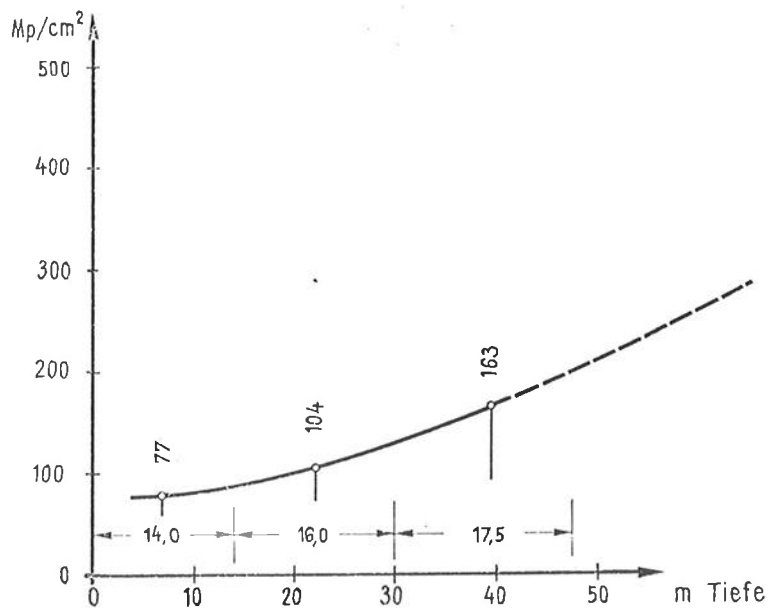


Abb. 24 : Zunahme des Gebirgs-E-Moduls mit der Tiefe

5.3.5 . . ZUSAMMENFASSUNG

Der Hauptzweck aller Messungen und Beobachtungen in den Felswiderlagern ist die Beurteilung der Sicherheit. Das Verhalten der Sperre selbst gibt zwar auch indirekt Aufschluß über die Eigenschaften deren Gründung, doch sollen möglichst direkte Messungen im Gebirgskörper nähere Angaben liefern.

Die Sicherheit von Felswiderlagern läßt sich nicht mit einer Zahl angeben. Aus der Summe aller Meßergebnisse können jedoch wichtige Schlußfolgerungen gezogen werden. Die durch die Stauhaltungen im rechten Felswiderlager verursachten Deformationen und die hieraus errechneten Fels-E-Moduli stehen im Einklang mit den vor Baubeginn durch verschiedene Methoden ermittelten Werten.

Es ist eine starke Zunahme des Gebirgs-E-Moduls mit der Tiefe gegeben. Unter Voraussetzung etwa gleichbleibender Gesteinsfestigkeit muß die größte Auflockerung in der oberflächennahen Zone auch eine vermehrte elastische Verformung der Klufthörper durch Schub- und Biegespannungen sowie Gewölbewirkung zur Folge haben. Aus der Größe und Verteilung der durch die Telerometer gemessenen Felsdeformationen kann der Schluß gezogen werden, daß eine große Ausbreitung der von der Sperre in den Gebirgskörper eingeleiteten Kraft herrschen muß. Diese Feststellung ist wichtig, denn sie besagt, daß keine Gleitungen längs allenfalls vorhandener Störungen (etwa nach Linie "a" in Abb. 23) stattgefunden haben können.

Die Ergebnisse der Telerometermessungen werden durch Lot- und Polygonzugmessungen bestätigt. Es zeigt sich damit, daß nicht nur der relativ kleine, von den Telerometern erfaßte Gebirgskörper sich weitgehend verhält, sondern der gesamte Widerlagerbereich.

Zusammen mit den Ergebnissen der Messungen im Mauerkörper selbst ergibt sich bei allen Meß- und Beobachtungsergebnissen im Widerlager ein sehr zufriedenstellendes Verhalten, sodaß mit Recht behauptet werden kann, daß eine volle Auflagersicherheit gegeben ist.

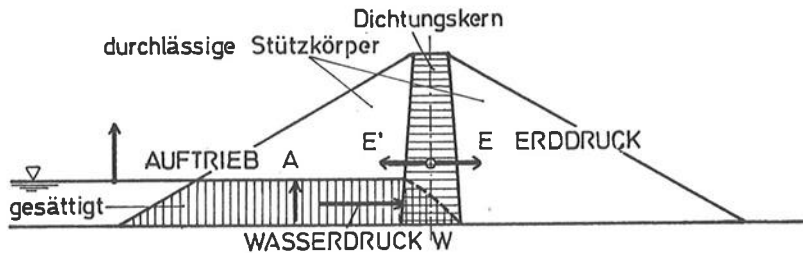
5.4 KONTROLLE DER KRONEN-LÄNGSRISSE BEIM STAUDAMM GEPATSCH (39)

Allgemein treten bei jeder Dammschüttung Spreizbewegungen von innen nach außen normal zur Dammachse auf. Sie entstehen durch Schubverformungen infolge des sowohl zur Luft- als auch zur Wasserseite wirkenden Erddruckes. Diese Bewegungen führen ohne Einfluß des Staudruckes in Längsrichtung der Krone zu Zerrungen mit allfälligen Ribbildungen.

Bei Zentralkerndämmen, wie z.B. beim Staudamm Gepatsch (39), kommt durch den Einstau eine weitere Ursache für Kronenzerrungen hinzu. Nachstehend wird versucht, am Beispiel eines symmetrischen Dammes diese Wirkungen in grober Vereinfachung aufzuzeigen.

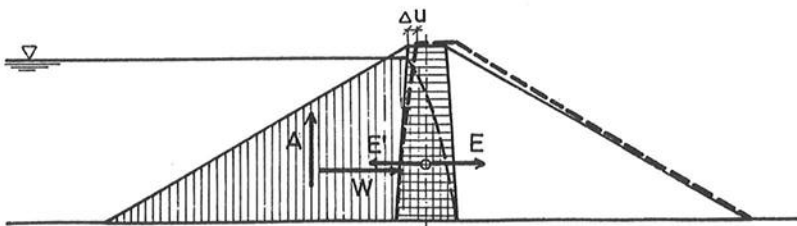
a) Aufstauphase :

Bei einem symmetrischen Damm sind ohne Stau die Erddrücke E und E' von gleicher Größe; sie belasten die Stützkörper auf Schub im Sinne einer Vorspannung. Durch die Zunahme des Staus steigen der Wasserdruck auf den Dichtungskern W und der Auftrieb A an. W reduziert den Erddruck E' auf den wasserseitigen und vergrößert E auf den luftseitigen Stützkörper. Durch den Auftrieb wird das Gewicht des wasserseitigen Stützkörpers verringert.



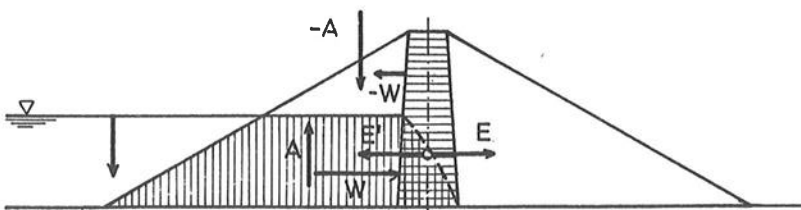
b) Hochstauphase :

Der Wasserdruck bewirkt in der Hochstauphase ein Ausweichen des Kernes und luftseitigen Stützkörpers um u . Durch diese Bewegung verliert der wasserseitige Stützkörper in der Kontaktfläche zum Kern teilweise die Stützung und der Erddruck E' sinkt zumindest im Kronenbereich auf den aktiven E'_a ab. Demnach folgt der nicht direkt vom Wasserdruck beanspruchte wasserseitige Stützkörper nur verzögert, reduziert die luftseitige Ausweichbewegung und entlang der Krone bilden sich zusätzliche, über das Ausmaß der eigentlichen Spreitzbewegung hinausgehende Zerrungen aus.

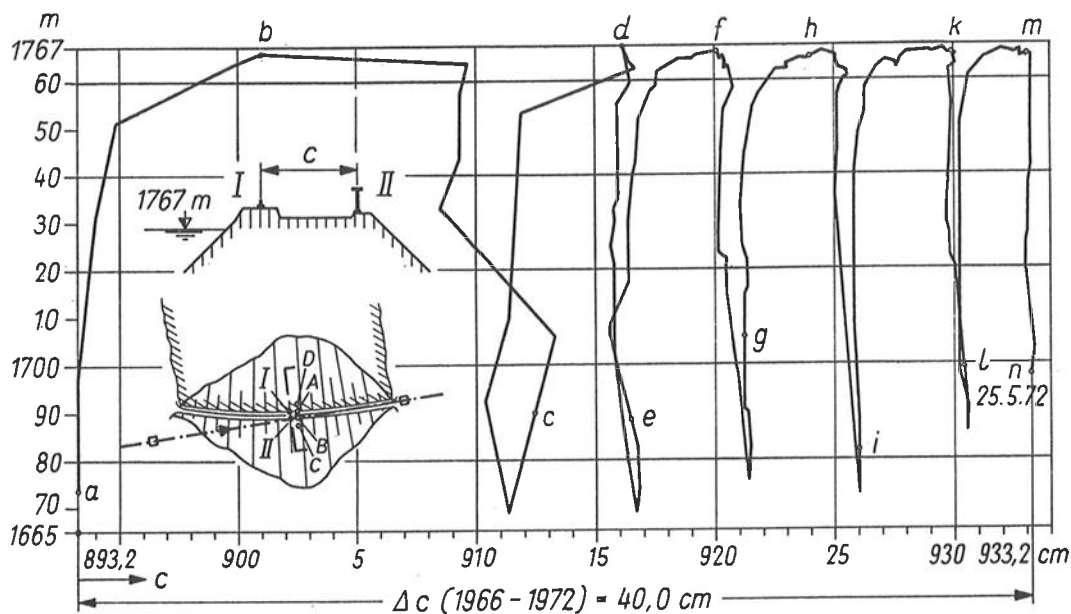


c) Abstauphase :

Durch den zunehmenden Abbau des Staudruckes W und Auftriebes A wird E' und das Gewicht des wasserseitigen Stützkörpers wieder größer. Dies kommt einer Wiederbelastung gleich, die zu Materialumlagerungen unter Entwicklung von weiteren Setzungs- und Spreizbewegungen in Richtung Wasserseite führt. Es entsteht immer mehr eine für den Kern ausweichende Bewegung. Sie wird durch einen in Richtung Wasserseite umgeleiteten Druck der Porenwasserströmung unterstützt. Beides bewirkt, daß sich eine praktisch synchrone Bewegung des Kronenbereiches in Richtung zur Wasserseite einsetzt. Kronenverbreiterungen treten in dieser Phase praktisch nicht auf.



Alle drei vorstehend geschilderten Phasen der Staudruckbelastung werden durch nachstehendes Diagramm über die Kronenaufweitung des Staudammes Gepatsch in Bezug zum Stauspiegel weitgehend bestätigt.



Die beiden Kronenpunkte I und II werden durch eine Aligmenteinrichtung gemessen, wobei Punkt II direkt, Punkt I vom Punkt II aus erfaßt wird. Wie zu entnehmen, finden in der Aufstauphase a) nur geringe Kronenaufweitungen statt. Diese setzen erst in der Hochstauphase b) nach Überschreitung eines Stauspiegels von rd. 1 750 m merkbar ein und erreichen nach längerem Vollstau einen konstanten Wert, der sich während einer Stauperiode stabilisiert. Beim Abstau sind die Aufweitungen, wie schon erwähnt, wieder gering. Die Aufweitungsbeträge nehmen von Jahr zu Jahr ab und betragen 6 Jahre nach Erreichung des 1. Vollstaus im Jahre 1972 noch rund 3 cm/Jahr. Daß diese Erscheinung nach so langer Zeit noch immer nicht vollständig abgeklungen ist, geht auf die große Verformbarkeit der Stützkörperschüttung zurück, bei der sowohl wasser- als auch luftseitig die Bewegungen noch immer andauern. Das wird auch im vorhergehenden Diagramm deutlich, in dem die resultierenden Bewegungsrichtungen der 4 Kronenpunkte A, B, C und D des Hauptschnittes eingetragen sind. Die Punkte liegen den Aligmentpunkten I und II unmittelbar benachbart.

Da das Diagramm einen guten Aufschluß über das Dammverhalten vermittelt, wird es bevorzugt zur Dauerkontrolle herangezogen.

5.5.1 SETZUNGEN DES UNTERGRUNDES

Für die Erfassung des Verformungsverhaltens von Damm und Untergrund werden vorwiegend geodätische Meßmethoden herangezogen. Schon mit Schüttbeginn wurden die Untergrundsetzungen während des Dammbaus im Kontrollgang durch Nivellements verfolgt. Der Verlauf der Setzungen über den Talquerschnitt zeigt die Abhängigkeit der Vertikalverformung von der Höhe der Überlagerung.

Nach zwei Vollstauperioden wurde im Jahre 1970 versucht, eine theoretische Auswertung dieser Messungen, soweit sie sich auf die Dammachse beziehen, vorzunehmen und eine Prognose für das weitere Setzungsverhalten des Untergrundes zu erstellen. Für die Auswertung der Setzungen wurde jener Dammbereich herangezogen, in dem die maximalen Setzungen aufgetreten sind. Da das Setzungsverhalten des in verschiedenen horizontalen Bodenschichten aufgebauten Untergrundes nicht aus den Setzungsmessungen an der Oberfläche allein erfaßt werden kann, mußte für die Untersuchungen näherungsweise ein homogener Aufbau des Untergrundes angenommen werden. Mit den für diesen Aufbau abgeleiteten Kennwerten kann also kein Rückschluß auf die eigentlichen Bodenkennwerte der einzelnen horizontalen Schichten gezogen werden. Ebensowenig kann eine Aussage über den Anteil dieser Schichten an der Gesamtverformung getroffen werden.

Zur vollständigen Erklärung des Setzungsverhaltens der alluvialen Talauffüllung wurden verschiedene rheologische Modelle entwickelt. Dabei zeigte sich, daß neben der Erfassung des Zeiteinflusses und des Anteiltes der plastischen Verformung, auch eine Zeitabhängigkeit für die auf den Untergrund wirkenden Spannungen (Spannungsumlagerungen) berücksichtigt werden muß. Für die endgültige Deutung wurde folgende Grundgleichung entwickelt :

$$s_v(t) = \frac{1}{V} \cdot \sum_{t_1=0}^{t_1=t} \Delta p \cdot b \cdot \chi \cdot \left[(1 - e^{-(t-t_1)/T_1}) + \varphi \cdot (1 - e^{-(t-t_1)/\tau}) \right]$$

mit $s_v(t)$ Setzung zum Zeitpunkt t
 t_1 Zeitpunkt der Laständerung

Die Werte

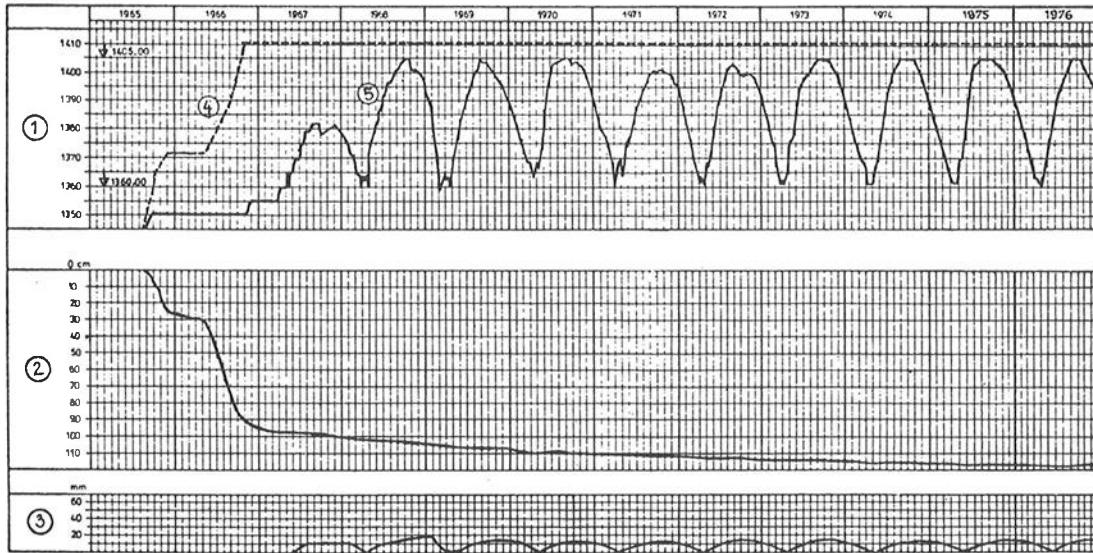
$p(t_1)$ Belastungs- bzw. Spannungszuwachs
 $b(t_1)$ dazugehörige Belastungsbreite

ergeben sich aus den Anlageverhältnissen.

Der Einflußwert χ ergibt sich aus der Theorie der Setzungen einer elastischen Schicht auf starre Unterlage; die vier Parameter für die Charakterisierung des Untergrundes sind schließlich :

V mittlerer Verformungsmodul.
 φ Kriechzahl
 T_1 Parameter für den Zeiteinfluß auf die Spannungen
 τ Parameter für den Zeiteinfluß auf die Setzungen.

ZEITLICHER VERLAUF DER STAUHÖHE UND DER GEMESSENEN UNTERGRUNDSETZUNGEN



- 1 Stauhöhe über dem Meer in m
- 2 Setzungen in cm
- 3 Staubedingte, elastische Hebungen in mm
- 4 Schütthöhe in m
- 5 Stauverlauf

VERLAUF DER MAXIMALEN UNTERGRUNDSETZUNG

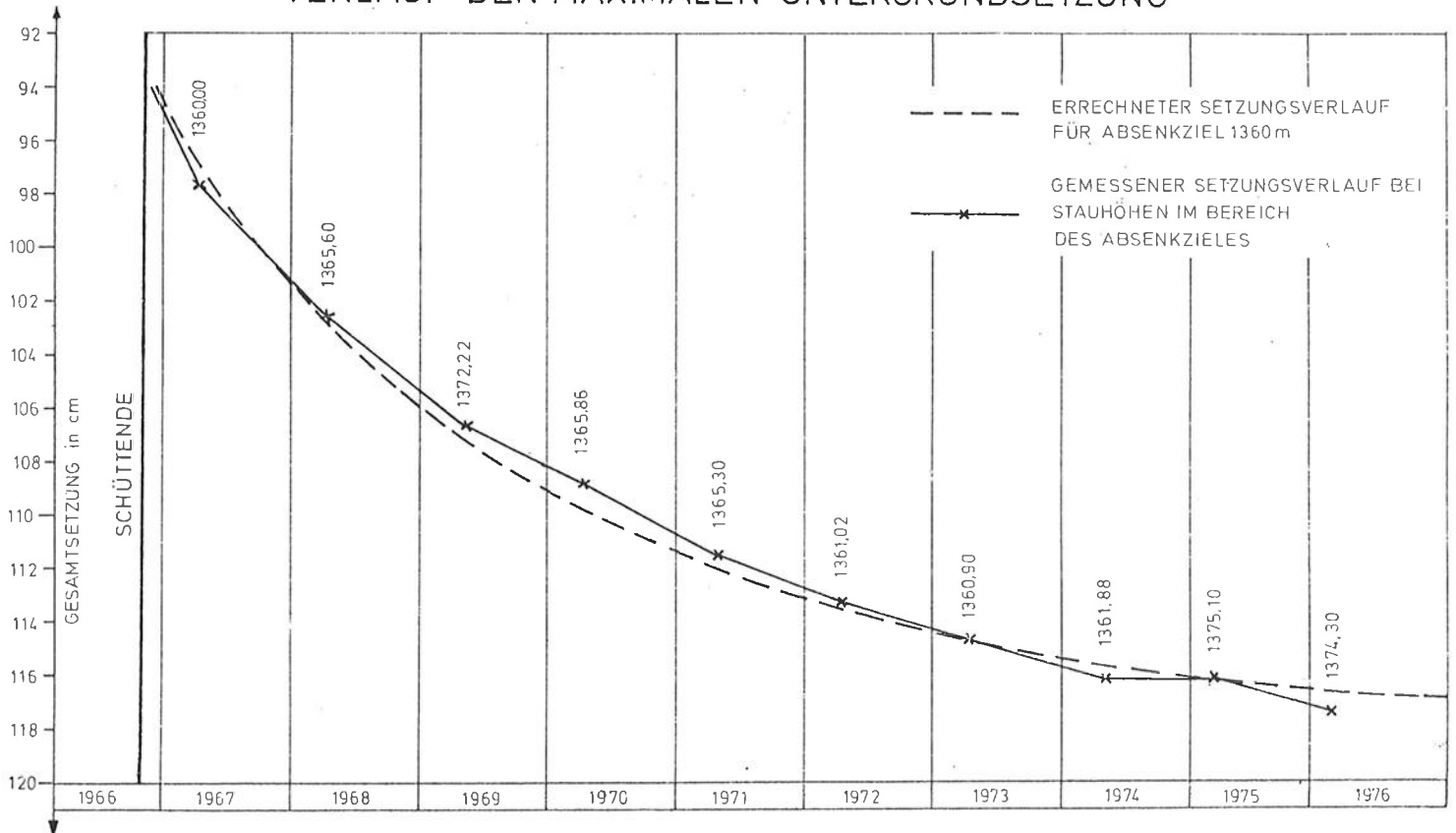


Abb. 25

Für die beim Damm Durlaßboden gegebenen Verhältnisse (die Lastabhängigkeit wurde stufenweise berücksichtigt) ergaben sich folgende Werte für diese Parameter :

$$\begin{aligned} v &= 880 \text{ kp/cm}^2 & T_1 &= 0,75 \text{ Monate} \\ \varphi &= 0,32 & \tau &= 36 \text{ Monate.} \end{aligned}$$

Wie eingangs erwähnt, wurden diese Werte aufgrund der Messungen bis zum Jahre 1970 ermittelt (Gesamtsetzung ca. 1,1 m).

Mit diesen, zu Beginn des Zeitraumes II ermittelten Bodenkennwerten wurde ein Abklingen der plastischen Setzungen des Dammuntergrundes bis zum Jahre 1976, d.i. 10 Jahre nach Schüttende, prognostiziert. Die Messungen zeigen auch eine recht gute Übereinstimmung mit den errechneten Werten (Abb. 25). Allerdings konnte 1976 noch immer ein Setzungszuwachs von 11 bis 13 mm festgestellt werden, sodaß mit einem endgültigen Abklingen dieser plastischen Setzungen erst nach 15 bis 20 Jahren nach Schüttende gerechnet werden dürfte.

Aus den Meßergebnissen konnten neben den zufolge der Dammschüttung auftretenden langsam abklingenden Setzungen auch jährlich wiederkehrende, vom Speicherspiegel abhängige elastische Hebungen und Setzungen beobachtet werden. Diese rein elastischen, stauabhängigen Verformungen haben ihre Ursache in den mit den Stauspiegelschwankungen veränderlichen effektiven Spannungen unter dem wasserseitigen Stützkörper. Ausgehend von der Gleichung :

$$s_E(t) = \frac{1}{E} \cdot \sum_{t_1=0}^{t_1=t} \Delta p \cdot b \cdot \alpha \cdot (1 - e^{-(t-t_1)/T_2})$$

ergaben sich die Kennwerte des Bodens für dieses rein elastische Verhalten mit :

$$\begin{aligned} E &= 5 \text{ 000 kp/cm}^2 \\ T_2 &= 2 \text{ Monate} \end{aligned}$$

Diese jährlich wiederkehrenden Hebungen und Senkungen betragen beim Staudamm Durlaßboden rund 1,4 cm.

LITERATUR

- 1 Rienößl K.: "Die wichtigsten bodenmechanischen Untersuchungen vor Beginn und während der Bauzeit des Durlaßbodendamms", ÖZE, 21. Jg., Heft 8, Aug. 1968.
- 2 Rienößl K.: "Embankment dams with asphaltic-concrete cores, Experience and recent test results", Q 42/R.45, ICOLD 1973.
- 3 Rienößl K.
Schnelle P.: "The Durlaßboden and Eberlaste embankments, large settlements and underseepage in the overburden", Q 45/R. 14, ICOLD 1976.

5.5.2 DRUCK AUF DEN KONTROLLGANG

Bekanntlich wurde der auf Alluvionen gegründete Damm Durlaßboden mit einem Kontrollgang ausgestattet. Durch diesen, in der Sohle des Dammes gelegenen Kontrollgang war die Möglichkeit gegeben, erforderlichenfalls aufgrund der Erfahrungen des Staubetriebes Nachinjektionen im Bereich des Dichtungsschirmes durchführen zu können. Aus dieser Forderung ergab sich auch der lichte Minimalquerschnitt des Ganges von 1,50 x 3,00 m, wobei aus statischen Gründen eine elliptische Innenleitung gewählt wurde.

Da in der Mitte des Dammes Setzungen bis zu 1,20 m erwartet werden, mußte der etwa 400 m lange Gang in 2 bis 6 m lange Ringe aufgelöst werden.

Für die statische Berechnung des Kontrollganges wurden zur Abschätzung der, auf den Kontrollgang wirkenden Vertikal- und Seitendrucke 2 Grenzfälle der Belastung untersucht. Zur Prüfung der unsicheren Last- und Berechnungsannahmen wurden in 2 Ringen des Kontrollganges Messungen des horizontalen und vertikalen Erd- und Wasserdruckes während der Dammschüttung und in den ersten Betriebsjahren durchgeführt. Wie die Messungen zeigten, stellte sich jene Belastungsannahme, die von einem durch das Betonbauwerk ungestörten Spannungszustand im Damm ausging, als zutreffend heraus. Demnach ergab sich der auf den Kontrollgang wirkende Vertikaldruck mit 0,8 γ h. Die Seitendruckziffer wurde unter der Annahme, daß der Erdruchdruck wirkt, mit $\lambda = 0,45$ für einen mittleren Reibungswinkel von $\varphi = 38^\circ$ ermittelt. Die Größe des Vertikaldruckes und des Seitendruckes ist bei Staubetrieb von der Lage der Sickerlinie abhängig. Vertikaldruck und Seitendruck ergeben sich dann zu :

$$\sigma_v = \sigma_z + \sigma_w \quad \text{bzw.} \quad \sigma_H = \sigma_z \cdot \lambda + \sigma_w$$

wobei σ_z die effektive Spannung und σ_w der entsprechende Wasserdruck an der Meßstelle bedeuten.

Die in den ersten 3 Vollstauperioden durchgeführten Messungen bestätigen die für den Vertikaldruck angenommene Form 0,8 γ h ziemlich genau. Hingegen ergaben sich für den Seitendruck bei den Messungen etwas niedrigere Werte als bei der ursprünglichen Belastungsannahme. Der aus den Messungen abgeleitete Seitendruckbeiwert konnte bei allen Stauhöhen mit $\lambda = 0,4$ bestimmt werden.

LITERATUR

- 1 Widmann R.: "Einige statische Probleme des Dammes Durlaßboden", ÖZE, 21.Jg., Heft 8, Aug. 1968.
- 2 Kropatschek F./
Rienößl K. : Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 18, Seite 47, Beitrag zu 37/4 ICOLD-Montréal.

KONTROLLGANG
ZUSAMMSTELLUNG DER BERECHNUNGS- UND MESSERGEBNISSE

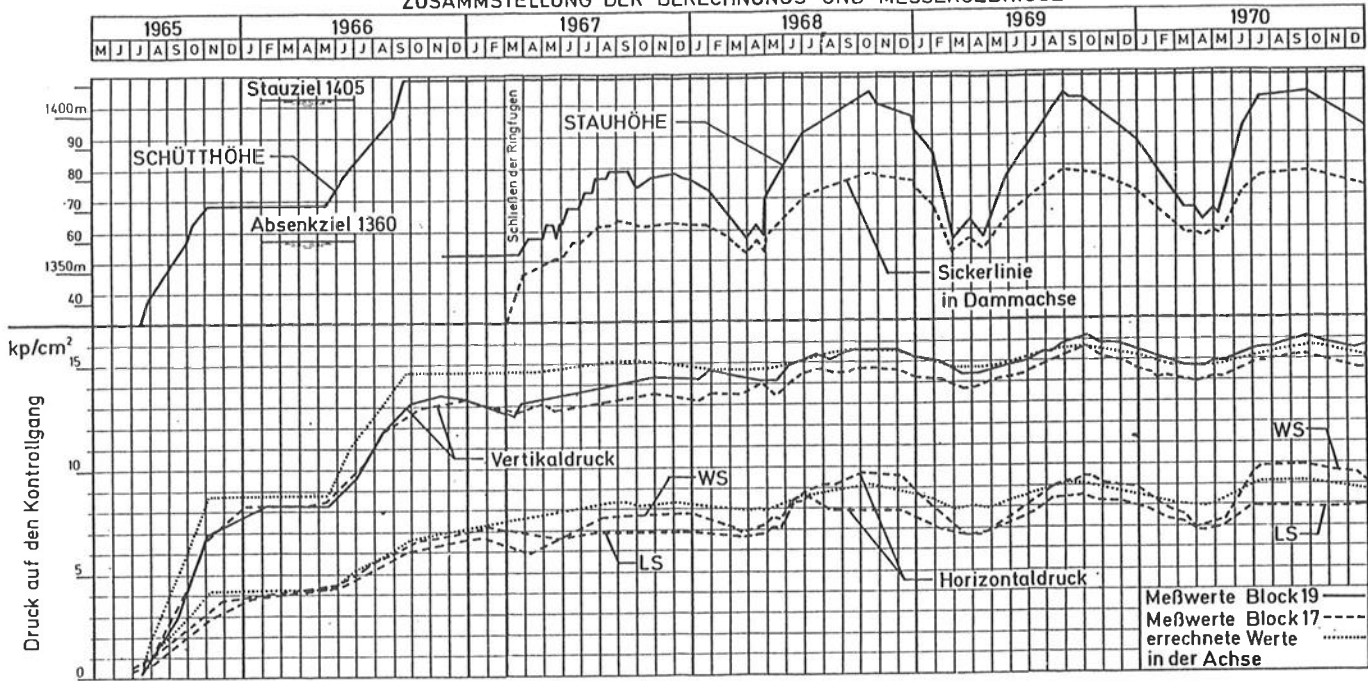


Abb. 26

5.6 DAMM EBERLASTE (44)

SICKERWASSER AUS DEN ENTSPANNUNGSBRUNNEN

Wie der Staudamm Durlaßboden, so wurde auch der Damm Eberlaste auf einer alluvialen Talauffüllung gegründet. Die mit Schluff- bzw. Schluffsandhorizonten durchzogenen sandig-kiesigen Alluvionen sind weit über 100 m stark, sodaß eine völlige Abriegelung des Dammuntergrundes nicht in Betracht kam. Es mußte daher von vornherein mit einer Unterströmung des Dammes gerechnet werden. Zur Verhütung von Erosionsschäden und zur Erhöhung der Sicherheit gegen Grundbruch wurden im Bereich der Druckbank Entspannungsbrunnen vorgesehen. Die aus den Entspannungsbrunnen austretenden Sickerwassermengen geben dabei einen wertvollen Hinweis auf die Unterströmung des Dammes.

Nach eingehenden Untersuchungen an der Sperrenstelle wurden beim Erddamm Eberlaste insgesamt 15 Entspannungsbrunnen ausgeführt. Da im Untergrund kein Dichtungshorizont gefunden werden konnte, in dem eine Dichtungsschürze hätte eingebunden werden können, mußte ein optimales Verhältnis zwischen der Tiefe der zur Ausführung kommenden Schlitzwand einerseits, und den Sickerwasserverlusten andererseits gefunden werden. Aufgrund zahlreicher Untersuchungen und Versuche wurde schließlich eine Tiefe von 23 m in Talmitte und 53 m an den Talflanken festgelegt. Die sich daraus ergebenden Sickerwasserverluste wurden überschlägig mit 220 l/sec bei Vollstau (1 120 m) ermittelt.

Seit Staubeginn konnte bei allen Stauzyklen ein linearer Zusammenhang zwischen Wassermenge und Stauspiegel festgestellt werden. Die aus den 9 Entspannungsbrunnen ausfließende

Wassermenge hat sich seit Staubeginn ständig verringert. So betrug die maximale Sickerwassermenge im 1. Staujahr 1969 rund 123 l/sec bei einem Höchststau von 1 116 m.

In den Jahren 1970, 1971 und 1972 haben bei etwa gleichbleibendem Grundwasserspiegel die Sickerwassermengen weiter abgenommen. Der bei Vollstau gemessene Wert liegt nun seit Ende 1973 bei ca. 130 l/sec (Abb. 28).

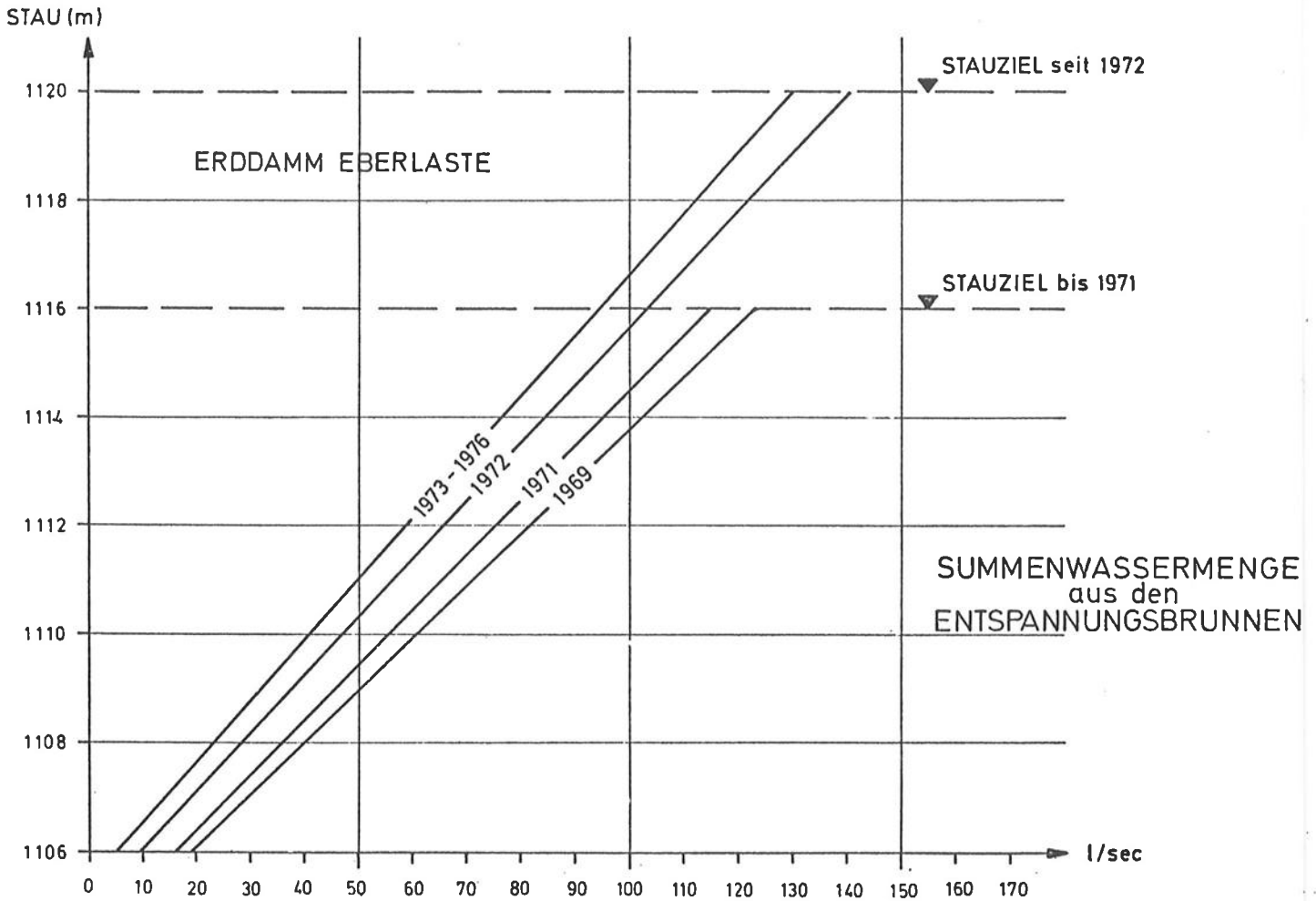
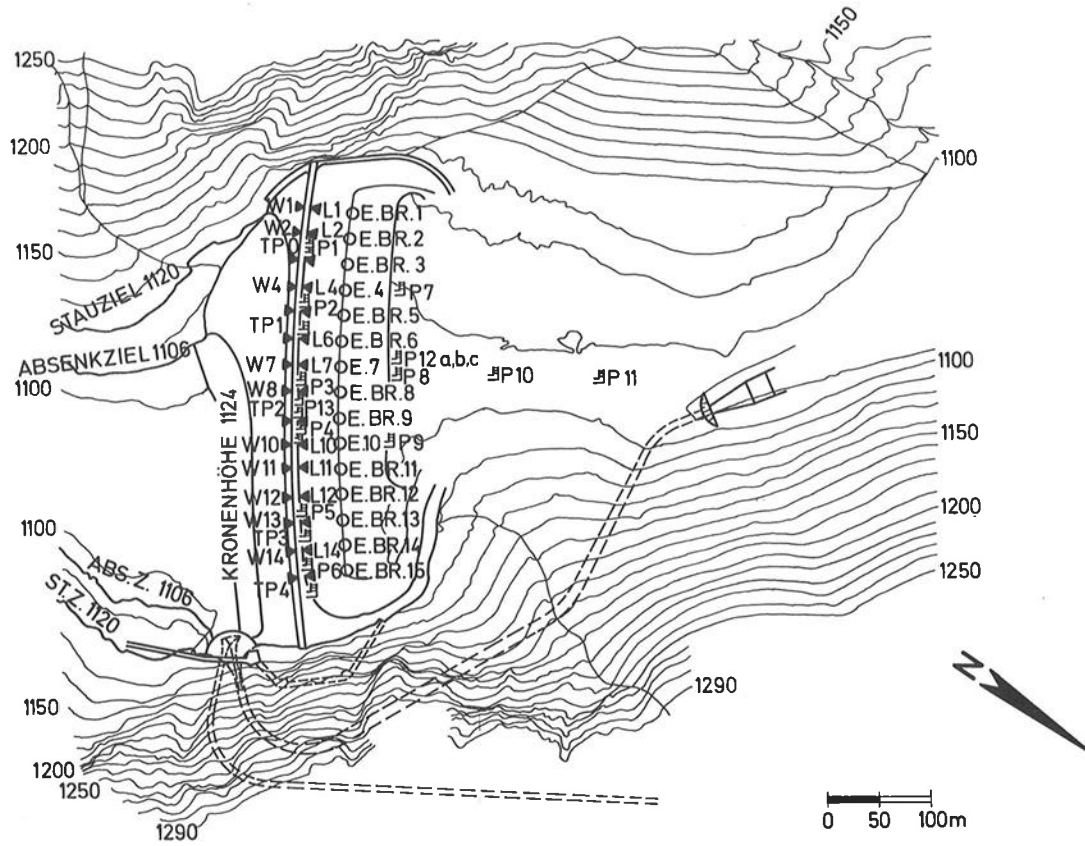


Abb. 28 :

LITERATUR

- 1 Kropatschek H.,
Rienöbl K.: "L'efficacité de l'éctan d'injection dans les alluvions au barrage de Durlaßboden et la réalisation d'une praoi continue profonde au barrage d'Eberlaste de l'équipment de la Zemm,
Q 37/R.15, ICOLD 1970.
- 2 Breth H.,
Günther K.: "Die Anwendung von Entspannungsbrunnen zur Verhütung von Erosionsschäden beim Erddamm Eberlaste.
"Der Bauingenieur", Heft 8, 1967.

STAUDAMM EBERLASTE, LAGEPLAN DER MESSEINRICHTUNGEN



- ▼ OBERFLÄCHENPUNKTE
- ▴ PIEZOMETER
- ENTLASTUNGSBRUNNEN

REGELPROFIL

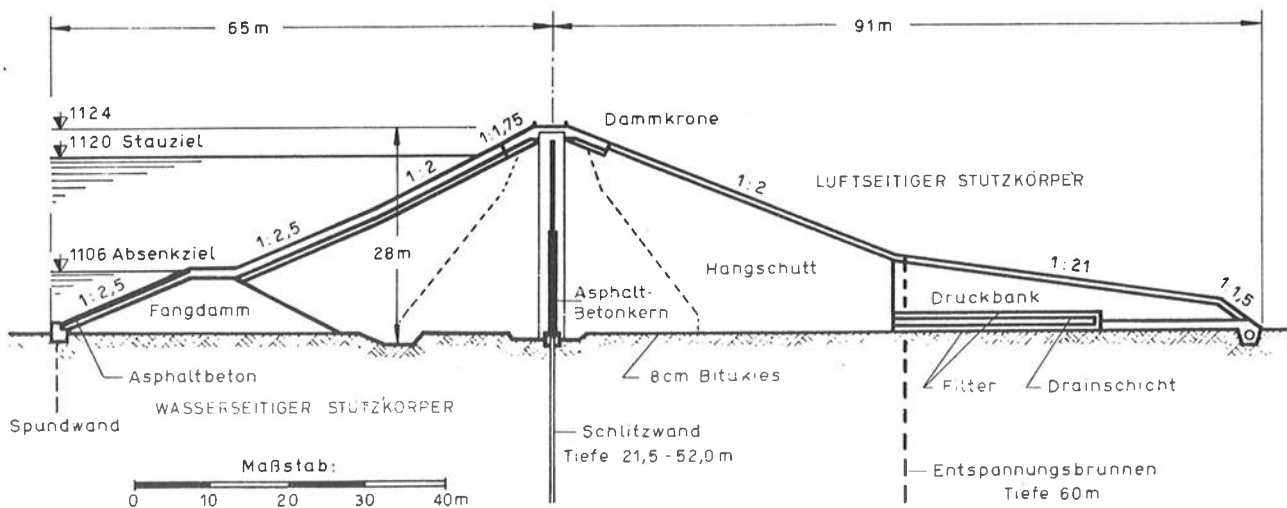


Abb. 27

6. ZUSAMMENFASSUNG DER BISHERIGEN ERFAHRUNGEN

Grundsätzlich muß die Wahl der Anordnung von Meßeinrichtungen auf die Besonderheiten der einzelnen Talsperre abgestimmt werden. Wenn trotzdem im folgenden versucht wird, gewisse allgemein gültige Schlußfolgerungen aus den bisherigen Erfahrungen abzuleiten, so soll dies lediglich zur Anregung für die Überlegungen anläßlich der Projektierung von Meßeinrichtungen künftiger Talsperren geschehen, jedoch ohne Anspruch auf Allgemeingültigkeit oder Vollständigkeit.

Art und Anzahl der Meßeinrichtungen werden nicht nur nach der Größe des Bauwerkes oder der eventuellen Folgen im Versagensfall zu wählen sein. Oft werden z.B. bei der Wahl neuartiger Bauweisen oder konstruktiver Anordnungen Meßeinrichtungen für spezielle Fragen notwendig, um Erfahrungen für die weitere Anwendung dieser Bauweise zu sammeln, oder es sind geologische Besonderheiten im Untergrund der Talsperre, deren Verhalten nicht nur in ihren Auswirkungen auf die Sperre, sondern auch unmittelbar erfaßt werden soll. Schließlich wird in jedem Einzelfall zu beurteilen sein, ob die Messung lediglich das reguläre Verhalten des Gesamtbauwerkes erfassen und damit eine rein sicherheitstechnische Zielsetzung verfolgen soll, oder ob gleichzeitig die Ursachen für das Verhalten des Bauwerkes analysiert und damit die Unterlagen für die Aufklärung eines eventuellen unerwarteten Verhaltens der Talsperre erhalten werden sollen.

Im allgemeinen genügt es, derartige Messungen nur auf einige wenige Stauperioden zu beschränken. Nach den Erfahrungen der ersten Betriebsjahre werden dann jene Messungen auszuwählen sein, deren Ergebnis für das Verhalten des Bauwerkes wesentlich und charakteristisch ist, um so in weiterer Folge die sicherheitstechnische Überwachung des Bauwerkes auch wirklich repräsentativ durchführen zu können.

Der konstruktive Aufbau einer Talsperre und der Baustoff des Sperrenkörpers sind heute bei wohl allen neueren Bauten so weit abgeklärt, daß hier kaum mehr nennenswerte Unsicherheiten auftreten können, die eine besondere Überwachung erfordern. Daher wird es bei Staumauern meist genügen, die Verformung in Richtung des Wasserdruckes zu messen, zu deren Beurteilung allerdings auch der Temperaturzustand des Sperrenkörpers erforderlich ist.

Bei Staudämmen wird das Setzungsverhalten der Dammkrone und der luftseitigen Böschung zu beobachten und besonderes Augenmerk auf stauabhängige Wasseraustritte in der luftseitigen Dammböschung und des anschließenden Bereiches zu legen sein. Dazu kommen noch jene Meßeinrichtungen, mit denen Sonderprobleme abgeklärt werden sollen, wie z.B. das Problem des Seitendruckes auf Asphaltbetonkerne oder die Spannungsverteilung rund um Hohlräume.

Der Aufbau des Untergrundes kann hingegen nur stichprobenweise erkundet werden; hier bleibt also in wesentlich größerem Umfang die Frage nach seinem tatsächlichen Verhalten unter dem Einfluß der Talsperre und der Stauerrichtung offen. Dabei erscheinen das Verformungsverhalten in den verschiedenen Bereichen der meist langgestreckten Gründung und die Veränderungen in den Strömungsverhältnissen von Grund- und Berqwasser unter und luftseitig der Talsperre von besonderer Bedeutung. Auf diese Gesichtspunkte wird daher bei der Projektierung künftiger Meßeinrichtungen besonderes Augenmerk zu legen sein.

Die Auswertung der internationalen Statistik der Schadensfälle im Zusammenhang mit Talsperren hat gezeigt, daß die weitaus überwiegenden Zwischenfälle bereits beim ersten Aufstau aufgetreten sind, wenn man von exzessiven Hochwasserereignissen als Ursache derartiger Schadensfälle absieht. Es erscheint also auch von diesem Gesichtspunkt aus gerechtfertigt, das Meßprogramm nach einigen regulär verlaufenden Stauperioden auf einige wenige charakteristische Messungen zu reduzieren; diese müssen dann allerdings laufend über die gesamte Betriebszeit der Talsperre verfolgt werden, um eventuelle Veränderungen in deren Verhalten feststellen zu können, deren Ursache einen Einfluß auf die Standsicherheit der Talsperre haben kann. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die konsequente Einhaltung dieser Vorgangsweise die Sicherheit von Talsperren gewährleistet.

