

# DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

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

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

## HEFT 28

LANGZEITVERHALTEN ÖSTERREICHISCHER TALSPERREN  
UND FLUSS - STAUWERKE

BEITRÄGE VERFASST VON

*Ing. A. Aglassinger*  
*Dipl.-Ing. Dr. techn. K. Baustädter*  
*Dipl.-Ing. Dr. techn. W. Flögl*  
*Dipl.-Ing. F. Gaspert*  
*Dipl.-Ing. H. Geymayer*  
*Dipl.-Ing. H. Grassinger*  
*Ing. A. Guggenberger*  
*Dr. Ing. H. P. Hack*  
*Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Huber*  
*Dipl. Ing. Dr. techn. K. Kratzer*  
*Dipl.-Ing. K. Landl*  
*Dipl.-Ing. H. Ludescher*  
*Dipl.-Ing. P. Mannsbart*

*Dipl.-Ing. F. Neuschitzer*  
*Dipl.-Ing. H. Neyer*  
*Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Pürer*  
*Ing. Mag. H. Reisinger*  
*Ing. F. Rozinski*  
*Dipl.-Ing. G. Schönmayr*  
*Ing. H. Sedlacek*  
*Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. H. Simmler*  
*Dipl.-Ing. Dr. techn. P. Tschernutter*  
*Ing. A. Wassermann*  
*Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Wellacher*  
*Dr. phil. E. Werthmann*  
*Dipl.-Ing. Dr. techn. R. Widmann*

*Dipl.-Ing. W. Zednik*



# DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

LANGZEITVERHALTEN ÖSTERREICHISCHER TALSPERREN  
UND FLUSS - STAUWERKE

*BEITRÄGE VERFASST VON*

*Ing. A. Aglassinger*

*Dipl.-Ing. Dr. techn. K. Baustädter*

*Dipl.-Ing. Dr. techn. W. Flögl*

*Dipl.-Ing. F. Gasperl*

*Dipl.-Ing. H. Geymayer*

*Dipl.-Ing. H. Grassinger*

*Ing. A. Guggenberger*

*Dr. Ing. H. P. Hack*

*Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Huber*

*Dipl. Ing. Dr. techn. K. Kratzer*

*Dipl.-Ing. K. Landl*

*Dipl.-Ing. H. Ludescher*

*Dipl.-Ing. P. Mannsbart*

*Dipl.-Ing. F. Neuschitzer*

*Dipl.-Ing. H. Neyer*

*Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Pürer*

*Ing. Mag. H. Reisinger*

*Ing. F. Rozinski*

*Dipl.-Ing. G. Schönmayr*

*Ing. H. Sedlacek*

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

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

*Ing. A. Wassermann*

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

*Dr. phil. E. Wérthmann*

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

*Dipl.-Ing. W. Zednik*

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.

© 1985 by Österreichischer Wasserwirtschaftsverband  
An der Hülben 4, A-1010 Wien

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

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

ISBN 3-211-81863-4 ■ Springer Verlag Wien - New York  
ISBN 0-387-81863-4 ■ Springer Verlag New York - Wien

#### VORWORT DER SCHRIFTFLEITUNG

Langjährige Entwicklungen und die seither gewonnenen Erfahrungen im Verhalten der in Österreich gebauten Talsperren und Flußstauwerke waren der Grund dafür, diesem Thema ein eigenes Heft der Talsperrenreihe zu widmen. Anlässlich einer Besprechung mit den Verfassern der einzelnen Beiträge im Rahmen der Kommission für Bauwerksbeobachtung des Österreichischen Nationalkomitees für Talsperren haben sich mehrere Schwerpunkte ergeben, die interessant genug erschienen, um das Langzeitverhalten darzustellen. Es sind dies in der Reihenfolge ihrer Aufnahme in das Talsperrenheft Materialfragen, sodann Überlegungen zur hydraulischen Sicherheit der Hochwasserentlastungsanlagen, das Langzeitverhalten von Betonsperren, Dämmen und Flußstauwerken und schließlich ein Kapitel über die Verlandung alpiner Speicherräume. Bei der Auswahl der Bauwerke wurden generell nur solche Anlagen in Betracht gezogen, bei denen eine mindestens 15-jährige Erfahrung gegeben ist. Es sind also Bauwerke, die vor dem Jahre 1970 vollendet wurden. Dieser Zeitraum erschien ausreichend, um Tendenzen des Verhaltens aufzeigen zu können.

Um das Zustandekommen dieses Heftes haben sich zahlreiche Verfasser bemüht. Es sei daher vor allem ihnen, aber auch den Kraftwerksgesellschaften und der Österreichischen Bundesbahn gedankt, die das Basismaterial zur Verfügung gestellt haben. Da ein solches Thema einer gewissen Koordination bedarf, muß auch den dafür verantwortlichen Herren, nämlich Herrn Dr. Huber für das Kapitel Langzeitverhalten des Betons, Herrn Baudirektor Dr. Widmann von der Tauernkraftwerke AG für die Kapitel Hydraulische Sicherheit der Hochwasserentlastungsanlagen und Langzeitverhalten von Staumauern sowie Verlandung von alpinen Speicherräumen, Herrn Dipl. Ing. Grassinger für das Kapitel Langzeitverhalten Österreichischer Flußstauwerke und Herrn Dr. Schwab für das Kapitel Langzeitverhalten von Dämmen besonders gedankt werden.

Die Vielfalt der aufgegriffenen Themen ist ein Beweis dafür, daß bei aller Bemühung um eine Vereinheitlichung der einzelnen Themenkreise das Verhalten sehr stark durch das jeweilige Bauwerk und durch die besondere Situation seiner Lage, seiner Herstellung und Bauform geprägt wird. Es bleibt zu hoffen, daß das hier niedergeschriebene Erfahrungspotential eine wertvolle Unterstützung und Hilfe für weitere Planungen sein kann.

Helmut Simmler

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. <u>ALLGEMEINES</u>	
(H.Simmler)	7
2. <u>LANGZEITVERHALTEN DES BETONS</u>	14
<u>2.1 Einleitung</u>	14
(H.Huber, Materialprüfstelle Straß der Tauernkraftwerke A.G.)	
<u>2.2 Betonuntersuchungen für die Kraftwerke an der Enns und Donau</u>	15
(H.Huber, Materialprüfstelle Straß der Tauernkraftwerke A.G.)	
<u>2.3 Erfahrungen mit abriebfesten Betonen bei den Donaukraftwerken</u>	17
(F.Rozinski, Donaukraftwerke A.G.)	
<u>2.4 Die Betone der Limberg-, Mooser-, Drossen- und Schlegeissperre</u>	18
(H.Huber, Materialprüfstelle Straß der Tauernkraftwerke A.G.)	
<u>2.5 Die Sperren der Österreichischen Bundesbahnen</u>	22
(A.Aglassinger, ÖBB)	
<u>2.6 Langzeitverhalten der Sperren Vermunt und Silvretta</u>	27
(E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)	
<u>2.7 Fugensanierung an der Sperre Großer Mühdorfer See</u>	31
(K.Landl, Österreichische Draukraftwerke A.G.)	
<u>2.8 Kriechen von Sperrenbetonen</u>	33
(K.Kratzer, Ziviling., gemeinsam mit der Steirischen Wasserkraft- und Elektrizitäts A.G.)	
<u>2.9 Sulfatbeständiger Spritzbeton in den Stollen des Kaunertalkraftwerkes</u>	34
(E.Wertmann, Tiroler Wasserkraftwerke A.G.)	
<u>2.10 Zusammenfassung</u>	35
3. <u>ZUR HYDRAULISCHEN SICHERHEIT DER HOCHWASSERENTLASTUNGSANLAGEN</u>	37
(R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	
4. <u>LANGZEITVERHALTEN ÖSTERREICHISCHER FLUSS-STAUWERKE</u>	44
<u>4.1 Der Inn</u>	44
<u>4.1.1 Die Verlandung der Stauhaltungen des Inn am Beispiel der Innstufen         Ering- Frauenstein und Egglfing-Obernberg</u>	44
(H.P. Hack, Innwerke A.G.)	
<u>4.1.2 Das Verhalten der Innwerke Braunau - Simbach, Schärding - Neuhaus,         Passau-Ingling</u>	52
(A.Guggenberger, Österreichisch-Bayrische Kraftwerke A.G.)	
<u>4.2 Die Donau</u>	59
<u>4.2.1 Die Überwachung der baulichen Anlagen des Donaukraftwerkes         Jochenstein</u>	59
(H.Reisinger, Donaukraftwerk Jochenstein A.G.)	
<u>4.2.2 Das Verhalten der Donaukraftwerke Ybbs-Persenbeug, Aschach und         Wallsee - Mitterkirchen</u>	63
(H.Grassinger, Donaukraftwerke A.G.)	
<u>4.3 Die Enns</u>	76
<u>4.3.1 Die Kraftwerkskette an der Mittleren Enns</u>	76
(H.Geymayer, Steirische Wasserkraft- und Elektrizitäts A.G.)	
<u>4.3.2 Betriebserfahrungen mit der Kraftwerkskette an der Unteren Enns</u>	81
(F.Gasperl, G.Schönmayr, Ennskraftwerke A.G.)	

	Seite
<u>4.4 Die Drau</u>	90
<u>4.4.1 Die Flußstauwerke an der Drau</u> (K.Baustädter, Österreichische Draukraftwerke A.G.)	90
<u>4.5 Die Mur</u>	103
<u>4.5.1 Die Kraftwerkskette des steirischen Murabschnittes</u> (H.Geymayer, Steirische Wasserkraft-und Elektrizitäts A.G.)	103
<u>5. LANGZEITVERHALTEN ÖSTERREICHISCHER TALSPERREN</u>	108
<u>5.1 Staumauern</u>	108
<u>5.1.1 Staumauer Vermunt</u> (E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)	108
<u>5.1.2 Bogenmauer Gerlos</u> (R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	111
<u>5.1.3 Staumauer Silvretta</u> (E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)	114
<u>5.1.4 Bogenmauer Salza</u> (A.Wassermann, Steirische Wasserkraft-und Elektrizitäts A.G.)	118
<u>5.1.5 Bogenmauer Hierzmann</u> (A.Wassermann, Steirische Wasserkraft-und Elektrizitäts A.G.)	119
<u>5.1.6 Rannatalsperre</u> (W.Flögl, Ziviling., P. Mannsbart, Oberösterreichische Kraftwerke AG)	120
<u>5.1.7 Bogenmauer Limberg</u> (R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	126
<u>5.1.8 Speicher Margaritze</u> (R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	129
<u>5.1.9 Sperre Dobra</u> (H.Sedlacek, Niederösterreichische Elektrizitäts A.G.)	131
<u>5.1.10 Sperre Wiederschwing</u> (H.Wellacher, P.Tschernutter, F.Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)	132
<u>5.1.11 Bogenmauer Klaus</u> (G.Schönmayr, Ennskraftwerke A.G.)	138
<u>5.1.12 Speicher Mooserboden</u> (R. Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	139
<u>5.1.13 Sperre Ottenstein</u> (H.Sedlacek, Niederösterreichische Elektrizitäts A.G.)	143
<u>5.1.14 Sperre Großer Mühldorfersee</u> (H.Ludescher, Österreichische Draukraftwerke A.G.)	145
<u>5.1.15 Sperre Kleiner Mühldorfersee</u> (H.Ludescher, Österreichische Draukraftwerke A.G.)	150
<u>5.1.16 Staumauer Lünersee</u> (E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)	152
<u>5.1.17 Staumauer Kops</u> (E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)	155
<u>5.1.18 Sperre Raggal</u> (H.Neyer, Vorarlberger Kraftwerke A.G.)	159
<u>5.1.19 Bogenmauer Schlegeis</u> (R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	165
<u>5.2 Dämme</u>	
<u>5.2.1 Bielerdamm</u> (E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)	170
	170

	Seite
<u>5.2.2 Speicher Gepatsch</u> (W.Zednik, Tiroler Wasserkraftwerke A.G.)	171
<u>5.2.3 Staudamm Durlassboden</u> (R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	183
<u>5.2.4 Damm Eberlaste</u> (R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	187
<u>5.2.5 Damm Wurtenalm</u> (H.Wellacher, P.Tschernutter, F.Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)	189
<u>5.2.6 Damm Oschenik</u> (H.Wellacher, P.Tschernutter, F.Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)	194
<u>5.2.7 Damm Großsee</u> (H.Wellacher, P.Tschernutter, F.Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)	204
<u>5.2.8 Damm Hochwurten</u> (H.Wellacher, P.Tschernutter, F.Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)	209
<u>5.3. Verlandungen von Speicherräumen</u> (R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)	214

1. ALLGEMEINES  
(H.Simmler)

Der Beginn des Talsperrenbaues in Österreich fällt in das erste Jahrzehnt nach der Jahrhundertwende. Bereits vor dem zweiten Weltkrieg wurden größere Bauvorhaben vor allem im Westen Österreichs (Spullersee, Vermunt, Strubklamm Sperre) und im Osten Österreichs (Pack, Langmann) realisiert. Der massierte Ausbau fällt in die Periode nach 1945, beginnend mit den Talsperren für die Speicheranlage Kaprun. Seitdem wurden zahlreiche Talsperren mit beachtlichen Höhen, wie z.Bsp. der Steinbrockendamm Gepatsch mit einer Höhe von 150 m und die Kölnbreinsperre, eine Gewölbemauer mit 200 m Höhe, gebaut. Tabelle 1 gibt einen zeitlichen Überblick über den Bau der Talsperren.

Diese Entwicklung ist begleitet mit Fortschritten auf den Gebieten des Entwurfes, des Baues, sowie der gezielten Verwendung von Material und seiner zunehmenden Ausnutzung. Alle diese Parameter haben ihren spezifischen Einfluß auf das Verhalten der Sperre. Es war daher naheliegend, das Langzeitverhalten älterer Sperren zu untersuchen und die Ergebnisse in einem eigenen Heft zu publizieren. Ausgewählt wurden Talsperren mit einer Bestandsdauer von annähernd über 15 Jahren - eine willkürliche Festlegung -, aber angepaßt den österreichischen Gegebenheiten. Dieses Bemühen, langzeitliches Verhalten zu untersuchen, wird allerdings durch den Umstand beeinflusst, daß das Netz der Messungen und Beobachtungen, korrelierend mit dem Alter der Sperre, in den Anfängen des Talsperrenbaues meist nur sehr spärlich war und auch die Meßtechnik, mit der ein solches Langzeitverhalten erfaßt und registriert werden kann, ihre Entwicklung durchgemacht hat. So liegen von sehr früh errichteten Talsperren nur wenige Basisdaten vor, die nicht immer eine exakte Aussage ermöglichen.

Die Darstellung des Langzeitverhaltens dient zweierlei Zwecken; einmal dem Zuwachs an wissenschaftlicher Erkenntnis als Grundlage für weitere Planungen und sodann einer Beurteilung der Sicherheit unter dem Gesichtspunkt einer zeitlichen Veränderung der Einflußparameter.

Einer davon ist das Material und es bleibt unbestritten, daß Materialveränderungen im Laufe der Zeit ihren Einfluß auf das Verhalten und damit auf die Sicherheit einer Sperre haben. Dabei sind nicht nur die Materialfestigkeit, sondern auch die Änderung der Eigenschaften des Materials, wie etwa der Elastizitätsmodul von Einfluß. So führt z.Bsp. die Hydratation des Zementes im Bauwerksbeton zu einer bedeutenden Nacherhärtung, die eine Festigkeitssteigerung bewirkt, andererseits ist aber auch die Witterungsbeanspruchung oft maßgebend, um mechanische und chemische Veränderungen im Laufe der Zeit herbeizuführen. Allerdings müssen gerade bei der Beurteilung von Materialfragen die mit der Zeit wachsenden Kenntnisse bei der Herstellung von Beton berücksichtigt werden. Über 40 Jahre alte Betonsperren können daher nicht mit Betonsperren neueren Datums unmittelbar verglichen werden. Grundsätzlich läßt sich aber feststellen, daß der weitgehend vom Zuschlag bestimmte E-Modul des Sperrenbetons sich einem Endwert nähert, während die altersabhängige Entwicklung bis zu diesem Endwert vom Erhärtungsverhältnis des verwendeten Zementes abhängt (Huber, Kap.2). Die Frostbeständigkeitsprüfungen scheinen den tatsächlichen Gegebenheiten nicht zu entsprechen, da sie in den Normen schärfer formuliert sind, als dies den tatsächlichen Verhalten des Talsperrenbetons im Laufe der Jahre entspricht. Erfahrungen mit abriebfesten Betonen, Schäden an Fugen und deren Sanierung ergänzen das Materialprogramm.

Ein weiteres Kapitel betrifft die Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren, denn die Größe des Bemessungshochwassers ist in zeitlicher Entwicklung nicht frei geblieben von weiteren Erkenntnissen und die gesicherte Ableitung des Hochwassers wird heute vielfach schärfer formuliert. Das führte letztlich dazu, daß bei der Überprüfung älterer Sperren die Größe des Bemessungshochwassers wesentlich hinaufgesetzt werden mußte, was wiederum zusätzliche Maßnahmen zur gesicherten Abfuhr solcher Hochwässer erfordert.

Widmann (Kap.3) schließt aus dem langzeitlichen Betriebsverhalten von Hochwasserentlastungsanlagen, daß bei gleichzeitigem Betrieb der Speicher für die Energienutzung die Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens eines Katastrophenhochwassers mit einem vollen Speicher größeren Inhaltes im allgemeinen sehr gering ist. Eine ausreichende Sicherheit scheint daher gegeben zu sein. Offen bleibt jedoch die Frage nach dem Versagensrisiko, z.Bsp. im Krisenfall ohne Nutzung des Speichers.

Schließlich wird das Langzeitverhalten von Staumauern und Dämmen untersucht, wobei das Interesse vor allem dem Verformungsverhalten, und bei Betonsperren einer Analyse bleibender temperaturabhängiger und stauabhängiger Anteile der Verformungen gilt. Qualitative Unterschiede in den Aussagen ergeben sich aufgrund der Entwicklungen bei den Meßeinrichtungen. So liegen bei älteren Sperren oft nur geodätische Messungen als Basis der Beurteilung vor. Aus nachträglicher Sicht war man daher vielfach genötigt, weitere Meßeinrichtungen, so z.Bsp. das Pendellot oder auch Neigungsmesser einzubauen, um signifikante Tendenzen des Formänderungsverhaltens klären zu können. Abgesehen von der formalen Aussage einzelner Meßergebnisse, ist man aus diesem Grund des öfteren auf Hypothesen angewiesen, um den Einfluß einzelner Parameter deuten zu können. Die Schwierigkeit, Langzeittendenzen zu erkennen und zu quantifizieren, steigert sich deutlich mit dem Mangel an ausreichendem Basismaterial. Trotz der Streubereiche läßt die zeitliche Verformung meist erkennen, daß im allgemeinen stabilisierende Tendenzen innerhalb der beobachteten Zeitperiode eingetreten sind. Weitere Angaben beziehen sich auf die Verformung des Untergrundes, die Kluftwasserdrücke, die Sohlwasserdrücke und die aus den Sohl drainagen austretende Sickerwassermenge, wobei es im allgemeinen gelungen ist, die Wassermenge auf kleine Werte zu reduzieren und auch den Sohlwasserdruck im Bereich der rechnerischen Annahmen zu halten.

Bei Dämmen wird vor allem das Setzungsverhalten beobachtet und das Sickerwasser gemessen. Zum Teil sind die Setzungen auch in langzeitlichen Perioden noch nicht abgeklungen (Bieler Damm, Gepatsch, Durlaßboden etc.), aber die Stabilisierungstendenzen sind erkennbar. Auch die Größe der Sickerwassermenge ist bei allen Dämmen abnehmend.

Nun schließt die Talsperrenstatistik 1977 (Heft 24) auch die großen Flußstauwerke in den international nur schwer davon zu trennenden Bereich der Talsperren mit ein. Wie aus Tab. 2 hervorgeht, wurde im 4. Jahrzehnt dieses Jahrhunderts mit dem Ausbau der großen Flüsse Österreichs für die Energienutzung begonnen, so z.Bsp. im Jahre 1939 mit Ering-Frauenstein am Grenzfluß Inn und im gleichen Jahr an der Drau mit Schwabeck. Etwas später, im Jahre 1941 wurden die ersten Flußstauwerke an der Enns gebaut und mit Jochenstein beginnt sodann in steter Folge der Ausbau der Donau.

Es liegt also auch von zahlreichen Flußstauwerken entsprechendes Erfahrungsmaterial vor. Das Interesse an langzeitlichen Entwicklungen ist jedoch spezifisch anders gelagert. In den Stauhaltungen sind es vor allem die Verlandungsvorgänge, die einem für die Planung sehr wichtigen quasi-stationären Gleichgewicht zustreben. Bei den Hauptbauwerken liegen Beobachtungen meist über die Kolkbildung im Unterwasser und Erfahrungen mit Kolkschutzmaßnahmen vor. Weitere Fragen betreffen die gesicherte Hochwasserabfuhr, die langzeitliche Entwicklung der Bauwerksverformungen, des Sohlwasserdruckes und der Sickerwasserverluste. Schließlich lassen sich aus langjährigen Betriebserfahrungen auch wertvolle Erkenntnisse für konstruktive Überlegungen und Planungen gewinnen.

Ein Sonderkapitel dient den Verlandungen von hochalpinen Speichern. Bei maßgebender Abhängigkeit von der Geologie des Einzugsgebietes wurden Gebietserosionen zwischen 0,1 mm und 1,75 mm pro Jahr festgestellt, woraus sich eine kaum nennenswerte Verlandungsgrößen ergibt, sodaß eine volle Speichernutzung von mehreren 100 Jahren erwartet werden kann.



NR.	NAME	B A U J A H R E												
		1910	1920	1930	1940	1950	1960	1970	1980					
30	LÜNERSEE													
31	WURTEN ALM													
32	GALGENBICHL													
33	DIESSBACH													
34	SÖLK													
35	FREIBACH													
36	BOCKHARTSEE													
37	RANNA													
38	HOCHALMSEE													
39	RAGGAL													
40	PACK													
41	AMERSEE													
42	ERLAUFKLAUSE													
43	GERLOS													
44	THURNBERG													
45	RADLSEE													
46	BÄCHENTAL													
47	ROTGÜLDENSEE													
48	LANGMANN													
49	STRUBKLAMM													
50	WIESTAL													
51	BÜRG													
52	SALZPLATTEN													
53	FELDSEE													
54	WIEDERSCHWING													
55	ENZINGERBODEN													
56	GOSAU													
57	HOLLERSBACH													
58	LUTZ													
59	WIENERBRUCK													

Tab.1 Übersicht über die Baujahre der Talsperren Österreichs (nach Talsperrenstatistik 1977)





## 2. LANGZEITVERHALTEN DES BETONS

### 2.1 Einleitung

Langzeitige Veränderungen der Betoneigenschaften treten einerseits wegen der über Jahre andauernden Hydratation des Zementes und andererseits durch äußere Einflüsse ein. Während die Hydratation des Zementes in den Bauwerksbetonen zu einer Nacherhärtung und damit zu einer meist sehr deutlichen Erhöhung der Betonfestigkeiten und des Elastizitätsmoduls führt, können äußere Einflüsse wie Witterungsbeanspruchung, mechanischer und chemischer Angriff, statische Beanspruchung und hoher Wasserdruck zu einer Schädigung des Betongefüges oder der Bauwerksfugen und damit zu Schäden im Bauwerk führen. Da bei Kraftwerksanlagen praktisch alle Sparten der Bautechnik vom Hochbau bis zum Talsperrenbau vertreten sind und die Anlagen zum Teil schon über 40 Jahre in Betrieb stehen, können die Auswirkungen der beschriebenen Einflüsse gut festgestellt werden. Daraus ergeben sich die notwendigen Rückschlüsse auf die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks und auf die Anwendung brauchbarer Sanierungsmethoden bei eventuellen Schadensfällen. Aus diesem Grund hat der Verband der E-Werke Österreichs (VEÖ) durch seinen Unterausschuß "Bauwerkserhaltung" 1981 in einem Merkblatt "Überprüfung der Betonqualität von Kraftwerksbauten" ein genaues Überwachungsprogramm herausgebracht. Darin werden entsprechend der geforderten und bei der Erstüberprüfung festgestellten Betonqualität die zu prüfenden Betoneigenschaften und der Zeitabstand von Wiederholungsprüfungen angeführt (Tab. 1).

	ART DER ÜBERPRÜFUNG	augenscheinliche Kontrolle	zerstörungsfreie Prüfung	ENTNAHME VON BOHRKERNEN BZW. HANDSTÜCKEN			
	Prüfkriterien	Zeitabstand in Jahren			1	Nachweis der einwandfreien Verdichtung	Rohdichte
bestandene Erstüberprüfung bzw. vorhergehende Wiederholungsprüfung	statische Beanspruchung	10	20	--	2	statische Beanspruchung	Druckfestigkeit Spaltzugfestigkeit E-Modul
	Witterungsbeanspruchung	10	20	30			
	Chemischer Angriff	5	10	10	3	Witterungsbeanspruchung	Druckfestigkeit Frostbeständigkeit
	Korrosionsschutz bei Stahl- und Spannbeton	10	20	20			
	Mechanischer Angriff (Abrieb)	10					
	Besondere Beanspruchung bzw. Wichtigkeit des Bauteiles	5	10	20	4	Wasserdruck	Wasserundurchlässigkeit
Nicht bestandene Erstüberprüfung bzw. vorhergehende Wiederholungsprüfung	Statische Beanspruchung	5	10	20	5	Mechanischer Angriff	Verschleißfestigkeit
	Chemischer Angriff	5	10	10			
	Korrosionsschutz bei Stahl- und Spannbeton	5	10	20	6	Chemischer Angriff (treibender oder lösender Angriff)	chemische Untersuchung Wasserundurchlässigkeit, Druckfestigkeit
	Mechanischer Angriff (Abrieb)	5					
	Besondere Beanspruchung bzw. Wichtigkeit des Bauteiles	2	5	10	7	Korrosionsschutz bei Stahl- und Spannbeton	chemische Untersuchung (Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt)

Tab. 1 Überprüfung der Betonqualität von Kraftwerken

Nach diesen Richtlinien wurde eine Reihe von Kraftwerksanlagen überprüft, deren Ergebnisse in den nachfolgenden Beiträgen erläutert werden und die einen Überblick über das Langzeitverhalten von Beton geben.

## 2.2 Betonuntersuchungen für Kraftwerke an der Enns und Drau

(H. Huber, Materialversuchsanstalt Straß, Tauernkraftwerke A.G.)

Die Betone der vor 1969 errichteten Kraftwerksanlagen an der Enns und Drau wurden in den Jahren 1978 - 1982 von der MVA Straß gemeinsam mit den zuständigen Abteilungen für Bauwerkserhaltung geprüft. Die Untersuchungen bestanden vorerst in einer augenscheinlichen Kontrolle aller zugänglichen Bauteile, die der Feststellung von Verdichtungsfehlern, Oberflächenschäden, Feuchtstellen, Aussinterungen, Rissen oder schadhafte Fugen diente. Bei der anschließenden zerstörungsfreien Prüfung mit dem Rückprallhammer wurde die Gleichmäßigkeit der Betonqualität überprüft. Bohrkern wurden nur an den Stellen entnommen, bei denen schlechte Prüfwerte bei der zerstörungsfreien Prüfung festgestellt wurden oder denen vom Standpunkt der Beanspruchungen besondere Bedeutung zukommt. Die Bohrkernentnahmen erfolgten hauptsächlich aus den massigen Betonen der Wehr- und Trennpfeiler, Schütznischen und aus den Hochbaubetonen der Maschinenhäuser. An den Bohrkernen wurde der Verdichtungsgrad (Rohdichte), Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Frostbeständigkeit nach ÖNORM B 3303 und Karbonatisierungstiefe (Korrosionsschutz der Bewehrung) festgestellt (Tab. 2).

Kraftwerk	Betonierv-jahre	Zement-type	Zement-dosierung	w/z	LP-Gehalt im Frischbeton	Bohrkernprüfungen 1978 - 1982							Herstellungs-qualität	Bauwerks-schäden
						Prüf-alter	Bohrkern-festigkeit (Mittel) Proben-anzahl	E-Modul Laststufe 5/1 N/mm <sup>2</sup>	Frostprüfung nach ÖNORM B 3303					
									Proben-anzahl	Abfall des E-Moduls n. 50 FTW	Beur-teilung			
kg/m <sup>3</sup>	%	Jahre	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>										
1 KW Staining	EKW 1941-43	PZ 225	250-280	--	--	37	12	59,3	43,6	4	4 - 12	FB	A	0
2 KW Ternberg	EKW 1939-43 1945-48	PZ 225	280-300	--	--	32	14	36,8	35,2	7	> 40	NFB	C	II
3 KW Mühlradring	EKW 1941-45	PZ 225	280	--	--	35	15	46,4	44,1	6	> 40	NFB	B	I
4 KW Großraming	EKW 1942-43 1946-48	PZ 225	300	--	--	32	11	42,7	37,8	4	> 40	NFB	A	0
5 KW Rosenau	EKW 1952-54	PZ 225 20% Traß	250	--	--	25	3	34,1	31,6	4	> 40	NFB	A	I
6 KW Losenstein	EKW 1959-61	PZ 275 (T)	280	0,50- 0,55	1,5 3,2	19	9	44,4	41,3	2 3	> 40 4 - 10	NFB FB	A	I 0
7 KW St. Pantaleon	EKW 1962-65	PZ 275 (H)	250	0,55	3 - 3,5	17	6	55,8	56,6	3	5 - 8	FB	A	0
8 KW Garsten	EKW 1964-66	PZ 275 (H)	250	0,55	3 - 3,5	15	6	45,5	42,2	3	6 - 8	FB	A	0
9 KW Weyer	EKW 1967-69	PZ 275 (H)	240	0,53	3 - 3,5	11	8	47,1	52,0	3	3 - 5	FB	A	0
10 KW Lavamünd	ÖDK 1942-49	PZ 225 15% HOS	300	--	--	34	5	39,1	31,3	2	> 40	NFB	A	I
11 KW Schwabeck	ÖDK 1939-42	PZ 225 15% HOS	300	--	--	39	4	51,3	48,9	2	> 40	NFB	A	0
12 KW Edling	ÖDK 1959-62	PZ 275 (F) 15% Flual	265-275	0,60	< 2,5 3 - 4,0	17	3	44,5	42,9	2 2	> 40 8 - 20	NFB FB	A - B	0
13 KW Feistritz	ÖDK 1965-68	PZ 275 (F) 20% Flual	250-275	0,57	< 2,5 3,5-4,5	12	4	45,7	44,8	2 1	> 40 21	NFB FB	A	II 0

FB..... frostbeständig

NFB ..... nicht frostbeständig

FTW..... Frost-Tau-Wechsel

Tab. 2 Ergebnisse der Bauwerksprüfungen

Aufgrund der Ergebnisse der Beobachtungen und Bohrkernprüfungen kann für die Herstellungsqualität des Bauwerksbetons folgende Einteilung getroffen werden, die entscheidenden Einfluß auf das Langzeitverhalten des Betons hat:

- A) Beton mit vollständig verdichtetem Gefüge, keine Nester, keine nässenden Arbeits- oder Blockfugen, keine Feuchtstellen oder Wasseraustritte an der Luftseite
- B) Beton zum Teil mangelhaft verdichtet, kleinräumige Nester, wenig nässende Arbeits- oder Blockfugen, kleine Wasseraustritte an der Luftseite
- C) Beton schlecht verdichtet, größere Nester, stark nässende Arbeits- oder Blockfugen, starke Durchfeuchtung oder Wasseraustritte an der Luftseite.

Aufgrund der Bauwerksbeobachtungen können die festgestellten Schäden und daraus resultierenden Sanierungsmaßnahmen folgendermaßen eingeteilt werden:

- O) keine Schäden
- I) leichte Abwitterung der Zementhaut an der Betonoberfläche bis höchstens 5 mm, fallweise kleine Abwitterung von Fugenkanten, keine Sanierung notwendig
- II) Frostschäden kleiner bis mittlerer Größe, die bereits eine Sanierung erfordern (Ausbesserung mit Beschichtungen und Reparaturmörteln, Vorsatzbetone), Tiefe der Frostschäden bis 10 cm
- III) Frostschäden größeren Ausmaßes, die eine umfangreiche Sanierung oder Neuerstellung von Bauteilen erfordern.

Als stärkste Art der Beanspruchung hat sich bei allen Kraftwerksbetonen die Witterungsbeanspruchung herausgestellt, wobei bei Flußkraftwerken in einem Winter bis zu 20 Temperaturdurchgänge zwischen + 5 °C und - 5 °C auftreten können. Trotzdem wurden bei den 13 untersuchten Flußkraftwerken nur bei 3 Bauwerken größere Frostschäden festgestellt und dort immer nur in Verbindung mit schlecht verdichteten und deshalb meist stark durchfeuchteten Betonen. Bei Betonen mit dichtem, geschlossenem Gefüge ist nur eine geringe Durchfeuchtung möglich, sodaß dort geringe Frostschäden (Abwitterungen) nur vereinzelt auftreten und dann nur bei Betonen, die gemäß ÖNORM B 3303 nicht frostbeständig sind. Bei geprüft frostbeständigen Betonen mit dichtem Gefüge wurden keinerlei Frostschäden festgestellt. Bewährt hat sich die Beigabe von LP-Zusatzmitteln mit begrenzter Feinlufteinführung, die schon im Frischbeton durch die verbesserte Verarbeitbarkeit zu einem dichteren Betongefüge verhilft, im erhärteten Beton die Kapillarporen trennt und die Frostbeständigkeit gewährleistet.

Zur Aussagekraft der Frostprüfung nach ÖNORM B 3303 kann aufgrund der vorliegenden Erfahrungen festgestellt werden, daß die Laborprüfung im Vergleich zur Beanspruchung im Bauwerk sehr streng und damit sichergestellt ist, daß bei fachgerechter Verarbeitung bei Betonen mit bestandener Prüfung auch keine Frostschäden zu erwarten sind. Bei nicht frostbeständigen Betonen können Schäden am Bauwerk auftreten, wobei der Zeitpunkt des Auftretens von den Bedingungen im Bauwerk (Durchfeuchtung, Witterungsbeanspruchung) abhängig ist und damit aufgrund der Ergebnisse der Laborprüfung nicht vorhergesagt werden kann. Bei den untersuchten 13 Kraftwerksbetonen wurde bei 7 Betonen die Frostbeständigkeitsprüfung nicht bestanden, nennenswerte Schäden traten bisher nur bei 3 Bauwerken auf. Auch bei Betonen des Hochbaues, vor allem bei Dachträgern und Attiken, wurden fallweise Frostschäden festgestellt. Das zeigt, daß Kraftwerksbetone auch ohne direkte Wasserberührung einer starken Frosttaubeanspruchung ausgesetzt sind und daher auch Hochbaubetone frostbeständig ausgeführt werden müssen.

Eine weitere Ursache von bisher unbedeutenden Schäden war die zu geringe Überdeckung der Bewehrung bei gestockten Sichtbetonflächen, die zu Stahlkorrosion und infolge davon zu Betonabplatzungen führte. Bei gut verdichteten Betonen des Tiefbauteils wurden **K a r b o n a t i s i e r u n g s t i e f e n** von nur 2 - 6 mm festgestellt, sodaß der Korrosionsschutz der Bewehrung voll gegeben ist. Bei einigen Hochbaubetonen wurden trotz dichtem Betongefüge Karbonatisierungstiefen bis zu 30 mm gemessen, die die allgemeinen Erfahrungen über den Einfluß der Umgebungsfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsneigung bestätigen. In Extremfällen werden bei Betonen des Krafthaushochbaues Schutzmaßnahmen erforderlich werden (zum Beispiel Acrylatanstriche als CO<sub>2</sub> - Bremse).

Die bei einigen Bauwerken in schadhafte Bauwerksfugen auftretenden Aussinterungen haben sich in allen Fällen als unbedenklich in Menge und chemischer Zusammensetzung erwiesen. Sonstige **c h e m i s c h e A n g r i f f e** auf den Beton wurden nicht festgestellt.

Bei der Beurteilung der **D r u c k f e s t i g k e i t** und des **E l a s t i z i t ä t s m o d u l s** wurden nur die Ergebnisse von Bohrkernen herangezogen, bei denen ein einwandfrei verdichtetes Betongefüge vorhanden war (Rohdichte des Bohrkerns  $\approx$  95 % der mittleren Betonrohichte). Bei Zementdosierungen von 250 - 300 kg je m<sup>3</sup> Fertigbeton erreichen die Betone in Abhängigkeit der Qualität des verwendeten Zuschlages und Zementes mittlere Druckfestigkeiten zwischen 34,1 und 59,3 N/mm<sup>2</sup>. Das entspricht einer Festigkeitsleistung von 0,14 bis 0,22 N/mm<sup>2</sup> je kg Zement. Ausgehend von den Festigkeiten der Güteprüfung während der Bauausführung zwischen 24 und 35 N/mm<sup>2</sup> erreicht bei Portlandzementen die Nacherhärtung des Betons von 28 Tagen auf 20 Jahre durchschnittlich 50 %, auf 35 Jahre 60 %. Bei den Flugaschezementen der Kraftwerke Edling und Feistritz beträgt die Nacherhärtung nach 15 Jahren 40 - 50 %.

Der Elastizitätsmodul der einzelnen Betone schwankt zwischen 32 und 57 kN/mm<sup>2</sup> und paßt sich dem jeweiligen Gesteinsmodul der Zuschläge an, die hauptsächlich aus geschiebegegründeten Kalken und Dolomiten bestehen.

### 2.3 Erfahrungen mit abriebfesten Betonen bei den Donaukraftwerken

(F.Rozinski, Donaukraftwerke A.G.)

Beim Donaukraftwerk Ybbs - Persenbeug (1954 - 1959) wurde zusätzlich zur konventionellen Granitgesteinsverkleidung Hartbeton mit Spezial-Zuschlägen in dünnen Schichten frisch auf frisch, aber auch als Dünnschichtbelag angewandt. Wegen der daran festgestellten Abblätterungen und wegen des starken Abriebes wurde in der Folge ein Hartbeton mit Spezialzuschlägen und 50 % Hartgestein in stärkeren Schichten eingebaut.

Aufgrund der Beobachtungen an länger auf Abrieb beanspruchten Bauteilen und der Ergebnisse von Versuchen in der Geschiebetrommel wurde festgestellt, daß bei dieser Betonzusammensetzung die Grobkörner aus Hartgestein aus der Betonoberfläche immer mehr herausragen und bei weiterer mechanischer Beanspruchung aus dem Zementsteinverband herausgelöst werden. Dieser Umstand deutet darauf hin, daß der Zementstein als Matrix für die Zuschläge eine zu geringe Festigkeit aufweist. Zur Verbesserung des Zementsteinverbandes wurden weitere Versuche mit verschiedenen Zementen und Fließmitteln durchgeführt. Mit einem Höchstwertzement PZ 475 konnte in Verbindung mit einem Fließmittel mit dem niedrigen Wasser-Zementwert von 0,33, bei

einer noch verarbeitbaren Betonkonsistenz (Verdichtungsmaß 1,35 bis 1,40), und mit normalem Donaukies als Zuschlag ein abriebfester Beton hergestellt werden, bei dem nach einer 10 bis 15-jährigen natürlichen Beanspruchung und auch nach der Prüfmethode der Österreichischen Donaukraftwerke AG in der Geschiebetrommel ein geringer, oberflächlich gleichmäßiger Abrieb festgestellt werden konnte. Die Klebewirkung und Abriebfestigkeit des Zementsteins entsprach damit der des Zuschlags.

Ab dem Kraftwerk Ottensheim-Wilhering (1970 - 1974) wurden die Tosbecken und Wehrrücken ausschließlich mit diesem wirtschaftlichen Beton in einer Stärke von 70 cm ausgeführt. An den Knickpunkten des Wehrbodens werden Granitsteine versetzt. Bei diesem System der abriebfesten Auskleidung von Wehrfeldern sind bisher keine Schäden aufgetreten.

Prüfung der Abriebfestigkeit von Beton nach der Methode der Österreichischen Donaukraftwerke in der Geschiebetrommel:

In eine um eine horizontal drehende Trommel werden 6 Versuchsplatten (47 cm x 47 cm x 12 cm) dicht eingespannt. In die Trommel werden 15 kg Monokorn (rundliche Quarzsteine) und 30 kg Wasser eingefüllt. Die Dreh- Prüfzeit beträgt 24 Stunden, wobei die Umdrehungszahl 25 U/min. beträgt. Nach einem halbstündigen Rythmus wird die Drehrichtung geändert, um eine einseitige Beanspruchung zu verhindern.

Vor und nach der Prüfung werden die Massen der Versuchsplatten bestimmt und die Differenz, der Masseverlust, ist das Maß der Abriebfestigkeit.

Einige Beispiele der Abriebfestigkeit:

Material	Masseverlust
Granit	100 g
Höchstwertbeton	600 g
Normalbeton	1000 g

Bei 600 g Abriebverlust beträgt die Abriebstärke bezogen auf die Prüffläche ca. 0,2 cm und entspricht bei der Prüfung nach Böhme ca. 9 cm<sup>3</sup>/50 cm<sup>2</sup>. (Die Prüfung nach Böhme ist aber mit der hydraulischen Beanspruchung nicht vergleichbar).

#### 2.4 Die Betone der Limberg-, Mooser-, Drossen- und Schlegeissperre

(H.Huber, Materialversuchsanstalt Straß, Tauernkraftwerke A.G.)

Aus betontechnologischer Sicht ist für die Massenbetone dieser vier Talsperren die Verwendung von glimmerhältigen Zuschlägen aus dem Kristallin der Hohen Tauern charakteristisch. Glimmer wirkt sich im Beton infolge der starken Erhöhung des Wasseranspruches vor allem auf die Festigkeitsentwicklung aus. Der geringe Gesteinsmodul beeinflusst außerdem das Verformungsverhalten des Betons. Allgemein wird dem Glimmer auch ein stark negativer Einfluß auf die Frostbeständigkeit des Betons zugeschrieben. Das Fehlen von durch LP-Zusatzmittel eingeführter Feinluft im Beton der Limbergssperre und die Verwendung eines den Anforderungen des Massenbetons angepaßten HOZ-Zementes mit 50 % Hochofenschlacke sind weitere wichtige betontechnologische Gesichtspunkte. Das Verhalten der Sperrenbetone über 15 - 30 Jahre unter den extremen Witterungsbedingungen des Hochgebirges gibt Auskunft über den tatsächlichen Einfluß der erwähnten Faktoren. Neben den statischen Anforderungen hinsichtlich Festigkeiten und Verformungsverhalten ist bei Sperrenbetonen die Frostbeständigkeit für das Langzeitverhalten maßgebend. Chemische und mechanische Angriffe sind eher unbedeutend.

Deshalb wurden Bohrkerne mit 200 mm Durchmesser, die 1981 aus den Sperrenbetonen entnommen wurden, auf Druck- und Spaltzugfestigkeit, E-Modul und Frostbeständigkeit geprüft (Tab. 3).

		S P E R R E			
		SCHLEGEIS	DROSSEN	MOOSER	LIMBERG
Betonierjahre		1968 - 71	1953 - 55	1952 - 55	1948 - 51
Zementtype		HOZ 275	PZ 225	PZ 225	PZ 225
Zementdosierung des Kernbetons kg/m <sup>3</sup>		165 - <u>175</u>	<u>135</u> - 150	<u>135</u> - 150	<u>250</u> - 260
w/z - Wert		0,70 - 0,75	0,75 - 0,88	0,75 - 0,88	0,53 - 0,57
Zusatzmittel-Type		LP	LP	LP	BV
Druckfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	90d Güteprüfung	20,0	20,4	20,4	31,0
	Bohrkerne	12 Jahre: 32,0	26 Jahre: 40,3	26 Jahre: 41,1	32 Jahre: 44,5
Spaltzugfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	Bohrkerne	12 Jahre: 3,2	26 Jahre: 2,9	26 Jahre: 3,1	32 Jahre: 3,2
	Bohrkerne	12 Jahre: 28,2	26 Jahre: 27,4	26 Jahre: 26,2	32 Jahre: 33,9
Frostbeständigkeit nach ÖNORM B 3303		frostbeständig	frostbeständig	frostbeständig	nicht frostbeständig
Schäden am Bauwerk		keine	keine	keine	leichte Abwitterungen an der Betonoberfläche der Sperrenluftseite, keine Sanierung erforderlich

LP.....Luftporenbildner

BV.....Betonverflüssiger

Tab.3 Ergebnisse der Betonuntersuchungen an den Sperrenbetonen

Die Festigkeit der Betone der Kapruner Sperren (Mooser-, Drossen-, Limberg Sperre) erreichen Werte von 40 - 45 N/mm<sup>2</sup>. Die Nacherhärtung des Betons vom Zeitpunkt der Güteprüfung nach 90 Tagen bis zur Bohrkernprüfung beträgt für den zementreicheren Beton der Limberg Sperre 44 %, für die Kernbetone der Drossen- und Mooser Sperre mit geringen Zementdosierungen 100 %.

Für den Beton der Schlegeissperre mit 175 kg/m<sup>3</sup> HOZ-Zement liegen laufende Untersuchungen der Festigkeitsentwicklung vom Zeitpunkt der Güteprüfung nach 90 Tagen bis nach 12 Jahren vor, wobei eine Festigkeitszunahme von 60 % festgestellt wurde (Abb.1). Im Vergleich zum Vorsatzbeton mit 240 kg Zementdosierung ist mit zunehmenden Alter eine ähnliche Annäherung der Festigkeiten wie bei den Betonen der Kapruner Sperren mit unterschiedlichen Zementdosierungen festzustellen.

## FESTIGKEITSENTWICKLUNG DES SPERRENBETONS SCHLEGEIS Kernbeton 165 - 175 kg/m<sup>3</sup> HOZ-ZEMENT

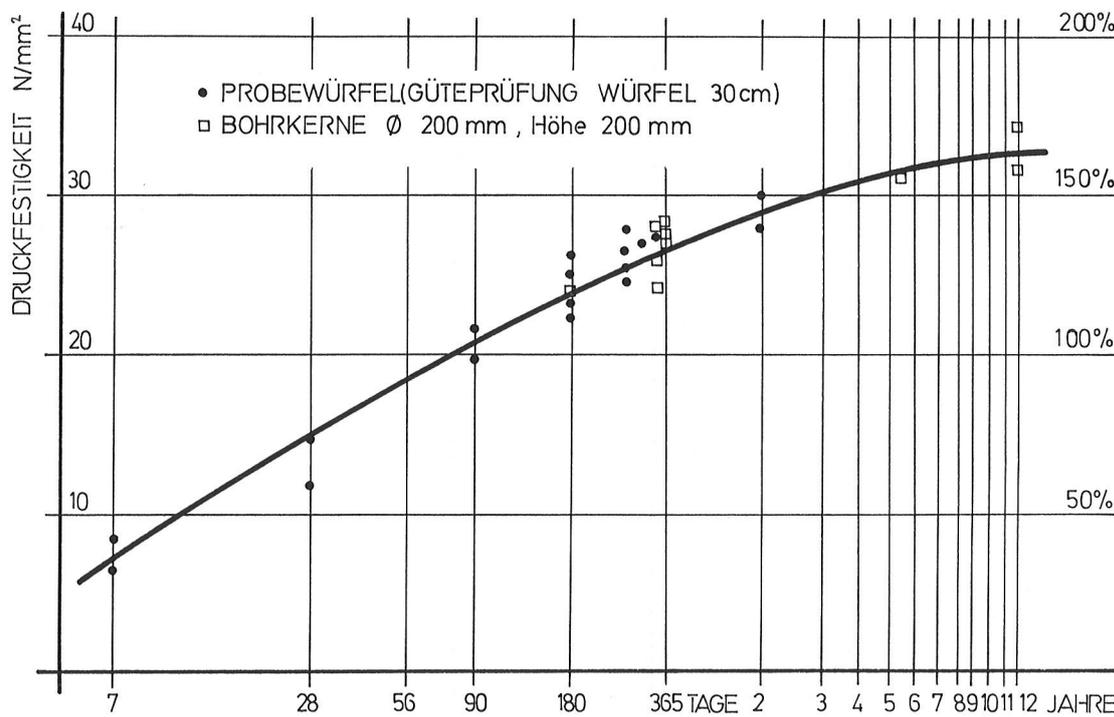


Abb. 1 Festigkeitsentwicklung des Sperrenbetons Schlegeis mit 175 kg/m<sup>3</sup> HOZ-Zement

Der E-Modul der Sperrenbetone erreicht zum Zeitpunkt der Prüfung 1981 (nach 12, 26 bzw. 32 Jahren) Werte zwischen 28 und 34 kN/mm<sup>2</sup>, die weitgehend dem Gesteinsmodul der Zuschläge entsprechen. Diese Ergebnisse weisen wie schon andere Untersuchungen darauf hin, daß der Endwert des E-Moduls eines Betons weitgehend vom Zuschlag

bestimmt wird, während die altersabhängige Entwicklung bis zu diesem Endwert vom Erhärtungsverhalten des verwendeten Zementes abhängt.

Die Prüfung auf Frostbeständigkeit nach ÖNORM B 3303 haben nur die Kernbetone mit entsprechendem Feinluftgehalt bestanden (Schlegeis-, Drossen- und Moosersperre), obwohl dies die sehr hohen w/z - Werte von 0,70 - 0,88, geringen Zementdosierungen von 135 bis 175 kg/m<sup>3</sup> und Zuschläge mit 8 - 14 % Glimmergehalt im Sandbereich nach den allgemeinen Erfahrungen nicht erwarten lassen. An den 3 Sperrenbetonen traten auch bisher keine Frostschäden auf. Umfangreiche Untersuchungen an "Glimmerbetonen" haben gezeigt, daß diese aufgrund ihrer hohen Verformbarkeit keinerlei Nachteile hinsichtlich der Frostbeständigkeit aufweisen, sondern eher mit geringeren Feinluftgehalten frostbeständig sind als Betone mit Kalkzuschlägen und sehr hohen E-Moduln. Der Beton der Limbergssperre ist zwar nach der strengen Laborprüfung nicht frostbeständig, am Bauwerk sind aber bisher mit Ausnahme leichter Abwitterungen der äußersten Betonoberfläche keine Schäden aufgetreten.

An Reparaturen war an der Limbergssperre nur im Bereich der sogenannten Naßschächte eine großflächige Oberflächensanierung und Konservierung erforderlich. Nach einem Betriebsschaden wurde 1955 in diesem Bereich eine 5 cm starke, mit Baustahlgitter bewehrte Spritzbetonschicht aufgebracht, die sich aber wegen der geringen und vor allem nicht frostbeständigen Haftung auf dem Unterbeton nach einigen Jahren ablöste. Die neuerliche Sanierung erfolgte 1977 - 1981 mit einem latexvergüteten Zementmörtel und hat sich bisher gut bewährt.

Die Arbeiten erfolgten bei steigendem Wasserspiegel während des Aufstaus von einer schwimmenden Plattform. Nach dem Abschräumen des noch anhaftenden Spritzbetons wurde die Betonoberfläche durch Sandstrahlen aufgeraut und anschließend mit Druckluft-Wasserstrahl gereinigt. Nach dem Anfeuchten der Betonoberflächen und Aufbringen einer 3 mm starken Haftbrücke wurde der Reparaturmörtel 20 mm dick im Trockenspritzverfahren aufgebracht und mit einem Curing nachbehandelt. Die Ergebnisse der Eignungs- und Güteprüfungen entsprachen den Anforderungen für kunststoffvergütete, zementgebundene Reparaturmörtel (Abb.2).

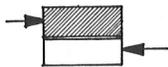
Eigenschaft des Zementmörtels	Prüfmethode	Anforderung
Konsistenz, Verarbeitbarkeit	ÖNORM B 3303	entsprechend Verarbeitungsverfahren (z.B. Spritzmörtel)
Druckfestigkeit	ÖNORM B 3310	$> \beta_0$ Altbeton - mindestens 22,5 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit	ÖNORM B 3310	mindestens 5,0 N/mm <sup>2</sup>
Haftfestigkeit	 Haftzugversuch	mindestens 2,0 N/mm <sup>2</sup>
	 Haftscherversuch	
E-Modul	ÖNORM B 3303	maximal 80% E <sub>Altbeton</sub>
Frostbeständigkeit	ÖNORM B 3303	Mörtel: ÖNORM B 3303 (50 FTW) Haftung: nach 50 FTW mindestens 80% der Haftfestigkeit ungefrosten
Wasserundurchlässigkeit	ÖNORM B 3303	Eindringtiefe maximal $\frac{d}{2}$

Abb. 2 Anforderungen an zementgebundene Reparaturmörtel

## 2.5 Die Sperrren der Österreichischen Bundesbahnen

(A.Aglassinger, ÖBB )

Kraftwerksgruppe	Speicher		Sperrre						
	Name	In hm <sup>3</sup>	Nr	Name	Typ	H m	L m	V 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Fertigstellung Jahr
Stubachtal	Tauernmoos	55,3	46	Tauernmoos (neu)	PG	53	1100	250	1973
	Weißsee	16,0	24	Weißsee-Nord	PG	38	239	64	1952
			--	Weißsee-Ost	PG	7	64	1	1952
	Amersee	5,5	35	Amer	PG	31	161	20	1958
	Salzplattensee	1,1	34	Salzplatten	PG	17	88	5	1958
	Enzingerboden	0,2	11	Enzingerboden	PG	15	40	5	1940
Klosterthal	Spullersee	1) 15,7	6a	Spullersee Süd	PG	1) 39 (35)	298 (280)	67 (63)	1925
		(13,1)	6b	Spullersee Nord	PG	1) 28 (24)	200 (186)	27 (24)	1925

Tab. 4 Übersicht der ÖBB-Talsperren  
(Nr.nach Talsperrenstatistik 1977)

1) Erhöhung 1965 mit  
Vorspannung durch  
Ankereinbau

Einleitend sei festgehalten, daß bisher an keiner der Talsperren der Österreichischen Bundesbahnen zufolge altersbedingter Schäden Sanierungsmaßnahmen gesetzt werden mußten.

Bei den nach dem 2. Weltkrieg erbauten Betonsperren im Stubachtal kamen bereits LP-Mittel zur Anwendung. Der Beton dieser Sperren- auch der zementarme Kernbeton - ist ohne Einschränkung frostbeständig; sowohl in der Natur, als auch bei Laborprüfungen gemäß ÖNORM B 3303. Es kann wohl angenommen werden, daß auch in den nächsten Jahrzehnten keinerlei Altersschäden an diesen Sperren auftreten werden. Die in den Jahren 1938 bis 1940 erstellte kleine Talsperre am Enzingerboden ist allseits mit Bruchsteinmauerwerk verkleidet. Durch Augenschein sind keine Schäden feststellbar, Bohrproben wurden bisher nicht entnommen.

Zu den ältesten österreichischen Talsperren zählen die beiden Spullerseesperren. Sie wurden in den Jahren 1922 bis 1926 betonierte, wobei bereits recht moderne betontechnische Ansichten zum Durchbruch kamen. Es war ein durch Stampfen gut verdichtbarer plastischer Beton gewählt worden, um die Wasserdichtheit und Frostbeständigkeit -

im Vergleich zum damals üblichen Gußbeton - zu verbessern.

In den nachstehenden Kapiteln wird über die augenscheinliche Beurteilung der Alterung der Sperrenbetone und die Veränderung der Betoneigenschaften aufgrund von Bohrkernprüfungen (Tabelle 5) berichtet.

		Sperre / Betonart					
		Spullersee			Weiße See	Tauernmoos (neu)	
		Vorsatzb. Wassers.	Fassadenb. Luftseite	Kernb.	Vorsatzbeton Wasserseite	Vorsatzbeton Wasserseite	Kernbeton
Betonierjahre		1922 - 1926			1951 - 1952	1970 - 1973	
Zuschläge	Art	Hauptdolomit und Kalke 100 % gebrochen			Zentralgneis 10-25 % Bruchkorn > 7 mm Ø	Zentralgneis 100 % gebrochen	
	Größtkorn	Ø 60 mm			Ø 100 mm	Ø 63 mm	Ø 100 mm
	Betondichte naturfeucht t/m <sup>3</sup>	2,71			2,63	2,63	
Zementtype		PZ mit Steinmehlanteil			PZ 225	EPZ 275	
Dosierung kg/m <sup>3</sup>		280	230	164	300	275 - 255	180 - 160
Zusatzstoffe		25 % bayr. Trass			keine	keine	
Zusatzmittel		keine			LP	LP	
W/Z-Wert		unbek. (Konsistenz: "plastisch")			0,45	0,58	0,78
Rohdichte des Betons naturfeucht t/m <sup>3</sup>		2,43			2,40	2,40	
Steineinlagen		keine	keine	13 %	keine	keine	
Druckfestigkeit 1)	Güteprüfung	$\frac{28 \text{ Tage}}{20,5}$	$\frac{28 \text{ Tage}}{18,2}$	$\frac{28 \text{ Tage}}{15,5}$	$\frac{28 \text{ Tage}}{24,2}$ $\frac{90 \text{ Tage}}{28,6}$	$\frac{28 \text{ Tage}}{25,5}$ $\frac{90 \text{ Tage}}{31,0}$	$\frac{28 \text{ Tage}}{16,8}$ $\frac{90 \text{ Tage}}{21,8}$
	Alter N/mm <sup>2</sup>	$\frac{34 \text{ Jahre}}{30,1}$ -----	$\frac{34 \text{ Jahre}}{25,1}$ $\frac{60 \text{ Jahre}}{33,8}$	$\frac{34 \text{ Jahre}}{21,8}$ -----	$\frac{32 \text{ Jahre}}{49,2}$	$\frac{12 \text{ Jahre}}{53,6}$	$\frac{12 \text{ Jahre}}{52,5}$
Spaltzugfestigkeit	Bohrkerne	-----	$\frac{60 \text{ Jahre}}{3,0}$	-----	$\frac{32 \text{ Jahre}}{3,7}$	$\frac{90 \text{ Tage}}{2,3}$ $\frac{12 \text{ Jahre}}{4,4}$	$\frac{90 \text{ Tage}}{1,7}$ $\frac{12 \text{ Jahre}}{2,6}$
		-----	-----	-----	$\frac{90 \text{ Tage}}{18,3}$ $\frac{32 \text{ Jahre}}{28,8}$	$\frac{56 \text{ Tage}}{20,0}$ $\frac{12 \text{ Jahre}}{26,9}$	$\frac{56 \text{ Tage}}{15,4}$ $\frac{12 \text{ Jahre}}{25,0}$
E-Modul Alter 2) kN/mm <sup>2</sup>	Güteprüfung	-----	-----	-----	$\frac{90 \text{ Tage}}{18,3}$	$\frac{56 \text{ Tage}}{20,0}$	$\frac{56 \text{ Tage}}{15,4}$
	Bohrkerne	$\frac{34 \text{ Jahre}}{33,1}$ -----	$\frac{34 \text{ Jahre}}{29,0}$ $\frac{60 \text{ Jahre}}{40,4}$	$\frac{34 \text{ Jahre}}{25,3}$ -----	$\frac{32 \text{ Jahre}}{28,8}$	$\frac{180 \text{ Tage}}{19,0}$ $\frac{12 \text{ Jahre}}{26,9}$	$\frac{180 \text{ Tage}}{17,0}$ $\frac{12 \text{ Jahre}}{25,0}$
Frostbeständigkeit nach ÖNORM B 3303		bedingt frostbeständig		nicht frostbeständig	frostbeständig	frostbeständig	frostbeständig
Schäden am Bauwerk		unbedeutend			keine	keine	

Tab.5 Entwicklung der Betonqualität mit dem Alter

- 1) auf Probekörper Würfel 30 cm bzw. Bohrkern Ø 20/h = 20 cm bezogen  
2) auf Probekörper Bohrkern Ø 20 /h = 30 cm bezogen

### Spullerseesperren (Süd- und Nordsperrre)

Die Spullersee Mauern waren die ersten Talsperren, die nach zehnjähriger, durch den 1. Weltkrieg und seine Nachwirkungen verursachte Unterbrechung in Österreich wieder zur Ausführung kamen.

Die gleichzeitig mit den Spullersee Mauern ausgeführten ausländischen Talsperren wurden alle in Gußbeton erstellt; die Einbringung des Betons erfolgte z.B. bei der Barberinesperre mit Gießrinnen. Für die Spullersee Mauern wurde ein durch Stampfen gut verdichteter plastischer Beton gewählt. Aufgrund von eigenen Erfahrungen wurde erwartet, daß die Wasserdichtheit und Frostbeständigkeit des plastischen Betons wegen der geringeren Wasserbeigabe eine größere sein werde als bei Gußbeton. Diesen Eigenschaften wurde hier - da die Sperren in einer Meereshöhe von rund 1800 m, also unter ungünstigen klimatischen Verhältnissen, zu errichten und betreiben waren - besondere Wichtigkeit beigemessen.

Zur Dichthaltung der Wasserseite dient eine Schicht "Vorsatzbeton". Bei der Nordsperrre wurde sie hinter einer Verkleidung aus Betonformsteinen (0,30 x 0,30 x 0,60 m) ausgeführt. Die Wasserseite der Südsperrre erhielt einen doppelten Anstrich mit Imprägnier- und Deckinertol.

Die Luftseite wurde bei beiden Sperren im unteren Teil mit rauhem Bruchsteinmauerwerk verkleidet; dadurch sollte der Mauerfuß gegen Frosteinwirkungen besonders geschützt werden. Mit dem im Zuge der Baudurchführung wachsenden Vertrauen zur Güte des erzielten Betons wurde die Bruchsteinverkleidung für die oberen 15 m Mauerhöhe nicht mehr angewendet; sie hatte sich übrigens als für den Betonierfortgang hinderlich erwiesen. An ihrer Stelle wurde ein Vorsatzbeton aus "Fassadenbeton" von 0,30 bis 0,50 m Stärke ausgeführt.

### Beurteilung der Alterung des Betons

Es stehen nur wenige Prüfdaten aus der Bauzeit (1922 - 1925) und dem Jahr 1958 (Voruntersuchungen für die geplanten Sperrrenerhöhung) und aus dem Jahr 1984 zum Vergleich zur Verfügung. Diese Daten sind in der vorstehender Tabelle der Abb. 3 zusammengefaßt.

Zur Entwicklung von Festigkeit und E-Modul mit zunehmendem Alter ist zu bemerken, daß der Sperrrebeton in den nunmehr rund 60 Bestandsjahren jedenfalls nichts an Güte eingebüßt hat. Die im Jahre 1984 entnommenen Bohrkerne stammen aus dem Fassadenbeton der luftseitigen Sperrreoberfläche (Rezept Übergangsbeton); der Zuwachs an Druckfestigkeit und E-Modul ist bemerkenswert hoch.

Bezüglich Witterungsbeständigkeit kann festgestellt werden, daß der den Frost/Tauwechselln in einer Höhenlage von 1800 m seit rund 60 Jahren ausgesetzte Sperrrebeton an der Luft- und Wasserseite der Mauern (Vorsatz- bzw. Fassadenbeton) nicht schadhaf geworden ist, obwohl dieser Beton nach heutigen Richtlinien gemessen (ÖNORM) nicht bzw. nur bedingt frostbeständig ist. Frostprüfungen an im Jahre 1958 bzw. 1984 entnommenen Bohrkernen aus dem Vorsatz- und Fassadenbeton zeigen recht unterschiedliche Ergebnisse. Die meisten dieser Proben - sowie alle Proben aus Kernbeton - waren bereits nach 25 Frost-Tauwechselln so weit gestört, daß der E-Modul nicht mehr meßbar war. Wenige überstanden 50 FTW, wobei der E-Modul auf 48 bis 90 % abfiel.

Dieser Beton hat einen hohen Bindemittelgehalt und der w/z-Wert dürfte bei 0,5 gelegen sein; genaue Angaben hierüber sind nicht überliefert. Er wurde mit relativ steifer Konsistenz - nicht als Gußbeton, wie damals häufig üblich - eingebaut und sorgfältig mittels Preßluftstampfer verdichtet. Die Verdichtung gelang mit den damaligen Mitteln trotz aller Sorgfalt nur unvollkommen - im Vergleich mit den heutigen Rüttelmethoden. Der Porengehalt ist hoch, er beträgt ca. 11 Volumsprozente. Dieses Porensystem besteht aus weitverzweigten aber recht kleinen Poren. Der Beton ist, augenscheinlich beurteilt, einem modernen Rüttelbeton sehr ähnlich und auch nur wenig wasserdurchlässig.

Wird dieser Beton wassergesättigt schockartig wiederholt dem tiefen Frost ausgesetzt - wie bei der Normprüfung - wird sein Gefüge meist rasch zerstört. Die natürlichen Witterungsbedingungen beanspruchen den Bauwerksbeton aber andersartig. Das durch Stauwirkung oder Niederschlag wassergefüllte Porensystem im Beton hat meistens Zeit zum ausreichenden Entwässern bevor der Frost einwirkt und es kam in der Natur bisher zu keiner sichtbaren Frostschädigung. Im Labor nachvollzogene Frostprüfungen (es wurden zwischen der normgemäßen Wasserlagerung und dem Frostschränk vielstündige Entwässerungspausen eingeschaltet) haben diese Annahme bestätigt. Es wird auch vermutet, daß am wasserseitigen Vorsatzbeton - im Gegensatz zum luftseitigen Fassadenbeton (welche eine ähnlich hohe Bindemitteldosierung aufweist) - zufolge der viel stärkeren Durchfeuchtung durch das Stauwasser, die Frost/Tauwechsel viel stärker wirksam wurden und dadurch den Gütezuwachs mit dem Alter verzögerten. So könnte heute, nach rund 60 Bestandsjahren, dieser Vorsatzbeton eine geringere Güte und Widerstandsfähigkeit gegen Frosteinwirkung aufweisen als der luftseitige Fassadenbeton, obwohl er ursprünglich höherwertiger war. Weitere Untersuchungen sind geplant.

Die im Zusammenhang mit der ständigen Talsperrenüberwachung regelmäßig vorgenommenen augenscheinlichen Beurteilung des Sperrenbetons gaben bisher keinerlei Anlaß zur Besorgnis. Die Betonoberfläche ist durch die Frosteinwirkungen nicht erkennbar geschädigt, auch nicht an der Wasserseite.

Schwachstellen sind die horizontalen Arbeitsfugen, denn der - vermutlich sehr weichplastisch zubereitete - Fugenmörtel, 3 bis 4 cm und stellenweise noch dicker aufgebracht, ist an der Oberfläche durch Frosteinwirkung teils zerstört. Der benachbarte Beton dagegen ist unversehrt. Die wasserseitige Betonoberfläche der Südsperre wurde vor dem ersten Einstau mit Inertol gestrichen; dieser Anstrich ist heute noch recht gut erhalten und großteils mit einer dünnen Kruste Kalkablagerungen überdeckt (vermutlich Zementschlempe vom Beton der Sperrenerhöhung).

Die wasserseitige Betonformsteinverkleidung der Nordsperrre weist einige kleinere Frostschäden auf, vor allem ist die Verfüugung anfällig, diese wurde auch schon stellenweise - an wenigen Einzelstellen - saniert. Die Natursteinverkleidung im unteren Teil der Sperrenluftseite ist bestens erhalten, sogar die Verfüugung weist kaum Schäden auf.

Das Stauziel wurde in den Jahren 1962 bis 1965 durch Aufbetonieren eines Kronenbalkens und Einbau von Spannankern um 4,60 m angehoben. Dieser nun rund 20 Jahre alte LP-Beton zeigt keinerlei Schäden durch Witterungseinflüsse. Einige unbedeutende Temperaturspannungsrisse sind vorhanden.

### Weißseesperren

Die Weißseesperren gehören zu den ersten Betonsperren in Österreich, welche unter Verwendung von luftporenbildenden Zusatzmitteln betoniert wurden. An der Luft- und Wasserseite der Mauer (luftseitig 1 m und wasserseitig 2 m dick) sowie an der Gründungssohle und an der Sperrenkrone wurde ein Vorsatzbeton ausgeführt, der übrige Sperrenkörper besteht aus Kernbeton. Der steifplastische Beton wurde mit Hilfe von Kabelkran und Verteilerbühne eingebracht und mittels Tauchrüttler verdichtet.

### Beurteilung der Alterung des Betons

In der Tabelle 5 sind die Ergebnisse der Güteprüfung während der Bauzeit den Prüfergebnissen der Bohrkernentnahme 1984 gegenübergestellt. Im Jahre 1984 wurden nur aus dem Vorsatzbeton Proben erbohrt. Erwartungsgemäß ist der Zuwachs an der Druckfestigkeit und E-Modul in den rund 32 Bestandsjahren, im Vergleich zu den 90-Tagewerten, erheblich. Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Prüfkörperformen und -größen beträgt dieser Gütezuwachs rund 60 % und mehr.

Der Vorsatzbeton muß schon wegen seiner Festigkeit und Dichtheit - welche auf die guten Zuschlagstoffe, den hohen Zementgehalt (300 kg/m<sup>3</sup> Fb), den niedrigen w/z von 0,45 und die gute Verarbeitung zurückzuführen sind - in hohem Maße widerstandsfähig gegen Frost-Tauwechsel sein. Die künstlich eingeführten Luftporen verbessern diese Eigenschaft noch.

Der Unterschied im LP-Gehalt im Frischbeton 1951 (3,5 %) und in der Bauwerksprobe 1984 (2,0 %) ist darauf zurückzuführen, daß die ersten in Österreich verwendeten LP-Mittel noch nicht den heutigen Anforderungen entsprachen; die Kugelporen waren relativ groß und daher wurden sie auch beim Transport sowie bei der Verteilung und Verdichtung des Frischbetons leichter zerstört. Der Abstandsfaktor von 0,28 mm (dieser Begriff war damals noch nicht bekannt) ist größer als er heute mit LP-Mitteln erreicht wird.

Eine augenscheinliche Beurteilung der Sperrenbeton-Sichtflächen bestätigt die vorgenannten Prüfergebnisse. Die nicht vom Stauwasser benetzten Betonflächen haben in den 32 Bestandsjahren keine nennenswerte Veränderung erfahren. An der Sperrenwasserseite ist die Auswirkung der durch die geringe Härte verursachten Aggressivität des Stauwassers gut zu sehen. Die minderwertige Zementhaut an der Schalfläche ist abgebaut, die Betonoberfläche weist eine waschbetonartige Struktur auf. Dieser Vorgang ist praktisch abgeschlossen; eine Verminderung der Qualität des Betons ist dadurch nicht gegeben. Der Sperrenbeton ist dicht und es sind keine Schadstellen und Risse bekannt. In den nächsten Jahrzehnten werden mit Sicherheit keine Sanierungsmaßnahmen am Beton notwendig sein.

### Tauernmoossperrre

Obwohl diese Sperre noch nicht 15 Jahre alt ist, wird kurz berichtet. Es wurden ausschließlich gebrochene Zuschläge verwendet. Sie wurden am Ort steinbruchmäßig aus granitischem Gneis gewonnen, dann gebrochen, gewaschen und sortiert. Der Glimmergehalt der Fraktion 0,1 - 1,0 mm betrug ca. 12 %. Der Sperrenkörper besteht aus Kernbeton, die äußere Hülle, 1,5 bis 2,5 m stark, aus Vorsatzbeton (LP-Betone).

### Beurteilung der Alterung des Betons

In der Tab. 5 sind die Ergebnisse der Güteprüfung während der Bauzeit den Prüfergebnissen der Bohrkernentnahme 1984 gegenübergestellt.

Aus diesen Daten kann ersehen werden, daß in den nunmehr rund 12 Bestandsjahren die Druckfestigkeit und auch der E-Modul ganz erheblich zugenommen haben; die Druckfestigkeiten um mehr als 100 %, die E-Moduli um rund 40 bis 60 %. Auffällig ist auch, daß der Gütezuwachs beim Kernbeton größer ist als beim Vorsatzbeton, sodaß heute der Kernbeton nahezu gleich hohe Druckfestigkeit- und E-Modulwerte aufweist wie der Vorsatzbeton.

Der am 12 Jahre alten Vorsatzbeton bestimmte LP-Gehalt (3,3 %) paßt mit dem im Frischbeton seinerzeit gemessenen gut überein, der Abstandsfaktor ist mit 0,18 mm günstig. Der Vorsatz- und Kernbeton sind einwandfrei frostbeständig (Prüfung ÖNORM B 3303).

Die augenscheinliche Beurteilung der Sperrenbeton-Sichtflächen gibt zu keinerlei Besorgnis Anlaß.

## 2.6 Langzeitverhalten der Betone der Sperren Vermunt und Silvretta

(E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)

Altersbedingt liegen Ergebnisse über das Langzeitverhalten des Sperrenbetons nur von den älteren Sperren Vermunt und Silvretta vor, während die neueren Sperren Lünensee und Kops bisher keinen Anlaß boten, Untersuchungen oder Sanierungen anzustellen. Ergebnisse über die Entwicklung der Festigkeit bzw. des Elastizitätsmoduls liegen nicht vor. Im folgenden wird daher vorwiegend auf augenscheinliche Schäden am Mauerkörper bzw. auf durch die laufende instrumentelle Beobachtung erkannten Veränderungen eingegangen.

### Staumauer Vermunt

Im Jahre 1967 wurde von E. Stefko und G. Innerhofer der Zustand der Mauer nach über 30-jähriger Betriebszeit umfassend beschrieben. Nachfolgend soll im wesentlichen und etwas ergänzt die Zusammenfassung dieses Berichtes wiedergegeben werden.

Die Staumauer Vermunt ist als Gewichtsmauer ausgebildet und wurde in den Jahren 1928 bis 1930 errichtet. Die gesamte Länge der Sperre beträgt 488 m, die größte Mauerhöhe 53 m und der Mauerinhalt 144.000 m<sup>3</sup>.

Der Sperrenbeton wurde erdfeucht eingebracht und mittels Preßluftstampfern verdichtet. Als Zuschlagstoff diente natürliches Bachgeschiebe.

	Zementdosierung kg/m <sup>3</sup>	Druckfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	Rohdichte t/m <sup>3</sup>
Kernbeton	150	15,0	2,44
Vorsatzbeton luftseitig	225	22,0	2,44
Vorsatzbeton wasserseitig	300	25,0	2,44

Tab. 6 Betonkennwerte für Staumauer Vermunt (Güteprüfung)

In Erkenntnis der dem angewandten Verdichtungsverfahren anhaftenden Schwäche hinsichtlich Erzielung eines wasserdichten Betons wurde die gesamte wasserseitige Mauerfläche, mit Ausnahme des in den Felsuntergrund einbindenden Teiles, bereits im Zuge der Bauausführung mit einem 5 cm starken bewehrten Torkretputz versehen.

Nach über 30-jähriger Betriebszeit erscheint die Luftseite der Staumauer altersgrau, der Sperrenbeton ist jedoch im wesentlichen frei von Frostschäden. Ebenso ist die wasserseitige Torkretfläche in zufriedenstellendem Zustand und haftet gut am Sperrenbeton, was nicht zuletzt darauf zurückzuführen sein dürfte, daß der Wasserspiegel ständig im Bereich des Stauzieles gehalten wird.

Die Wasserverluste sind unbedeutend, jedoch im Laufe der Jahre angestiegen. Dies und die Tatsache, daß sich an den Austrittsstellen der Sickerwässer in größeren Mengen Rotschlamm abgelagert hat, gab Anlaß, die Sperre eingehend zu untersuchen. Es war dabei abzuklären, ob es sich bei den Rotschlamm-Ausfällungen um Substanz handelt, die durch die Sickerwässer aus den Betonzuschlagstoffen und dem Felsuntergrund gelöst worden ist. Weiters war der Zustand des Sperrenbetons zu erkunden und festzustellen, ob dieser durch Kalkauslaugungen bereits Schäden erlitten hat. Hiefür wurden Rotationsbohrungen, Wasserabpreß- und Färbversuche durchgeführt.

Wie die aus dem Bauwerk entnommenen Bohrkern erkennen ließen, hat weder ein chemischer noch physikalischer Angriff auf den Sperrenbeton stattgefunden. Die Festigkeit entspricht etwa der ursprünglichen. Es liegen aber zahlreiche Porenester, wie sie allenthalben bei Entmischung und ungenügender Verdichtung von Beton entstehen, vor. Soweit sich diese durch Zufall zu Gängen aneinanderreihen, werden sie von Wasser durchströmt und wirken drainierend; im übrigen Sperrenbeton findet demzufolge nur eine unbedeutende Wasserbewegung statt. Selbst in den durchströmten Gängen war keine Auslaugung, sondern eher eine Anlagerung von Fällprodukten festzustellen.

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Untersuchungen der 1960 - 1963 und jener des Jahres 1984 zusammengestellt:

		Versuche 1960 - 1963 <sup>1)</sup>	Versuche 1984 <sup>2)</sup>
Porenvolumen	%	4,1 + 12,5	--
Rohdichte	t/m <sup>3</sup>	2,53 + 2,36	2,52 + 2,25
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	15,3 + 5,7	51,4 + 15,4

1) Probenabmessung: d = 65 mm (< Größtkorn), Länge 20 cm

2) Probenabmessung: d = 150 mm, Länge 15 cm

Auf überzeugende Weise konnte nachgewiesen werden, daß der Rotschlamm an den Austrittsstellen der Sickerwässer durch die Ausfällung von Eisenlösungen gebildet wird, die in den mehrere Meter mächtigen Schlammablagerungen im Stausee entstehen, dort beträchtliche Konzentrationen erreichen und mit dem Sickerwasser die Sperre durchwandern.

Die Untersuchungen führten somit zum Ergebnis, daß es derzeit nicht zweckmäßig ist, am Mauerkörper selbst Verbesserungsmaßnahmen auszuführen. Es erscheint hingegen notwendig, die wasserseitige Torkretschicht laufend in einem funktionstüchtigen Zustand zu erhalten.

Ergänzend soll berichtet werden, daß durch die Messung der Kronennivellements eine ständig zunehmende Hebung der Mauerkrone festgestellt wurde. Durch den Einbau vertikaler Invarbänder in drei Kontrollschächten konnte nachgewiesen werden, daß diese Erscheinung auf den unmittelbaren Kronenbereich beschränkt bleibt.

### Staumauer Silvretta

Die 80 m hohe und 432 m lange Hauptmauer wurde zum größten Teil in den Jahren 1941 bis 1944 errichtet. Mit den Bauarbeiten für die 31 m hohe und 140 m lange Seitenmauer wurde im Jahr 1944 begonnen. Beide Mauern sind vom Gewichtsmauertyp und wurden einschließlich aller Restarbeiten im Jahre 1949 fertiggestellt.

	Zementgehalt kg/m <sup>3</sup>	w/z	Druckfestigkeit in 28 Tagen N/mm <sup>2</sup>	Rohdichte t/m <sup>3</sup>
Kernbeton	150	1,20	13,6	2,41
Vorsatzbeton (luft- u. wasserseitig)	300	0,66	25,4	2,44

Tab. 7 Betonkennwerte für Staumauer Silvretta (Güteprüfung)

Die Einbringung des Betons erfolgte in Lagen zu 1,70 m, die Verdichtung durch Tauchrüttler. Nach Erhärten wurde die Oberfläche mit scharfem Wasserstrahl abgespritzt und vor Aufbringen der nächsten Lage wurde eine 5 cm starke Mörtelschicht aufgebracht.

Die Hauptmauer ist in 28 Blöcke von 14 bis 17 m Länge, die Seitenmauer in 12 Blöcke von 9 bis 16 m unterteilt. Die Fugendichtung erfolgt durch ein Kupferblech, welchem wasserseitig ein trapezförmiger Stahlbetonstab in Bitumenbettung vorgesetzt ist. Wasserseitig erscheinen somit Doppelfugen.

Die gesamte wasserseitige Oberfläche beider Mauern wurde mit einem 5 cm starken, maschennetzbewehrten Torkret gedichtet, da angenommen wurde, daß der Mauerbeton den Anforderungen an die Dichtheit nicht entspricht. Eine Fugenausbildung im Spritzbeton erfolgte nicht.

### Verhalten im Zeitraum 1950 - 1970

Während der ersten Vollstauperioden betrug die Durchsickerung des Mauerkörpers rund 3,5 l/s und nahm in den folgenden Jahren auf 2,5 l/s ab. Demnach konnten die gewählten Dichtungsmaßnahmen als gelungen angesehen werden.

Im Laufe der Jahre zeigte die wasserseitige Dichtung jedoch allmählich verschiedene Schäden. Durch eine Aufnahme im Jahre 1968 konnte dann festgestellt werden, daß davon 1/4 der Gesamtfläche betroffen war. Vorwiegend handelte es sich dabei um ein Hohlliegen der Torkretschichte, teilweise aber auch um Abplatzungen bzw. Freiliegen des Bewehrungsnetzes. Daraufhin wurde in den Jahren 1969 bis 1971 eine Sanierung dieser Bereiche durchgeführt.

Dazu wurden die schadhafte Stellen abgeschlagen und der Untergrund sandgestrahlt. Dann wurden in Abständen von 1 m im Quadrat Dübel versetzt, an welchen ein Baustahlgitter befestigt wurde. Anschließend ist eine Dichtung von 7 cm Spritzbeton aufgebracht worden.

Zu Versuchszwecken wurden 5 cm tiefe Fugen im Spritzbeton geschnitten und mit verschiedenen dauerelastischen Kittungen gedichtet. Zur Verwendung gelangten Colma-Joint von Sika Plastiment sowie Thiax Gran und Dow Corning von Isotech, St. Gallen. Der Erfolg war im allgemeinen nicht zufriedenstellend. Die Ursachen dürften in der zu schmalen Fugenweite von nur 5 mm liegen. Die Einbringung in den schmalen Fugen und

somit die Haftung des Fugenkittes an der Schnittfläche war größtenteils mangelhaft. In vielen Fällen bildeten sich Risse in der Nachbarschaft der geschnittenen Fugen. Das dürfte darauf zurückzuführen sein, daß im Bereich der Doppelfuge nur eine Fuge im Spritzbeton geschnitten wurde.

Im Jahre 1970 konnte zufolge rasch ansteigenden Staues eine von schadhaftem Spritzbeton gereinigte Fläche nicht mehr verschlossen werden. Daraufhin nahmen die Sickerwässer auf 8 l/s zu, wobei der deutliche Zutritt aus dem wasserseitig nicht gedichteten Bereich stammte. In der darauffolgenden Tiefstauperiode wurde dieser Mangel behoben und die Sickerwasserschüttungen gingen auf das ursprüngliche Maß zurück. Damit wurde die Notwendigkeit der wasserseitigen Spritzbetondichtung nachdrücklich vor Augen geführt.

#### Verhalten im Zeitraum 1970 - 1984

Die schon früher festgestellten geringen Durchsickerungen des Sperrenkörpers zur Luftseite hin haben durch die Spritzbetonsanierung nicht abgenommen. Sie führten in den Wintermonaten luftseitig zur Ausbildung erheblicher Eispolster, die die Oberfläche der Mauer einer verstärkten Verwitterung aussetzten. Bereichsweise wurden durch diese Eisbelastung Schalen aus der Betonoberfläche herausgerissen.

Um dieser Durchsickerung zu begegnen, wurde in den Jahren 1980 und 1981 versucht, durch Zementinjektionen des Mauerkörpers eine Verbesserung dieses Zustandes zu erreichen. Dazu wurden von der Wasserseite, aber auch von der Luftseite aus bis zu 5 m Tiefe schräge Bohrungen so ausgeführt, daß vor allem jene horizontalen Fugen erfaßt wurden, in denen augenscheinlich die Durchsickerung zur Luftseite erfolgt. Anschließend wurde über diese Bohrungen Injektionsgut eingebracht, wobei in vielen Fällen ohne Druck erhebliche Injektionsgutaufnahmen erfolgten. Besondere Aufmerksamkeit wurde dabei den Austritten von Injektionsgut in die Kontrollgänge bzw. Kontrollschächte geschenkt. Bei Austritten von Injektionsgut in den Blockfugen wurden die Injektionsarbeiten sofort eingestellt. In diesen Fällen erfolgte zu einem späteren Zeitpunkt eine Nachinjektion. Insgesamt wurden im Jahre 1980 rund 1200 lfm Bohrungen ausgeführt und 71 t Zement injiziert und im Jahre 1981 rund 1350 lfm Bohrungen gebohrt und 77 t Zement PZ 275 eingebracht.

Diese Injektionen haben zu einem deutlichen Rückgang, größtenteils sogar zu einem Verschwinden der Durchsickerungen an der Luftseite der Mauer, aber auch zu einem Rückgang der Sickerwässer, welche in der Mauer gemessen werden, geführt.

Im Zuge der Durchführung der Injektionsarbeiten erfolgte eine Aufnahme des Zustandes der Wasserseite der Mauer. Dabei konnte festgestellt werden, daß weitere Teile der Torkretdichtung aus der Errichtungszeit der Sperre schadhaft geworden sind, während jene Flächen, welche in den Jahren 1969 bis 1971 erstellt wurden, sich durchwegs in gutem Zustand befinden. Für das Jahr 1985 ist geplant, die schadhaften Stellen zu erneuern.

Weitere Erscheinungen, welche auf eine Alterung des Betons bzw. auf Langzeitwirkungen zurückzuführen sind, wurden durch Rocmetermessungen im Bereich der Aufstandsfläche sowie durch die Nivellements der Krone und der Gänge festgestellt. Es handelt sich dabei um eine quasi Volumsvergrößerung im Fundationsbereich der Mauer und um Hebungerscheinungen der Krone, die, wie durch die Messungen nachgewiesen, auf den Kronenbereich beschränkt bleiben. Die Ursachen für diese Erscheinungen sind noch nicht geklärt.

Schließlich soll noch darauf hingewiesen werden, daß, wie von vielen anderen Mauern auch bekannt, zum Teil erhebliche Sinterbildungen in Gängen und Schächten zu beobachten sind, jedoch, wie bereits bei der Vermuntmauer festgestellt, für die Standsicherheit unbedeutend sind. Diese Versinterungen sind für den Sicherheitszustand der Mauer insoweit von Belang als dadurch Entlastungsbohrungen und Drainagen unwirksam werden. In den meisten Fällen war es möglich, durch Spülungen mit Hochdruckwasserstrahl das Unwirksamwerden solcher Anlagen zu verhindern oder doch zumindestens zu verzögern.

## 2.7 Fugensanierung an der Sperre Großer Mühldorfer See

(K.Landl, Österreichische Draukraftwerke A.G.)

Bei der in den Jahren 1953 bis 1957 errichteten Sperre Großer Mühldorfer-Stausee traten die ersten Schäden nach der ersten Stauabsenkung im Jänner 1957 auf. Sie äußerten sich in der Form, daß die damals ca. 60 bis 70 cm starke Eisdecke beim nachbrechenden Kitt aus den Block- und Plattenfugen teilweise auszog. Im Dezember desselben Jahres wurde beim Aufstau infolge der undichten Fugen ein unerwartet hohes Ansteigen der Sickerwasserdurchtritte festgestellt. Den unterschiedlich hohen Durchtrittsmengen in den einzelnen Teilbereichen der Sperre wurde mit verschiedenen Sanierungsmethoden entgegengewirkt. So wurden zwischen 1959 bis 1977 verschiedene Systeme und Produkte erprobt, von denen sich nur drei bewährten. Mit diesen wurden im Herbst 1977 und 1978 an der Sperren-Luft- und Wasserseite flächenhafte Beschichtungen ausgeführt. Nach den Ergebnissen von Laboruntersuchungen und den Beobachtungen der Probebeschichtungen wurde im Mai 1979 das "Kemperol-System" für die wasserseitige Fugengeneralsanierung ausgewählt. Bei diesem System sind im Beobachtungszeitraum bis zum Frühjahr 1984 keine Qualitätsänderungen trotz starker Witterungsbeanspruchung aufgetreten.

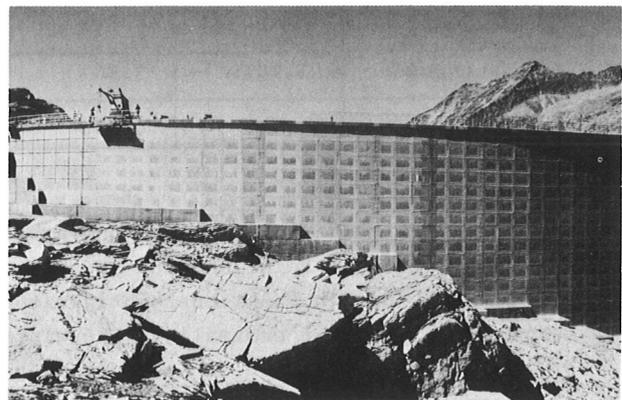
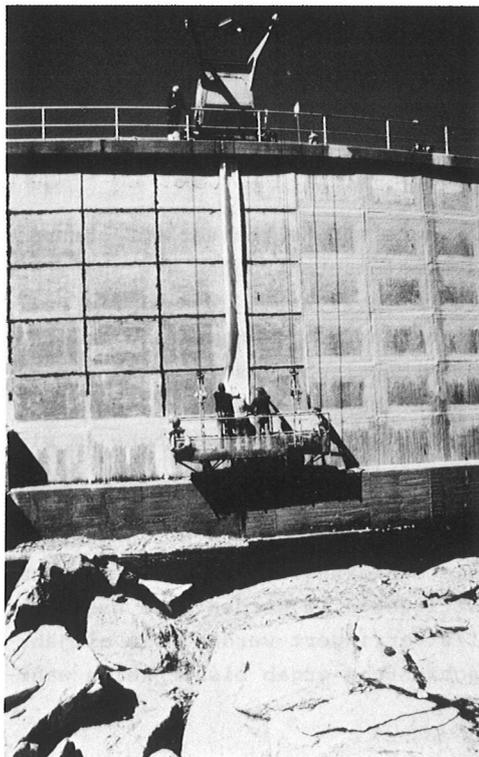


Abb. 3 Ausführung der Fugensanierung mit "Kemperol"

Das "Kemperolsystem" ist eine 2,5 mm starke Elastomerbeschichtung aus vernetztem Polyesterharz, die mit einem 1,2 bis 1,5 mm starken Diolen-Vlies verstärkt ist. Das System weist eine Zugfestigkeit nach DIN 53 455 von 8,4 N/mm<sup>2</sup> auf. Die Dehnfähigkeit ist im Temperaturbereich von - 10 °C bis + 65 °C gleichbleibend. Die Haftfestigkeit auf Beton erreicht auch nach starker Frost-Taubeanspruchung über 2 N/mm<sup>2</sup>.

Das System wird auf dem gut gereinigten, trockenen Betonuntergrund aufgebracht. Der engere Fugenbereich erhält auf 10 cm Breite eine "Silanisierung" mit dem Ziel, die noch verbliebenen Bitumenreste von früheren Fugenkitten zu beseitigen und die Restfeuchtigkeit im Beton zu binden.

Das Kemperolsystem wird dann in der Reihenfolge

- 1. Anstrich mit Kemperol-Polyesterharz
  - Aufrollen des 35 cm breiten Diolenvlieses
  - 2. Anstrich mit Kemperol-Polyesterharz
  - Versiegelung mit Kemperol nach Erhärtung des Beschichtungsmaterials (etwa nach 1/2 Tag)
- ausgeführt.

Die Sanierung wurde jeweils in den Sommermonaten der Jahre 1970 - 1982 von der Firma Drau Bau Ges.m.b.H, Klagenfurt, durchgeführt, wobei aus arbeitstechnischen und technologischen Gründen die Arbeiten in lotrecht verlaufenden Flächenabschnitten erfolgten. Dabei wurden folgende Leistungen erbracht:

	1979 lfm	1980 lfm	1981 lfm	1982 lfm	Summe lfm
Blockfugen	224	243	230	269	966
Plattenfugen	1.937	3.807	3.814	1.132	10.690
Summe	2.161	4.050	4.044	1.401	11.656

Während der Ausführung der Dichtungsarbeiten wurde von Seiten der ÖDK besonders Augenmerk auf die Reinigung und Aufrauung des Betonuntergrundes als maßgebende Komponente für die Funktionstüchtigkeit des Dichtungssystems gelegt. Die bei den Kontrollen nach der erstmaligen Überwinterung an der Sanierung festgestellten Mängel waren ausschließlich auf die mangelhafte Reinigung des Untergrundes zurückzuführen. Verstärkt traten diese als "Wassersack" bezeichneten Fehlstellen in der Ixe des Fundamentabsatzes auf und hatten dort ihre zusätzliche Ursache im sich nachteilend aufbauenden Fugenwasserdruck bei der Absenkung.

Trotz der im Hochgebirge gelegenen Baustelle (Stauziel 2319 m ü.M.) und der damit erschwerten Arbeitsbedingungen konnten die Sanierungsarbeiten für insgesamt 11.600 m Fugen termingerecht in 4 Sommern fertiggestellt werden. Die Wasserdurchtritte konnten damit im Jahre 1983 auf 1,5 l/s verringert werden. Die alljährlich durchgeführte Kontrolle der Kemperolbeschichtung ergab bisher keine wahrnehmbare Qualitätsveränderung.

## 2.8 Kriechen von Sperrenbeton

(K.Kratzer, Zivilingenieur, gemeinsam mit der Steirischen Wasserkraft- und Elektrizitäts A.G.)

Da weder plastische Formänderungen durch hohe Belastungen noch die Dauerfestigkeit bei schwellender Last das Langzeitverhalten der Sperren beeinflussen und die Beanspruchung durch die Witterung bei entsprechender Betonqualität keine Langzeitverformung verursacht, soll im folgenden der für die zeitabhängigen Verformungen maßgebende Einfluß unter Berücksichtigung der Sperrenbeobachtungen und betontechnologischer Erkenntnisse der neueren Literatur untersucht werden. Grundsätzlich wird zwischen irreversiblen und reversiblen Kriechen sowie dem Schwinden unterschieden. Beim Kriechen von Betonkörpern, die unter dauernd wirkenden Spannungen stehen, wird chemisch nicht gebundenes Wasser aus den Mikroporen des Zementgels in die Kapillarporen gepreßt und verdunstet, was ein Schrumpfen des Gels zur Folge hat. Abhängig ist dieser Vorgang von den Betoneigenschaften, der Art der Lagerung und Belastung.

Für die rechnerische Ermittlung der Kriechverformungen sind verschiedene Annahmen erforderlich, die naturgemäß mit einer gewissen Unsicherheit behaftet sind. Nach den Berechnungsvorschriften ergibt sich der Wert der Verformung zufolge Kriechens in Näherung aus dem Produkt Kriechwert  $\times$  elastischer Verformung. Wendet man dieses Verfahren bei einer Betonsperre an, so ergibt sich das Problem, daß die verschiedenen Bereiche ein unterschiedliches Kriechverhalten haben können. Es wird der wesentlich dickere, untere Sperrenbereich ein etwas kleineres und langsames Kriechen aufweisen. Vernachlässigt man diesen Umstand, so wird der Fehler klein sein, da die elastische Verformung des unteren Bereiches in Relation zur Gesamtverformung gering ist.

Für die elastischen Verformungen sind jene Werte der Lastfälle einzusetzen, die dauernde Spannungen im Bauwerk hervorrufen (z. B. Wasserlast, Eigengewicht). Weiters muß der Zwängungszustand berücksichtigt werden, der dadurch entsteht, daß die Blockfugen bei niedrigeren als die mittlere Jahrestemperatur ausgepreßt werden. Von Bedeutung kann auch die plastische Verformung des Untergrundes sein, die jedoch kaum vorausberechenbar ist und nur näherungsweise erfaßt werden kann, indem man für den Halbraum unter der Sperre das gleiche Kriechverhalten wie für die Sperre selbst annimmt.

Basierend auf diesen Grundlagen wurden das Schwinden und Kriechen der Sperren der STEWEAG in Anlehnung an die DIN 4227 (1972) berechnet. Es zeigte sich, daß die Rechenwerte recht gut sowohl großemäßig auch im Zeitverlauf mit den Meßwerten übereinstimmen. Nicht mit der DIN 4227 erklärbar ist die bei der Sperre Hierzmann festgestellte Zunahme des reversiblen Kriechens im Laufe der Zeit. In den Berechnungsannahmen der DIN wird das Betonalter nicht berücksichtigt, was bei massigen Bauteilen offensichtlich nicht vernachlässigt werden darf. In der neueren Literatur wird das reversible Kriechen auch als Prozentsatz zum Gesamtkriechen angesetzt und damit das Betonalter berücksichtigt. Dies bedeutet weiter, daß das reversible Kriechen affin zum irreversiblen verläuft. An einer anderen Stelle wird berichtet, daß reversibles Kriechen mit dem Alter zunimmt und etwa 20 - 40 % der elastischen Verformungen erreichen kann. Die bei der Sperre Hierzmann festgestellte Größe und der zeitliche Verlauf stimmt mit letzteren Aussagen überein.

## 2.9 Sulfatbeständiger Spritzbeton in den Stollen des Kaunertalkraftwerkes

(E.Werthmann, Tiroler Wasserkraftwerke A.G.)

Anlässlich der Reparatur der Unterkammer des Wasserschlosses des Kaunertalkraftwerkes wurden im Winter 1982/83 auch Bauwerksüberprüfungen in der Oberkammer durchgeführt. Dabei war von Interesse, inwieweit die Qualität des nun schon 20 Jahre alten Spritzbetons durch sulfathaltige Wässer in Mitleidenschaft gezogen worden ist. Die Oberkammer liegt im Bereich der gipsführenden "Bündner Schiefer" mit sulfathaltigen Bergwässern in Konzentrationen bis 800 mg/l  $\text{SO}_4$ .

Die Betonproben, die durch 10 cm starke Kernbohrungen gewonnen wurden, machten visuell einen sehr festen Eindruck, wobei weder Ablösungen der Spritzbetonauskleidung noch Rissebildungen zu beobachten waren. Auch die eingebauten Baustahlgitter zeigten einen ausgezeichneten Zustand und wiesen keine Korrosion auf.

An den Bohrkernen wurden folgende Kennwerte ermittelt:

Druckfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	Rohdichte kg/m <sup>3</sup>
60,9	2343
53,6	2370 *
40,3	2389
50,8	2408 *
50,9	2375
63,0	2376
64,2	2379 *
Mittelwert: 54,8	2385
Standardabweichung = 8,5 N/mm <sup>2</sup>	* Bohrkern mit
Variaationskoeffizient = 15,6 %	Stahleinlagen

Tab. 8 Rohdichte und Druckfestigkeit der Spritzbetonbohrkerne

Aus den Aufzeichnungen aus dem Jahre 1952 ergab sich, daß der Spritzbeton mit hochsulfatbeständigem Zement "Contragress" 275 der Perlmooser Zementwerke AG. (Tab.9), aus Zuschlag 0/12 mm "Runserau" und aus dem flüssigen Spritzbetonzusatzmittel "Kisal" hergestellt wurde. Bei dem Zuschlag handelt es sich um Innablagerungsmaterial, das in dem Entnahmebereich teilweise aus Kristallin, teilweise aus Karbonatgestein besteht. Der verwendete Zement enthält kein  $\text{C}_3\text{A}$ . Der Zementgehalt liegt nach Betonanalysen bei 380 kg/m<sup>3</sup>

CaO	64,6 m-%
SiO <sub>2</sub>	21,0 m-%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,2 m-%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,3 m-%
Kalkstandard:	93,7
Silikatmodul:	2,2
Tonerdemodul:	0,51
Klinkerphasen nach Boque:	
C <sub>3</sub> A (3CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	0
C <sub>3</sub> S (3CaO.SiO <sub>2</sub> )	69,2 m-%
C <sub>2</sub> S (2CaO.SiO <sub>2</sub> )	8,5 m-%
Brownmillerit (4CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	15,3 m-%
Dikalziumferrit (2CaO.Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	2,1 m-%

Tab. 9 Chemische Zusammensetzung des Zementes "Contragress" 275

Das flüssige Spritzbetonmittel "Kisal" bestand ausschließlich aus wasserlöslichem Natriumwasserglas ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ ), das kein zusätzliches Natriumaluminat enthält. Das Zusatzmittel wurde dem Zugabewasser im Verhältnis 1 : 4 zugegeben ( 20 % Kisal + 80 % Zugabewasser). Somit kam durch das Zusatzmittel kein Aluminiumoxyd bzw. Aluminat in den Spritzbeton.

Die Spritzbetonkerne wurden auch im Anschliff bei 500-facher Vergrößerung auf Ettringit- oder Gipsablagerungen im Betongefüge untersucht, da eine zufriedenstellende Druckfestigkeit noch keine sichere Aussage über die Sulfatbeständigkeit von Beton zuläßt. Durch Porenfüllung mit gipshältigen Verbindungen kann es vor dem zerstörenden Treiben zu Festigkeitssteigerungen im Beton kommen. Bei der Untersuchung der Bohrkerne wurden keine derartigen Feststoffreaktionen und Anreicherungen festgestellt.

Spritzbeton, bestehend aus tricalziumaluminatfreiem Zement und Natriumsilikatwasserglas als Spritzbetonzusatzmittel, zeigt nach 20 Jahren im sulfathaltigem Gebirgswassermilieu keine Anzeichen von Sulfatangriff. Dabei weisen auch die Stahleinlagen eine korrosionsfreie Oberfläche auf. Die durch frühere Aufzeichnungen bekannte 28-Tage-Druckfestigkeit des Spritzbetons, die im Bereich zwischen 28 - 35 N/mm<sup>2</sup> lag, stieg innerhalb von 20 Jahren auf ca. 55 N/mm<sup>2</sup> an.

#### 2.10 Zusammenfassung

Die Prüfungen und Beobachtungen bei 13 Flußkraftwerken an der Drau und Enns sowie 9 Talsperren haben gezeigt, daß diese im Laufe ihrer Betriebszeit von 15 bis 40 Jahren eine ausreichende Dauerhaftigkeit und Druckfestigkeiten von über 30 N/mm<sup>2</sup> aufweisen. Schäden an Betonen sind nur an einigen Stellen dort aufgetreten, wo mangelhafter Betoneinbau mit Hohlstellen in Verbindung mit starker Durchfeuchtung den Frostangriff verstärkt hat. Sowohl bei den Betonen der Flußkraftwerke als auch bei den Talsperren stellt die Witterungsbeanspruchung den stärksten Angriff auf die Dauerhaftigkeit des Betons dar, wobei bei geprüfter Frostbeständigkeit keinerlei Schäden auftraten. Bei den Betonen der Talsperren im Kristallin hat die Verwendung von glimmerhaltigen Zuschlägen auch nach 30-jähriger Betriebszeit keine nachteilige Wirkung auf die Dauerhaftigkeit (Frostbeständigkeit) gezeigt. Chemischer Angriff ist bei diesen Anlagen unbedeutend und erfordert nur in den zugehörigen Stollen angriffvermindernde Maßnahmen bei der Betonzusammensetzung. Gegen den mechanischen Angriff durch Schwebstoff- und Geschiebeführung hat sich bei den Wehranlagen der Donaukraftwerke ein sogenannter "Höchstwertbeton" gut bewährt, bei dem vor allem auf eine besonders hohe Zementsteinfestigkeit als Matrix der Zuschläge geachtet wurde.

Gegenüber den bei den Güteprüfungen während der Betonherstellung festgestellten Werten, die im allgemeinen zwischen 25 und 35 N/mm<sup>2</sup> lagen, haben die Druckfestigkeiten der Betone nach 20 Jahren durchschnittlich um 50 % und nach 35 Jahren um 60 % zugenommen, wobei die Betone mit geringen Zementdosierungen (130 - 170 kg/m<sup>3</sup>) eine größere Nacherhärtung gegenüber den zementreichen Betonen (240 - 300 kg/m<sup>3</sup>) aufweisen, so daß in spätem Alter eine Anpassung der Festigkeitswerte unabhängig von der Zementdosierung eintritt.

Größere Schäden an Bauwerken sind nur im Bereich von Bauwerksfugen aufgetreten, die mit rißüberbrückenden Kunststoff-Beschichtungen wirkungsvoll saniert werden konnten.

Literaturangaben:

- VEÖ-Merkblatt                   Überprüfung der Betonqualität von Kraftwerksbauten (1981)
- VEÖ-Merkblatt                   Sanierung von Oberflächenschäden an Betonbauwerken (1984)
- Rozinski, F.                    Abriebprüfung von Beton in der DOKW - Geschiebetrommel.  
ÖZE, Heft 10, 1973
- Huber, H.                        Reparaturen an Talsperren und Kraftwerksbauten, Zement und  
Beton, Heft 1, 1983
- Stefko E., Innerhofer G. "Condition of Vermunt Dam after more than 30 years of  
Operation", Qu.34, R.36, Ninth Congress on Large Dams,  
Istanbul 1967
- Neville A.M., Dilger W.H., Brooks J.J. Creep of Plain and Structural Concrete,  
Construction Press London and New York 1983
- Rüsch H, Jungwirth D., Hilsdorf H.K. Creep and Shrinkage, Springer Verlag,  
New York, Heidelberg, Berlin 1983.

### 3. ZUR HYDROLOGISCHEN SICHERHEIT DER HOCHWASSERENTLASTUNGSANLAGEN ÖSTERREICHISCHER TALSPERREN

(R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)

#### 3.1 Einleitung

Die ausreichende Funktionstüchtigkeit der Hochwasserentlastungsanlagen ist einer der wesentlichsten Beiträge zur Sicherheit der Talsperren. Einer Auswertung der internationalen Schadensstatistiken (ICOLD 1983) ist zu entnehmen, daß rund 35% aller Schadensfälle auf Versagen oder unzureichende Bemessung von Hochwasserentlastungsanlagen zurückgeführt werden müssen. Eine genauere Analyse zeigt allerdings, daß diese Schadensfälle vor allem in Gebieten aufgetreten sind, in denen zur Festlegung des Bemessungshochwassers wenig hydrologische Unterlagen zur Verfügung standen oder die Betriebssicherheit mechanischer Verschlüsse durch unzureichende Wartung nicht gewährleistet war.

Ein Überblick über die Erfahrungen mit den Hochwasserentlastungsanlagen österreichischer Talsperren erscheint daher sinnvoll. Die folgenden Betrachtungen gehen von einer Gegenüberstellung des Bemessungshochwassers für die Entlastungsanlage mit den tatsächlich beobachteten Zufluß- und Abflußereignissen während der bisherigen Betriebszeit aus. Insbesondere bei großen Speichern, die in jedem Jahr nur kurze Zeit gefüllt sind, finden Hochwasserwellen meist noch einen ausreichenden Auffangraum im Speicher vor, sodaß es gar nicht zu einer Inanspruchnahme der Hochwasserentlastungsanlage kommt. Es muß also zwischen der Wahrscheinlichkeit

- des Auftretens eines bestimmten Hochwasserzuflusses und
- eines Hochwasserabflusses über die Hochwasserentlastungsanlage

unterschieden werden. Darauf begründet sich auch die Erfahrung der Vergrößerung der Sicherheit gegen Hochwasserereignisse unterhalb großer Speicherräume, solange das durch den Speicherraum kontrollierte Einzugsgebiet einen wesentlichen Anteil am gesamten Einzugsgebiet des betrachteten Bereiches darstellt. Als wohl bekanntestes Beispiel sei hier an den Hoover Dam bzw. den Lake Mead (USA) erinnert, der seit seiner Inbetriebnahme 1935 alle Hochwasserzuflüsse aufgefangen und so die Eintiefungstendenz des Colorado River, die den Grand Canyon entstehen ließ, zum Stillstand gebracht hat.

#### 3.2 Hochwasserbeobachtung und Auswertung

##### 3.2.1 Kurze Entwicklungsgeschichte des Speicherausbaues in Österreich

Die Anfänge des österreichischen Talsperrenbaues reichen mit den Gewichtsmauern Wienerbruck, Erlaufklause, Wiestal und dem Damm Gosau in die Zeit vor dem Ersten Weltkrieg zurück. Diese Talsperren liegen durchwegs im Voralpenraum unter 1 000 m Seehöhe und haben daher einen kleinen Speicherraum im Verhältnis zur jährlichen Zuflußfracht. In der Zwischenkriegszeit bis zum Ende des Zweiten Weltkrieges wurde dann nicht nur der Ausbau der Speicher im Voralpenraum fortgesetzt, sondern auch mit dem Bau von Speichern im alpinen Raum mit den Gewichtsmauern Spullersee, Tauernmoos, Vermunt, Enzingerboden, Silvretta und dem Bieler Damm begonnen, doch ist auch bei diesen Speichern der Nutzinhalt meist noch klein gegenüber der jährlichen Zuflußfracht. Daher steht als Retentionsraum im wesentlichen nur jener Raum zur Verfügung, der zwischen dem Speicherspiegel bei Vollstau und der größten Überfallhöhe liegt. Dieser Retentionsraum ergibt zwar eine gewisse Verminderung der Abflußspitze gegenüber der Zuflußspitze, jedoch kaum eine Verminderung der Abflußfracht gegenüber der Zuflußfracht.

Statistik Nr.	Speicher				Jahr der Inbetriebnahme	Einzugsgebiet		Zufluß						Überfall		Überlauf-Wahrscheinlichkeit		
	Name	Nutzinhalt	Jahreszufluß	Speicher Kennziffer		Speicher	Beleitungen	Bemessungshochwasser				Beobachtungen						
								Speicher	Beleitungen	Spitze	Fracht	Jahr	Spitze	Fracht	Jahr		Spitze	
		km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /s	hm <sup>3</sup>		m <sup>3</sup> /s	hm <sup>3</sup>											m <sup>3</sup> /s
33	Lünersee	78,0	76,0	1,03	1958	9	3	53,9	3,9	57,8	-	-	-	-	-	-	0	
32	Radlsee	2,54	2,61	0,97	1959	1,68	-	19,8	-	-	-	1981	-	0,64	-	0	0	
29	Gr. Mühlendorfersee	7,72	7,98	0,96	1957	1,08	-	17,0	-	-	-	1981	-	0,41	-	0	0	
31	Hochalmsee	4,11	4,57	0,90	1959	1,52	-	13,5	-	-	-	1981	-	0,57	-	0	0	
30	Kl. Mühlendorfersee	2,77	3,08	0,90	1959	1,43	-	14,6	-	-	-	1981	-	0,54	-	0	0	
6	Spullersee 1)	15,7	23,0	0,68	1925	11	7	58,8	4,0	62,8	0,7	1982	9,3	-	1981	1,0	0,2	
43	Schlegeis	127	199	0,64	1971	58	63	285	15	300	10,7	1966	39,6	3,4	-	-	0,02	
42	Durlaßboden	52	95	0,55	1966	45	30	192	8	200	-	1970	20,5	1,77	-	-	0,05	
46	Tauernmoos	55	112	0,49	(1929)	22	28	152	28	180	6,6	1980	78,6	-	1967	2,7	0,07	
39	Gepatsch	138	302	0,46	1946	107	172	216	34	250	-	1965	75	-	-	-	0	
26	Mooserboden 2)	85	192	0,44	1955	22	53	87	13	100	-	1966	27	1,85	-	-	0,04	
13	Silvretta	38,6	80	0,43	1948	35	10	130	6	136	-	1960	54,9	1,68	1960	20	0,06	
19	Wasserfallboden 3)	83	231	0,36	1951	15	89	95	23	118	-	1966	23,4	-	-	-	0,03	
38	Kops	44	233	0,19	1965	7	163	29,2	32,4	61,6	-	-	-	-	-	-	0	
40	Dießbach	4,8	25	0,19	1963	12	8	61	5	66	0,82	1981	6,8	0,59	1977	1,5	0,15	
37	Freibach	5,3	54,5	0,10	1960	44,4	-	200	-	200	-	1966	26,3	1,37	1966	18,4	0,15	
10	Pack	5,4	43	0,08	1930	43	-	250	-	250	6,75	1972	102	1,13	1972	34	1,0	
22	Dobra	23	271	0,08	1953	940	-	500	-	500	35	-	-	-	-	1959	103	mj
15	Salza	10,5	145	0,07	1949	150	-	140	-	140	-	1961	114	11,3	1961	103	1,1	
17	Hierzmann	7,1	95	0,07	1950	160	-	200	-	200	-	1972	91	14,9	1972	68	mj	
27	Ottenstein	51	767	0,07	1957	889	-	420	-	420	32,5	1959	163	-	1959	150	mj	
28	Rotgülden	2,9	48,0	0,06	1957	11	20,4	54	5,1	-	1,14	-	-	-	1981	14,5	1,1	
9	Vermunt	5,3	173	0,03	1930	57	50	44	9	53	-	1965	19,7	-	1965	13,1	0,08	
21	Margaritze	3,2	122	0,03	1952	44	20	205	5	210	-	1966	39,3	3,4	1966	23	0,09	
58	Bolgenach	8,4	352	0,02	1978	89	98	422	28	450	-	-	-	-	1981	130	mj	
25	Wiederschwing	1,15	115	0,01	1952	153	-	85	-	85	-	-	-	-	1983	85	0,8	
41	Raggal	2,0	261	0,01	1967	160	-	430	-	430	-	-	-	-	1974	155	mj	
44	Stillupp	6,9	531	0,01	1968	69	112	-	-	450	-	1959	56,7	4,9	-	-	0,04	
12	Gerlos	0,76	127,9	0,005	1945	118,4	19,3	-	-	216	-	1956	195	-	-	-	mj	
36	Lutz	0,07	332	~ 0	1959	180	-	475	-	475	-	-	-	-	1974	180	mj	
7	Langmann	0,32	115	~ 0	1924	170	-	200	-	200	-	1926	195	9,0	-	-	mj	

- 1) kein Jahresspeicherbetrieb  
2) ohne Müllüberleitung, da bei vollem Speicher Zulauf nur über Pumpbetrieb möglich  
3) mit Müllüberleitung einschließlich Abarbeitung Mooserboden

Tab. 1 Zusammenstellung hydrologischer Daten und Kennwerte

Erst Ende der 40er Jahre begann dann die Errichtung von Talsperren für echte Jahrespeicher im alpinen Raum, insbesondere die Speicher Wasserfallboden, Weißsee, Mooserboden, Lünensee, Kops, Gepatsch, Durlaßboden und Schlegeis, zu denen in den letzten 10 Jahren noch die Jahrespeicher Finstertal und Samerboden zu zählen sind. Für die letzteren ist allerdings der Beobachtungszeitraum für die Auswertung von Erfahrungen mit Hochwasserentlastungsanlagen noch zu gering. Bei den Jahrespeichern steht zusätzlich auch ein Teil des Nutzinhaltes zum Auffangen der Hochwasserwellen zur Verfügung.

### 3.2.2 Beobachtungsergebnisse

In Tabelle 1 wird zunächst eine Übersicht über die auf den letzten Stand gebrachten Beobachtungsergebnisse gegeben. Dieser Zusammenstellung sind nicht nur die tatsächlich beobachteten Hochwasserereignisse im Vergleich zum Bemessungshochwasser zu entnehmen, sondern auch das Verhältnis des Nutzinhaltes zur jährlichen Zuflußfracht als Speicherkennziffer für die Wirksamkeit des Retentionsraumes.

Es spricht für die Sicherheit der Hochwasserentlastungsanlagen österreichischer Talsperren, daß die Hochwasserereignisse im Beobachtungszeitraum von immerhin bis zu 70 Jahren meist wesentlich unter den der Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage zugrundegelegten Hochwässern liegt. Der Tabelle ist aber auch weiters zu entnehmen, daß die Häufigkeit des Anspringens der Hochwasserentlastungsanlage eindeutig abnimmt, wenn die Speicherkennziffer größer wird. Die graphische Darstellung dieses Zusammenhanges (Abb. 1) läßt erkennen, daß bei jenen Speichern, deren Nutzinhalt größer als etwa ein Viertel der jährlichen Zuflußfracht ist, kaum mehr mit einem jährlichen Anspringen der Hochwasserentlastungsanlage zu rechnen ist.

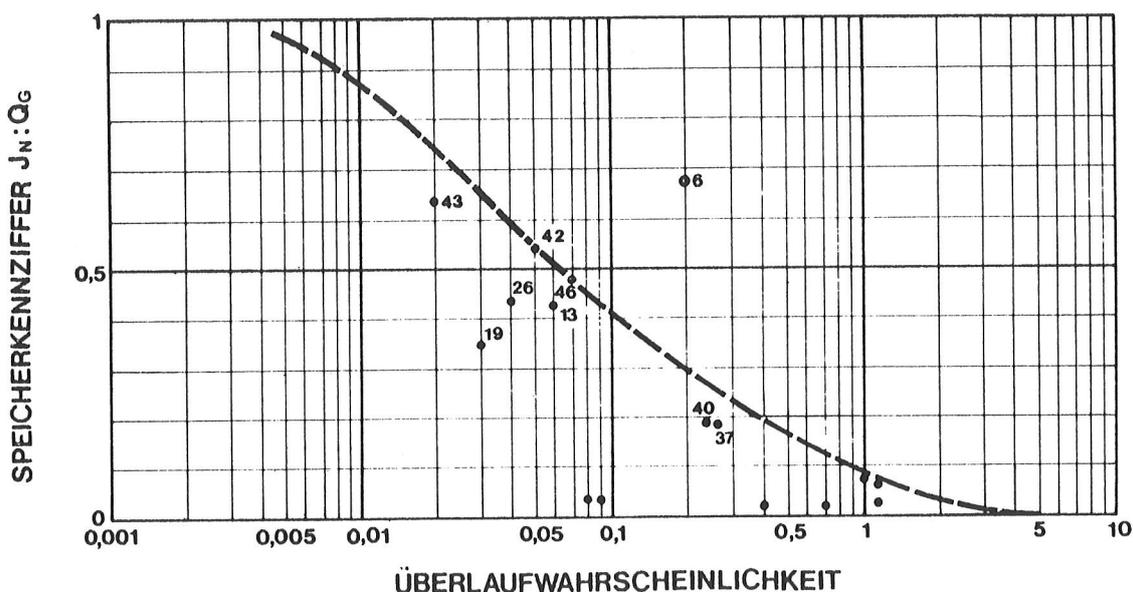


Abb. 1 Die Überlaufwahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von der Speicherkennziffer

Bei Speichern, deren Nutzinhalt größer als etwa die Hälfte der jährlichen Zuflußfracht ist, kann schließlich bis zu einem etwa 25-jährlichen Hochwasserereignis mit einem vollständigen Rückhalt der Hochwasserwelle und damit einem sehr weitgehenden Schutz der Unterlieger vor Hochwässern gerechnet werden. In den beiden folgenden Abschnitten soll nun versucht werden, diese mehr allgemeine Aussage besser zu untermauern.

### 3.2.3 Die Überlaufwahrscheinlichkeit

Die vorliegenden Beobachtungen bestätigen die Erfahrung, daß zwischen der Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Hochwasserzuflußereignisses in den Speicherraum und eines Hochwasserabflußereignisses aus dem Speicherraum ein wesentlicher Unterschied bestehen kann. Für die Speicher Mooserboden, Wasserfallboden, Margaritze und Gmünd wurde diese Überlaufwahrscheinlichkeit bereits früher (Widmann 1974) aus einer 15-jährigen Beobachtungsreihe ermittelt. Nunmehr liegt nicht nur für diese Speicher eine wesentlich längere Beobachtungsreihe vor, sondern ähnliche Beobachtungsreihen konnten auch für einige weitere Speicher ausgewertet werden. Diese Auswertung erfolgt nach dem US-Einheitsverfahren für folgende Daten:

- die maximale Zuflußfracht eines Tages in jedem Beobachtungsjahr bzw. -monat,
- der zur Verfügung stehende Retentionsraum im Speicher am Ende des jeweils betrachteten Zuflußereignisses.

Damit läßt sich die Wahrscheinlichkeit ermitteln, mit der das Stauziel durch ein extremes Zuflußereignis überschritten wird. Die graphische Darstellung dieser Ergebnisse in Abbildung 1 zeigt die eindeutige Abnahme der Überlaufwahrscheinlichkeit mit zunehmender Speicherkennziffer.

Unter der Voraussetzung gleichbleibender Betriebsverhältnisse für die Speicher bestätigen diese Untersuchungen, daß mit zunehmender Speicherkennziffer die hydrologische Sicherheit der Hochwasserentlastungsanlagen größer ist, als auf Grund der Wiederholungswahrscheinlichkeit des Bemessungshochwassers angenommen werden könnte.

Dieses Ergebnis läßt sich aus der Gegenüberstellung des jahreszeitlich unterschiedlichen Auftretens extremer Hochwasserwellen mit dem jeweils im Speicher noch vorhandenen Retentionsraum begründen. Am Beispiel des Speichers Wasserfallboden sind in Tabelle 2 die sich aus der Beobachtungsreihe 1951 - 1983 ergebenden Daten zusammengestellt.

			Juni	Juli	August	September	Oktober	November
HQ <sub>5000</sub>	Fracht	hm <sup>3</sup>	1,56	1,69	1,78	1,16	0,61	0,44
	n 1)	Jahre	nie	nie	5	2,5	6	14
HQ <sub>100</sub>	Fracht	hm <sup>3</sup>	1,03	1,11	1,14	0,72	0,39	0,26
	n 1)	Jahre	nie	nie	9	4	8	20
HQ <sub>10</sub>	Fracht	hm <sup>3</sup>	0,71	0,76	0,75	0,46	0,25	0,16
	n 1)	Jahre	nie	nie	20	6	10	28

1) Alle n Jahre ist der Retentionsraum kleiner als der Inhalt der 1-tägigen Hochwasserwelle

Tab. 2 Speicher Wasserfallboden, Jahresreihe 1951 - 1983, monatliche Hochwasserfrachten und Restspeicherraum

Aus der Tabelle ist zu entnehmen, daß die Hochwasserzuflußfrachten von Juni bis August annähernd gleich groß sind und ab September wesentlich kleiner werden. Da

der Speicher aber erst im September gefüllt ist, ergibt sich dieser Monat als maßgebend für ein eventuelles Überlaufen des Speichers, allerdings bei nur etwa 2/3 der extremen August-Hochwasserspitze. Daß es bisher noch zu keinem Überlauf gekommen ist, erklärt sich aus der geringen Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens extremer Hochwasserereignisse mit einem minimalen Restspeicherraum.

#### 3.2.4 Verminderung des Hochwasserrisikos im Bereich der Unterlieger

Das Hochwasserrisiko unterhalb von Speichern kann daher nach Errichtung des Speichers geringer als vorher sein, wenn das vom Speicher kontrollierte Einzugsgebiet einen wesentlichen Anteil am gesamten Einzugsgebiet erreicht und der Retentionsraum des Speichers ein vollständiges oder teilweises Auffangen der Hochwasserwelle gestattet. Im folgenden soll nun versucht werden, diese an sich selbstverständliche, aber nur qualitative Aussage durch einige Erfahrungswerte zu quantifizieren. Die folgende Tabelle 3 gibt an Hand einiger Beispiele die Erfahrungen in Hinblick auf die Verringerung des Hochwasserrisikos der Unterlieger von natürlichen und künstlichen Seen wieder. Besonders anschaulich ist die letzte Spalte dieser Tabelle, aus der die Verringerung der Hochwasserwahrscheinlichkeit zu entnehmen ist.

##### 3.2.4.1 Natürliche Seen

Für den Einfluß natürlicher Seen, die für die Energieerzeugung bewirtschaftet werden, auf den Hochwasserabfluß steht das Beispiel Achensee (Sommer 1975) zur Verfügung. Der Achensee hat zwar eine relativ große Spiegelfläche, doch kann nur ein relativ kleiner Speicherraum als Hochwasserauffangraum genutzt werden, da im Sommerhalbjahr aus landschaftsästhetischen Gründen nur eine geringe Schwankung der Seespiegelhöhe zulässig ist. Trotzdem konnte in den vergangenen Jahrzehnten durch eine entsprechende Betriebsführung die natürliche Möglichkeit der Retention so genutzt werden, daß fast die gleiche Abminderung des Hochwasserabflusses für die Unterlieger wie bei den großen Jahresspeichern erreicht werden konnte.

##### 3.2.4.1 Künstliche Seen

Die folgenden Überlegungen beziehen sich vor allem auf jene Speicher, deren Überlaufwahrscheinlichkeit sehr gering ist, sodaß im allgemeinen mit einem völligen Rückhalt der Hochwasserwelle gerechnet werden kann. Es ist selbstverständlich, daß unmittelbar unterhalb eines derartigen Speichers praktisch die Hochwassergefahr völlig gebannt ist. Mit zunehmender Entfernung vom Speicher und damit zunehmender Größe des Zwischeneinzugsgebietes wird der Einfluß des Speichers immer geringer werden.

In Tabelle 3 sind Beispiele aus dem Bereich der Speicherkraftwerke Glockner-Kaprun, Zemm-Ziller, Obere Ill und Kaunertal zusammengestellt, wo nun jahrzehntelange Erfahrungen zur Verfügung stehen. Diese Ergebnisse gestatten zumindest für diese Speicherkraftwerke eine Quantifizierung der Verminderung des Hochwasserrisikos der Unterlieger. Bei keinem dieser Speicherkraftwerke sind seit Bestehen der Jahresspeicher größere Hochwasserschadensereignisse aufgetreten. Die Analyse der aufgetretenen Hochwasserwellen und die Wahrscheinlichkeitsberechnung für die Extrapolation nach den gleichen Verfahren, wie sie in der Hydrologie für unbeeinflusste Gewässer allgemein üblich sind, zeigen, daß jedenfalls im praktisch interessierenden Wiederholungszeitraum von 100 Jahren eine wesentliche Verringerung der Hochwassergefahr erreicht worden ist (Abb. 2).

	Flußgebiet	Pegelstelle	Speicher	Einzugsgebiet			HQ <sub>100</sub>				Quelle
				Speicher $E_S$	Pegel $E_P$	$E_S : E_P$	Vor Ausbau	nach Ausbau	Abminderung	frühere Jährlichkeit	
				km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /s		%	Jahre			
1	Seeache	Jaßsteg	Achensee	105	172	0,61	88	55	37	7	N. Sommer Interprävent 1975
2	Kapruner Ache	Kaprun	Wasserfallboden Mooserboden	42	88,1	0,47	90	64	29	12	P. Ganahl Interprävent 1980
3	Ziller	Mayrhofen	Schlegeis	127	612	0,21	579	290	50	13	
4		Zell am Ziller	Stillupp		696,9	0,18	630	380	40	22	
5		Straß (Hart)	Durlaßboden	173	1 095	0,16	700	550	20	21	
6	Möll	Ranigoß	Margaritze	44	74,5	0,60	103	52	49	5	
7	Ill	Partenen	Kops, Silvretta Vermunt	63	103	0,61	264	140	47	-	VIW
8	Faggenbach	Prutz	Gepatsch	107	188,5	0,57	100	40	60	2	TIWAG

Tab. 3 Abminderung des Hochwasserrisikos für Unterlieger von Jahresspeichern

### 3.3 Kritische Beurteilung der Aussagekraft dieser Untersuchungen

Die Grundgedanken dieser Untersuchungen, daß nämlich

- die Überlaufwahrscheinlichkeit einer Hochwasserentlastungsanlage mit zunehmender Größe des bewirtschafteten Speicherraumes im Verhältnis zur Zuflußfracht geringer wird und damit auch
- das Hochwasserrisiko der Unterlieger vermindert wird, solange das Zwischeneinzugsgebiet das vom Speicher kontrollierte Einzugsgebiet nicht um ein Mehrfaches übersteigt,

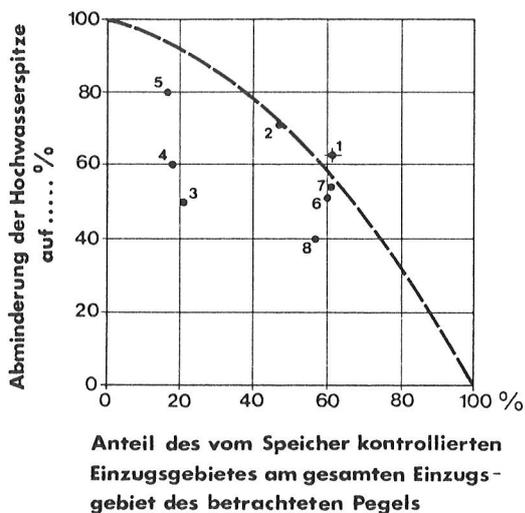


Abb. 2 Verringerung der Hochwassergefahr für Unterlieger von Jahresspeichern

stehen jedenfalls außer Zweifel. Mit der vorliegenden Untersuchung sollte eine Quantifizierung dieser Tendenzen für den alpinen Raum versucht werden. Für die Bestimmung der Überlaufwahrscheinlichkeit dürften nunmehr ausreichende Grundlagen zur Verfügung stehen, sodaß mit ergänzenden Untersuchungen allenfalls Korrekturen im selbstverständlichen Streubereich derartiger Untersuchungen zu erwarten sind. Für die Quantifizierung des Hochwasserrisikos unterhalb von Talsperren auf Grund der vorhandenen Beispiele könnte sich allerdings durch ergänzende Analysen an anderen Flußläufen noch eine Veränderung ergeben.

Alle hydrologischen Berechnungen für unbeeinflusste Gewässer beruhen auf der Extrapolation einer mehr oder weniger langjährigen, von klimatischen Zufälligkeiten, also natürlichen Gegebenheiten abhängigen Beobachtungsreihe. Es ist selbstverständlich, daß die hier zusammengestellten Beobachtungen den gleichen Einschränkungen unterliegen. Andererseits wird die Speicherbewirtschaftung durch den Menschen nach völlig anderen Randbedingungen gesteuert. Richtlinie für diese Speicherbewirt-

schaftung wird aber wohl immer die möglichst vollständige Erfassung des Wasserdargebotes und dessen kontrollierte Abgabe bleiben. Die Ergebnisse aus der Kombination dieser beiden auf unterschiedlichen Voraussetzungen aufbauenden Beobachtungsreihen mögen theoretische Extremfälle nicht verändern, sie geben aber ohne Zweifel ein wahrscheinliches Bild der durch Jahresspeicher verringerten Hochwasserrisiken für die Unterlieger.

Längere Beobachtungsreihen an mehreren Bächen bzw. Flüssen mit Jahresspeichern im Oberlauf würden zweifellos die Aussagekraft erhöhen und vielleicht auch eine Verallgemeinerung zulassen.

An dieser Stelle möchte der Verfasser allen Kollegen danken, die durch Sammlung und Aufbereitung der dieser Übersicht zugrundeliegenden Daten den Bericht erst ermöglicht haben.

#### Literaturangaben

Korber J., Die Entlastungsanlagen der österreichischen Talsperren, Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 20, 1973

Widmann R., Erfahrungen mit Hochwasserentlastungsanlagen österreichischer Talsperren, Österreichische Wasserwirtschaft 1974, Heft 6/6

Plate E., Bemessungshochwasser und hydrologisches Versagensrisiko für Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken, Wasserwirtschaft 1982, Heft 3, S.91 - 97

Blind E., Sicherheit von Talsperren, Wasserwirtschaft 1982, Heft 3, S. 84-90  
ICOLD 1983, Final Report of the Committee on Deterioration of Dams and Reservoirs

#### 4. FLUSS-STAUWERKE

##### 4.1 Der Inn

##### 4.1.1 Die Verlandung der Stauhaltungen des Inn am Beispiel der Innstufen Ering - Frauenstein und Egglfing - Obernberg (H.P.Hack, Innwerke A.G.)

##### 4.1.1.1 Die Feststofffracht des Inn

Der Inn wurde seit den zwanziger Jahren systematisch mit Wasserkraftanlagen ausgebaut. Heute, nach sechzigjährigem Betrieb, besteht am Inn eine geschlossene Kraftwerkskette mit 15 Stauhaltungen, beginnend mit Nußdorf an der österreichisch-bayerischen Grenze bis zur Mündung in die Donau bei Passau. Infolge des langjährigen Betriebes von Staustufen, der eine regelmäßige Erfassung der Gerinnemorphologie ermöglichte, bietet der Inn ideale Voraussetzungen für die Untersuchung der Verlandungsvorgänge an Staustufen.

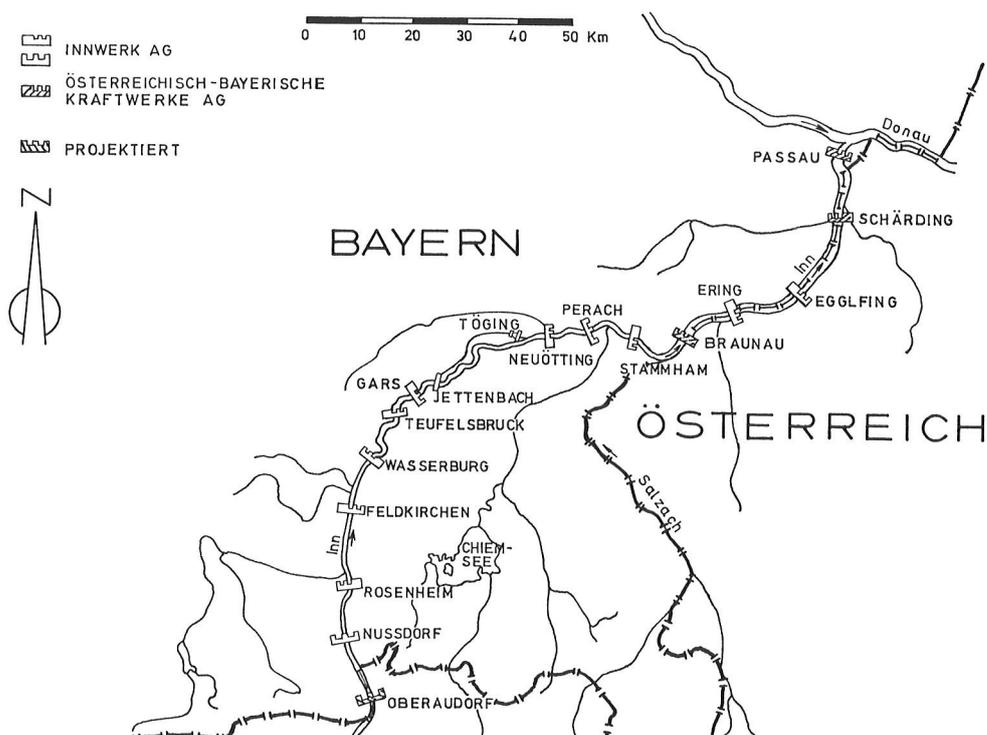


Abb. 1 Lageplan der Staustufen am Inn von der österreichischen Grenze bis zur Mündung in die Donau

Die Feststofffracht des Inn besteht aus der Geschiebefracht und der wesentlich umfangreicheren Schwebstoffführung. Die jährliche Geschiebefracht in Rosenheim liegt bei rd. 120 000 m<sup>3</sup>. Die Schwebstoffführung beläuft sich dagegen auf die etwa zwanzigfache Menge, nämlich 2,6 Mio.m<sup>3</sup> bei Wasserburg und 4,9 Mio.m<sup>3</sup> am unteren Inn bei Braunau.

Geschiebeführung und Schwebstoffe müssen in Stauhaltungen unterschiedlich behandelt werden. Es soll daher zuerst auf die Geschiebefracht eingegangen werden.

### Geschiebe

Seit dem Einstau der ersten Stauhaltung am Inn, des Ausleitungswehres in Jettenbach, muß das Geschiebe an der Stauwurzel der jeweils obersten Stauhaltung durch Baggerung entnommen werden. Mit dem Bau der nächsten Staustufe, der Stufe Wasserburg, wurde die Baggerung 1937 nach Wasserburg verlegt.

Nach dem Einstau der Stufe Ering-Frauenstein wurde auch am unteren Inn die Einrichtung einer Geschiebebaggerung für die Geschiebefracht der bei km 67,6 in den Inn mündenden Salzach erforderlich. Durch den Bau der Stufe Simbach-Braunau im Jahre 1953 verschob sich die Geschiebeentnahme nach oberstrom an die Salzachmündung.

Auch am oberen Inn wanderte die Geschiebeentnahme durch den weiten Ausbau nach oberstrom. Sie wurde von 1960 bis 1982 in Form einer Schrapperung an der Stauwurzel der Stufe Rosenheim durchgeführt. Zur Zeit ist das neue Kraftwerk Nußdorf die Kopfstufe des ausgebauten oberen Inn, so daß die Geschiebeentnahme jetzt dort eingerichtet werden muß.

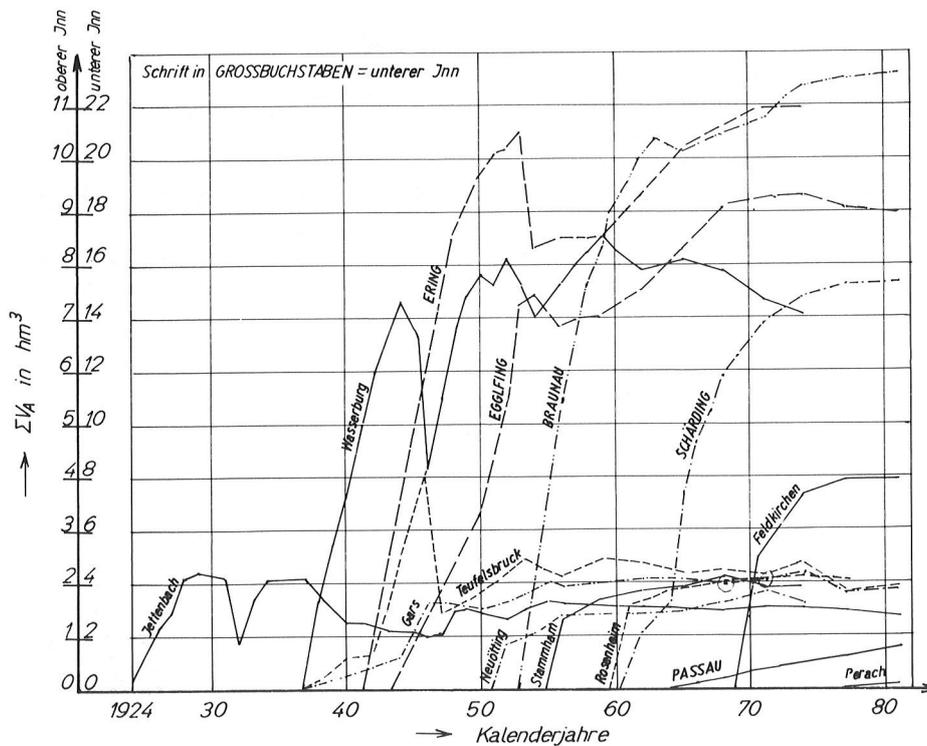


Abb. 2 Veränderung der Staustufen mit Schwebstoffen, dargestellt anhand der Summenlinien der Auflandungsvolumina von 1924 bis 1931.

## Schwebstoffe

Stauhaltungen wirken an einem schwebstoffführenden Fluß wie Absetzbecken in einer Kläranlage. Die Stauräume sind deshalb in kurzer Zeit mit Schwebstoffen bis zu einem Gleichgewichtszustand angefüllt. Wie schnell der Gleichgewichtszustand erreicht wird, kann beurteilt werden, wenn man den zeitlichen Ablauf der Stauräumverlandung in den einzelnen Stauhaltungen des Inn anhand von Summenlinien betrachtet. Die kleineren Stauräume wie Neuötting, Stammham und Rosenheim sind innerhalb von 2 Jahren beinahe gefüllt und bewegen sich nach 5 - 10 Jahren bereits im Gleichgewichtszustand. Bei den größeren Stauräumen wie Ering und Egglfing wurde die Füllung nach ca. 10 Jahren und der Gleichgewichtszustand nach ca. 10 - 15 Jahren erreicht. Bei den beinahe unvorstellbar großen Schwebstoffmengen ist an eine Entfernung der Schwebstoffe durch Baggerung, wie dies beim Geschiebe vollzogen wird, nicht zu denken. Es stellt sich daher die Frage, wie die unvermeidliche Verlandung der Stauräume berücksichtigt werden kann.

### 4.1.1.2 Verlandung von Stauräumen im schwebstoffführenden Fluß

Von den vielen denkbaren Einflüssen auf die Art der Schwebstoffablagerungen erscheint die Staumraumgeometrie als der wichtigste. Aus den langjährigen Betriebserfahrungen mit Stauräumen verschiedenster Gestalt ergaben sich die im folgenden dargestellten Kriterien.

Die ersten Staustufen am Inn wiesen langgestreckte, schmale Stauräume auf, in deren Gerinne der Abfluß auch im gestauten Fluß mit größeren Geschwindigkeiten abläuft. Es stellte sich beim Betrieb der Stauhaltungen heraus, daß der verlorene Querschnittsverlust aus der Verlandung durch den höheren Abflußbeiwert der Schwebstoffsohle und



Abb. 3 Verwilderung des Flußbettes im Stauraum Ering-Frauenstein im Jahre 1953. Rechts unten ist der Beginn des Leitwerkbaues zu erkennen.

die günstige Gerinnegeometrie so weitwettgemacht wurde, daß die beobachteten Wasserspiegellagen nicht wesentlich über den ohne Verlandung berechneten Staukurven zu liegen kamen. Der scheinbar unberücksichtigte Einfluß der Verlandung wurde durch die Gerinnegeometrie kompensiert, denn in langgestreckten, schmalen Stauräumen tritt infolge der höheren Fließgeschwindigkeiten eine selbsttätige Sohlräumung ein, so daß die für große Abflüsse benötigten Fließquerschnitte dann wieder zur Verfügung stehen.

Bei den Stauhaltungen in Wasserburg und am unteren Inn in Ering-Frauenstein und Egglfing-Obernberg liegen die Verhältnisse dagegen ganz anders. Die Stauräume sind 700 - 1600 m breit und bilden regelrechte Stauseen.

Diese überbreiten Stauräume führten zu einer vollständigen Verwilderung des Flußbettes, d.h. zu einer hydraulisch sehr ungünstigen Aufspaltung des Flusses in mehrere Arme und Inseln. Die in den langgestreckten Stauräumen beobachtete Sohlräumung kann bei der aufgetretenen Verwilderung des Flußbettes nicht mehr vorausgesetzt werden. Es wurden daher in den breittläufigen Stauhaltungen Regulierungsmaßnahmen erforderlich. Durch den Einbau von Leitdämmen wurde der Fluß wieder auf das alte Flußbett zurückgedrängt und erhält sich seitdem sein Bett selbst.

Dies wird auch durch Peilungen bestätigt, die während des Hochwassers 1954 in Ering und des Hochwassers 1965 in Rosenheim durchgeführt wurden. Die Hochwasserspitze des Inn steigt sehr schnell innerhalb von einem oder wenigen Tagen an. Genauso schnell erfolgt der Sohlabtrag während des Hochwassers, aber auch die Wiederanlandung der Sohle bei Rückgang des Hochwassers. Damit steht der für den Abfluß bei Hochwasser benötigte größere Fließquerschnitt bei Bedarf zur Verfügung.

#### 4.1.1.3 Auswirkungen der Stauraumverlandung nach 40-jährigem Betrieb der Staustufen Ering-Frauenstein und Egglfing-Obernberg

Die Staustufen Ering-Frauenstein und Egglfing-Obernberg wurden zu Beginn der vierziger Jahre gebaut. Die Staustufe Ering wurde 1942 eingestaut, die Staustufe Egglfing 1944, so daß jetzt mit diesen beiden Staustufen 40 Jahre Erfahrung für den Betrieb von Staustufen im schwebstoffführenden Fluß vorliegen.

##### Ausmaß der Verlandung

Die Staustufe Ering ist am unteren Inn bei Fluß-km 48,0 gelegen. Der Stauraum weist eine Länge von 13,1 km auf, das Stauraumvolumen betrug beim Einstau 38,4 hm<sup>3</sup>. Der Stauraum mißt an der breitesten Stelle 1.617 m.

Die Staustufe Egglfing ist bei Inn-km 35,3 gelegen. Der Stauraum weist eine Länge von 12,7 km, einen Staurauminhalt von 36,3 hm<sup>3</sup> und eine größte Breite von rd. 960 m auf.

Die Verlandung der Staustufen begann mit dem Einstau und hatte in Ering nach rd. 10 Jahren das Maximum mit 21 hm<sup>3</sup> erreicht. Im Jahre 1981 betrug das Volumen der Anlandung 18 hm<sup>3</sup>.

In der Staustufe Egglfing schritt die Verlandung etwas langsamer voran, da sie Unterlieger von Ering ist. Auch hier war der Gleichgewichtszustand nach etwa 10 Jahren mit 15 hm<sup>3</sup> Staurauminhalt erreicht. Heute beträgt das Stauraumvolumen 18 hm<sup>3</sup>.

Betrachtet man die Querprofile der regelmäßig durchgeführten Stauraumpeilungen, so findet man in Ering 1 km oberhalb des Wehres im Jahre 1953 das ursprüngliche Flußbett vollkommen verlandet vor. Der Fluß hat sich aus der Flußmitte in zwei Seitenrinnen am linken und am rechten Ufer verschoben. Auch das Querprofil 3 km oberhalb des Bauwerks



Abb. 4 Luftaufnahme vom Stauraum Ering-Frauenstein vom 27.3.1982. Am rechten Bildrand ist die Staustufe bei Inn-km 48,0 gelegen. Der Stauraum ist von km 48,0 bis km 56,0 abgeildet. Das Leitwerk am rechten Ufer beginnt bei km 56 und schirmt auf 3 km Länge die Hagenauer Bucht vom Hauptgerinne des Inn ab. Das Leitwerk am linken Ufer reicht von km 56 bis km 50,6 und grenzt die Hauptgerinne gegen die Mühlauer Bucht ab. An der breitesten Stelle, in der Hagenauer Bucht, ist der Stauraum rd. 1,6 km breit. Das Hauptgerinne des Inn weist eine durchschnittliche Ausbaubreite von 200 m auf.

zeigt ein ähnliches Bild, in der Mitte des Gerinnes eine mächtige Anlandung, der Abfluß findet am linken und am rechten Ufer in neu gebildeten Seitenrinnen statt. Diese Sohlpeilungen ließen befürchten, daß bereits Anfang der fünfziger Jahre der Freibord zur Abfuhr des Hochwassers nicht mehr ausreichen würde. Deshalb wurden damals Baumaßnahmen zur Sicherung der Abflußtüchtigkeit der Stauräume begonnen.

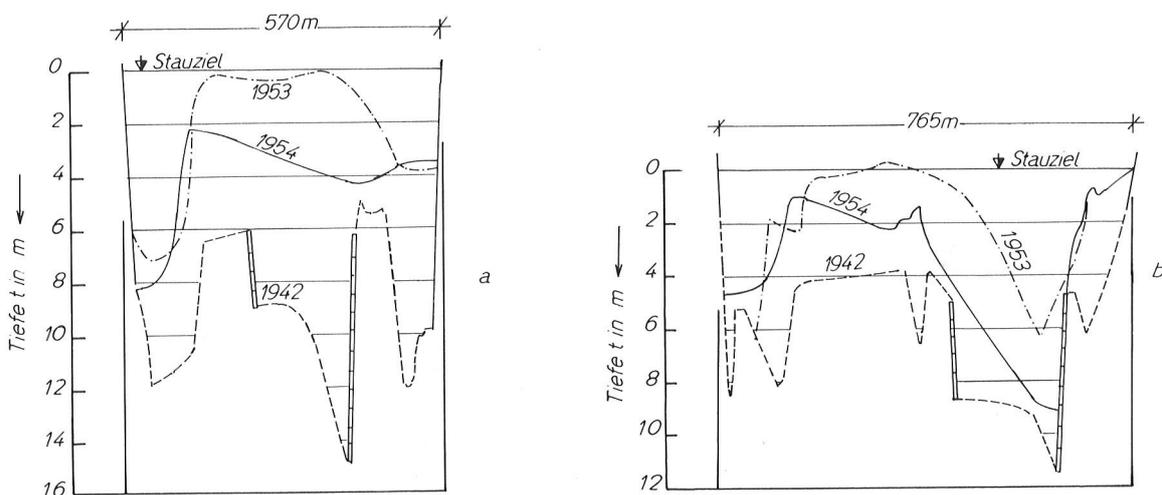


Abb. 5 Querprofile im Stauraum Ering-Frauenstein bei km 49,0 und km 51,0. Durch den Bau des Leitwerkes konnte das Hochwasser 1954 einen Teil des damaligen Flußbettes wieder freispülen.

#### Baumaßnahmen zur Stauraumgestaltung

An der Stauwurzel der Stufe Ering lagerte sich damals die Geschiebefracht der Salzach ab, da das Kraftwerk Ering die erste Stufe nach der Salzachmündung in den Inn war. So standen aus der Geschiebeabaggerung an der Stauwurzel große Kiesmengen als Baustoff zur Verfügung. Mit den anfallenden Geschiebemassen wurden Anfang der fünfziger Jahre längs der alten Flußufer Leitdämme geschüttet. Die Leitdämme sollten eine weitere Verwilderung des Flußbettes in Seitenarme und Hinterrinnen verhindern und außerdem ein Freispülen des ehemaligen Flußbettes beim nächsten Hochwasser ermöglichen.

Das Katastrophenhochwasser am 9.7.1954 entsprach mit der maximalen Wasserführung von  $5.870 \text{ m}^3/\text{s}$  einem 90-jährigen Hochwasserereignis. Die bei diesem Katastrophenhochwasser gemessenen Wasserspiegel lagen nur geringfügig über der berechneten Wasserspiegellage. Das ehemalige Flußbett hatte sich durch die Einwirkung der frisch gebauten Leitdämme größtenteils wieder freigespült, so daß die Abflußquerschnitte zur Abfuhr des Hochwassers wieder zur Verfügung standen.

In der stromab liegenden Stufe Egglfing vollzog sich die Verlandung etwas langsamer. Außerdem standen hier die Kiesmassen aus der Geschiebeabaggerung nicht zur Verfügung,

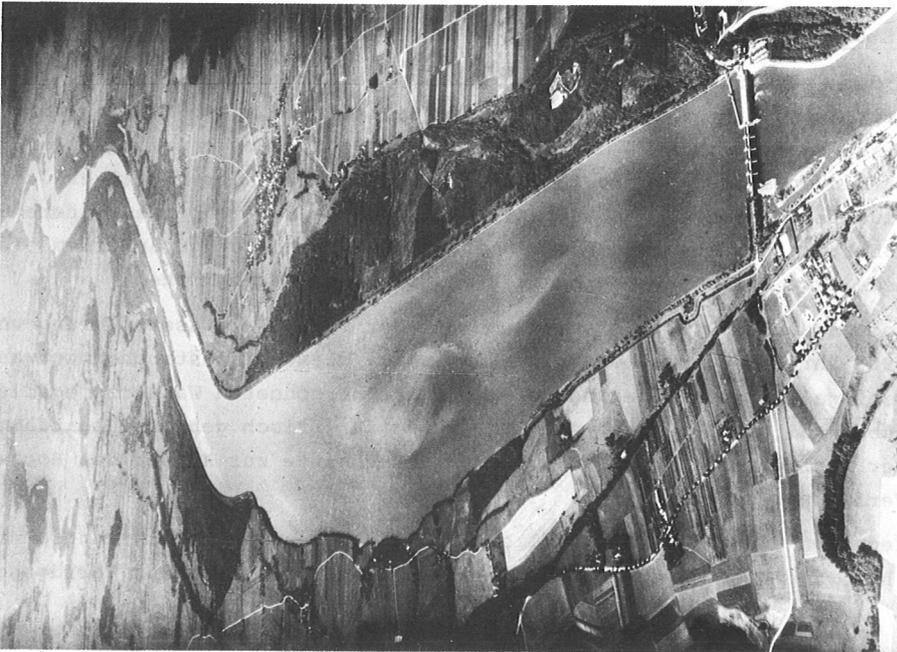


Abb. 6 Luftaufnahme vom Stauraum Egglfing-Oberberg aus dem Jahr 1962. In der Wasserfläche des rd. 5 km langen und 1 km breiten Stausees sind noch keine Anzeichen von Verlandung zu erkennen.



Abb. 7 Luftaufnahme vom Stauraum Egglfing-Oberberg aus dem Jahre 1983. Durch die Schwefelstoffablagerungen hat sich in der Mitte des Stausees eine Insel gebildet. Am oberen Bildrand ist der Beginn des neuen Leitwerkes zu erkennen.

so daß für den Bau von Leitwerken vorläufig die Flechtzaunbauweise gewählt werden mußte. Außerdem vollzog sich hier die Verlandung langsamer, da zuerst die oberliegenden Stauräume Ering und später Braunau gefüllt wurden. Da mit der Flechtzaunbauweise die Gebiete größerer Wassertiefe nicht mit Leitwerken ausgestattet werden konnten, sich in Egglfing aber in den letzten Jahren eine zunehmende Verwilderung des Flußbettes abzeichnete, wird dort seit 1982 der Leitwerksbau durch eine Schüttung aus Kies wieder vorangetrieben.

Aus dem langjährigen Verhalten der Stufen Ering und Egglfing folgt, daß ein abflußtüchtiger Flußschlauch durch den Bau von Leitwerken auch in Stauräumen mit starker Verlandung erhalten werden kann. Die landseits der Leitwerke gelegenen Vorländer können dann der Verlandung überlassen werden, da sie nur mehr wenig zum Abfluß beitragen.

#### Ökologische Auswirkungen der Stauraumverlandung

Durch die Konzentration des Abflusses infolge der Leitwerke auf den Flußschlauch können die Vorländer weitgehend sich selbst und damit einer raschen Verlandung und der natürlichen Sukzession überlassen werden. Dadurch entstehen zunächst Flachwasserzonen und Inseln und mit fortschreitender Verlandung neue Auwaldgebiete. Diese Entwicklung kam insbesondere der Vogelwelt so zugute, daß die Stauseen am unteren Inn heute zu den international bedeutsamen Wasservogelzentren zählen. Sie sind als Europareservate vorgesehen. Die Artenzahl der Wasservögel vermehrte sich von etwa 25 vor dem Einstau auf rd. 100 Arten danach. Die Innstauseen zeigen dadurch, daß mit dem Einfluß der Technik auf die Natur auch eine Vermehrung der Artenvielfalt erreicht werden kann. Mit der Vervierfachung der Artenzahl ging auch eine Vervielfachung der Anzahl von Wasservögeln einher. In den Innstauseen finden sich Tausende von Wasservögeln ein. Bis zu einem Viertel aller auf bayerischen und österreichischen Gewässern durchziehenden und rastenden Wasservögel sammelt sich auf der Fläche dieser Stauseen. Sie nehmen damit eine Schlüsselstellung im mitteleuropäischen Wasservogelschutz ein, so daß diese Gebiete bereits als Naturschutzgebiet ausgewiesen werden konnten.

#### 4.1.1.4 Zusammenfassung

Das Langzeitverhalten von Stauhaltungen unter extremer Verlandung kann an den Staufstufen des Inn besonders gut studiert werden, da hier maximal sechzig- und bei den betrachteten Stufen Ering und Egglfing vierzigjährige Betriebserfahrung vorliegt. Es zeigt sich, daß der Gleichgewichtszustand der Verlandung bereits nach wenigen Jahren erreicht wird. Die Abflußtüchtigkeit der Stauräume kann bezüglich der Schwebstoffverlandung durch stauraumgestaltende Baumaßnahmen erhalten werden.

#### Literaturverzeichnis

- Ahammer H. Die Verlandung der Stauhaltungen des Inn -Versuch einer rechnerischen Erfassung des zu erwartenden Gleichgewichtszustandes- Die Wasserwirtschaft, Heft 2, Februar 1979.
- Ahammer H. Ergebnisse der Stauraumverlandung des Inn. Bericht über die VIII. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen Regensburg 1975, Nationalkomitee der Bundesrepublik Deutschland für das internationale hydrologische Programm der UNESCO Koblenz 1977.

#### 4.1.2 Das Verhalten der Innkraftwerke Braunau-Simbach, Schärding-Neuhaus und Passau-Ingling

(A.Guggenberger, Österreichisch - Bayrische Kraftwerke A.G.)

##### 4.1.2.1 Einleitung

###### Lage der Bauwerke

Am unteren Inn wurde in den Jahren 1950 bis 1966 die restliche Flußstrecke mit den oben angeführten Kraftwerken ausgebaut. Somit wird die gesamte Flußstrecke des Inn von der Salzach-Mündung bis zum Zusammenfluß von Inn und Donau bei Passau durch Kraftwerke genutzt. Alle diese liegen in einer offenen Flußlandschaft. Für die Stauraumbegrenzungen konnten teils natürliche Hochufer herangezogen werden, teils mußten entsprechend lange Begleitdämme aufgeschüttet werden.

<u>Stauufen ÖBK</u>	<u>Talsperren-</u> <u>statistik Nr.</u>	<u>Baujahr</u>	<u>Vollstau</u>	<u>Bauart</u>	<u>Maschinen-</u> <u>achse</u>
Braunau-Simbach	201	1951 - 1954	06.05.54	Niedere	Vertikal
Schärding-Neuhaus	204	1958 - 1962	08.05.62	Niedere	Vertikal
Passau-Ingling	205	1962 - 1966	04.02.66	Niedere	Vertikal
<u>Stauufen Innwerk</u> <u>Aktiengesellschaft</u>					
Ering/Frauenstein	202	1939 - 1942	01.09.42	Niedere	Vertikal
Eggfing/Obernberg	203	1941 - 1944	07.11.44	Niedere	Vertikal

Tab. 1 Bauwerke

###### Gründungen

Die Gründungen dieser Kraftwerksanlagen waren verhältnismäßig einfach, weil unmittelbar tertiärer Schieferton der Molassezone (Schlier) ansteht. Bei der Krafthausanlage Passau-Ingling konnte auf dem anstehenden Fels gegründet werden. Die Sporne der Wehranlagen und Krafthausfundamente greifen direkt in den Schlier ein und sind oberwasserseitig zusätzlich mit Spundwänden gesichert. Der wasserundurchlässige Schlier ließ keinen bedeutsamen Sohlenwasserdruck erwarten. Dies bestätigen auch die laufenden Kontrollmessungen in den dafür vorgesehenen Meßrohren, die in den Wehrpfeilern, im Trennpfeiler sowie im Widerlager eingebaut wurden.

##### 4.1.2.2 Hochwasserabfuhr

###### Wehrbetrieb

Bei allen Stauufen der ÖBK sind für die Abführung nicht verwertbaren Wassers jeweils 5 Wehrfelder von 23 m Breite vorgesehen. Die Auslegung erfolgte so, daß jeweils 4 Wehröffnungen in der Lage sind, ein 500jähriges Hochwasser

(HHQ 6.200 m<sup>3</sup>/s) abzuführen. Die Regulierung der Wasserstände erfolgt durch Doppelhakenschützen, die ineinandergefahren als Paket über den Höchstwasserspiegel hochgefahren werden können und somit das ganze Wehrfeld freigeben. Gleich nach Inbetriebnahme der Stufe Braunau-Simbach im Jahre 1954 erreichte der Inn ein HHQ von 5.700 m<sup>3</sup>/s. Das Hochwasser konnte problemlos über die Wehranlage abgeführt werden.

#### Vereisung

Bei großer Kälte vereisen bei allen Stufen die Wasseroberflächen. Im Oberliegerkraftwerk Braunau-Simbach bildet sich eine kompakte Eisdecke - bedingt durch den Zufluß der ungebändigten Salzach - relativ spät. Erst bei länger anhaltender Temperatur von -15 bis -20<sup>o</sup> vereist auch dieser Stauraum. Im Stauwurzelbereich der Salzach kann sich dann ein gewaltiger Eisstoß bilden, der bis zu 80 km in die Salzach reicht. Die Höhe der Eisüberlagerung beträgt bis zu 3 m am Entstehungspunkt. Langjährige Erfahrungen haben gezeigt, daß bei einem radikalen Wetterumschwung - meist verbunden mit einem raschen Anstieg der Wasserführung - die Eismassen von oben her sehr rasch wieder abgebaut werden. Das ansteigende Wasser, das einige Zehntel Grad wärmer ist, fließt unter der vor dem Kraftwerk meist noch geschlossenen Eisdecke problemlos auf die Turbinen zu und wird mit diesen abgearbeitet. Wird das Schluckvermögen der Turbinen überschritten und somit eine zusätzliche Wasserabfuhr über die Wehranlage notwendig, so werden je nach Bedarf 1 - 2 Wehrverschlüsse, die für den Eisbetrieb besonders ausgestattet sind, im Paket geöffnet.

Um einen sicheren Betrieb der Wehrverschlüsse bei Vereisung zu gewährleisten, wird eine entsprechende Zahl von Wehrfeldern mittels Druckluftberieselung eisfrei gehalten.

#### 4.1.2.3\_Kolke--

##### Kolkbildung

Die Entstehung von Auskolkungen durch den Kraftwerksbetrieb wurde durch Modellversuche in der betriebseigenen Versuchsanlage der Innwerk AG in Töging/Inn studiert.

##### Kolkschutzmaßnahmen

Vor den Turbinen- und Wehreinläufen wurde der tief in den Schlier eingreifende Fundamentsporn mit Spundwänden gedichtet. Zusätzlich wurde diese Bauwerkskante noch durch einen 5 m breiten und 1 m starken Betonquaderstreifen gesichert. Im Auslaufbereich der Turbinen, wo Kolke nicht zu erwarten sind, wurden zur Sohlenglättung und Strömungsberuhigung 60 cm starke Betonplatten verlegt. Diese reichen ab dem Saugschlauchende noch ca. 25 m ins Unterwasser und binden ebenfalls mit einem Sporn an die natürliche Flußsohle an.

Im Bereich der Wehrausläufe wird der anstehende Schlier von 1 bis 2 m hohen Schichten überlagert. Die Bauwerkskante des unterstromigen Wehrfundaments greift hier wiederum mit einem tiefen Sporn in den Schlier ein. Eine weitere Sicherungsmaßnahme der Wehrauslaufstrecke wurde wegen der sehr festen Schlierschichte nicht durchgeführt. Im Wehrbereich wurde zur Energievernichtung eine 1 m hohe Schwelle eingebaut.

#### Ausmaß der Kolke

Das Ausmaß der Auskolkungen wird lt. Wasserrechtsbescheid jährlich mittels Echolotpeilung ermittelt und ausgewertet. Ein System bei der Kolkbildung ist kaum erkennbar, weil immer wieder andere Verhältnisse bei den einzelnen Hochwasserabläufen vorherrschen (Wehrstellungen). Nach 30jährigem Betrieb kann man feststellen, daß im allgemeinen die versuchsweise ermittelte Auskolkungslinie nicht erreicht wird. Wohl können sich durch besondere Wirbelbildungen in einzelnen Bereichen tiefere Kolkstellen ergeben, sie sind aber für die Standsicherheit des Bauwerkes keine Gefahr. Stärkere Ausräumungen, die meist nach größeren Hochwasserabläufen auftreten, werden vorsorglich mit großen Bruchsteinen (Stückgewicht ca. 1 to) bzw. Unterwasserbeton aufgefüllt.

#### 4.1.2.4. Stauraumverlandung

Bei der Planung der Hochwasserdämme wurde eine erwartete Auflandung durch Schwebstoffe bereits berücksichtigt. So liegen die Dammkronen der den Stauraum begleitenden Hochwasserdämme 1.2 - 2.0 über dem HHQ. Diese Auflandungslinie wurde in fast allen Stauräumen erreicht. Sie stabilisiert sich mit geringen Veränderungen.

Beim Oberlieger KW Braunau-Simbach ergeben sich durch den Zufluß der unverbauten Salzach an der Stauwurzel größere Kiesablagerungen. Um in diesem Bereich Wasserspiegelanhebungen durch diese Kiesablagerungen zu vermeiden, werden hier jährlich ca. 100.000 m<sup>3</sup> Kies gebaggert. Dies geschieht in Eigenregie mittels eines Eimerkettenschwimmbaggers. Der Abtransport des Baggergutes erfolgt mit 5 selbstfahrenden Bodenklappschuten von jeweils ca. 100 m<sup>3</sup> Fassungsraum. Der anfallende Kies wird in einer dafür vorgesehenen Bucht verkippt. Von dort wird der Kies jetzt laufend für größere Straßenbauvorhaben wieder entnommen.

Um die Selbstausräumung der Auflandungen im breiten Mündungsbereich von Inn und Salzach zu unterstützen, wurden in diesen Bereichen überflutbare Kiesleitdämme eingebaut. Sie engen den Abflußquerschnitt soweit ein, daß eine Ausräumung der Schlickauflandungen durch die Schleppkraft des Wassers erfolgt.

#### 4.1.2.5. Wasserdurchtritte

Wasserdurchtritte im Bereich des Hauptbauwerkes sind wegen des wasserundurchlässigen Schlieruntergrundes kaum festzustellen. Bei der am Inn vorherrschenden Flachbauweise der Kraftwerke treten gelegentlich Durchsickerungen durch die befahrbare, fast ebene Krafthausdecke auf. Sie werden durch Reparatur der Dachisolierung und Verpressen der feinen Sinterfugen mit einem entsprechenden Kunstharz so gut als möglich behoben.

Hauptursache dieser feinen Wasserdurchtritte dürften hauptsächlich die großen Schwingungen sein, die beim Vollastbetrieb der Turbinen-, Wehr- und Krananlagen auftreten. So konnte festgestellt werden, daß gerade in den Deckenbereichen mit den großen Aussparungen für die Generatorhauben die Kunststoff-Opanoldichtungen im Bereich der Kranschien den großen Schwingungen nicht optimal gewachsen sind. Wasser, das an diesen beschädigten Dichtungen einsickert, tritt dann oft weit weg vom Einsickerungsort durch vorhandene Bauwerksrisse aus.

#### Hochwasserdämme, Ufersicherungen

Durch entsprechende Baumaßnahmen versucht man, Wasserdurchtritte bei Hangböschungen, Hochwasserdämmen usw. möglichst zu unterbinden. Dies weniger wegen der Wasserverluste, sondern wegen des Einflusses auf den Grundwasserspiegel des eingedeichten Hinterlandes. Die anfängliche Durchsickerung der Kies-schutzdämme ist für die Standsicherheit dieser belanglos. Zur Kontrolle der Durchsickerung wurden bei den Dämmen Ranshofen und Kirchdorf Meßrohre eingebaut. Die Beobachtungen ergaben, daß durch den Schwebstoffeintrag nach kurzer Zeit die Dammkörper dicht wurden und ein Teil der Sickergräben austrockneten. Bei den Dämmen Seibersdorf, Haiming und Überackern, die schon in den Stauwurzelbereich hineingreifen, erfolgt bei großen Hochwässern noch eine Durchsickerung. Dies wohl deshalb, weil bei diesen Dämmen eine Dichtung des Dammgefüges durch die Schwebstoffe erst erfolgt, wenn oftmalige hohe Wasserstände an den Böschungsbetonplatten anstehen. Dies ist aber sehr selten der Fall.

Aus Sicherheitsgründen wird deshalb ab einer Wasserführung  $Q > 2.500 \text{ m}^3/\text{s}$  am KW Braunau-Simbach eine tägliche Dammbegehung durchgeführt. Ab dieser Wasserführung werden die Vorländer überflutet. Bei den unmittelbar an das KW Braunau-Simbach anschließenden Dämmen Ranshofen und Kirchdorf erfolgt die Dammkontrolle täglich durch einen Damngeher.

Wo natürliche Hochterrassen keine Dammbauten erforderlich machten, wurden die Böschungen ähnlich wie bei den Dämmen mit Böschungsbetonplatten mit aufgesetzten Wellenbrechern geschützt. Eine recht unzugängliche Steiluferteilstrecke wurde mit Torkretbeton versehen. Dieser Uferschutz wurde beim bisher größten HHQ von ca.  $5.700 \text{ m}^3/\text{s}$  im Jahr 1954 - gleich nach Inbetriebnahme des Kraftwerkes Braunau-Simbach - stark beschädigt. Am Hochufer selber entstanden wegen des sehr festen Hangmaterials keine wesentlichen Schäden. Der leicht ausgeschwemmte Böschungsbereich wurde mit einem Steinwurf gesichert.

Eine gewisse Gefahr bildet bei hoch eingestauten Staudämmen starke Vereisung. Durch den gewaltigen Eisdruck kann es zu Verschiebungen der Böschungsbetonplatten und des dahinterliegenden, meist gefrorenen Dammkörpers kommen. Durch den 10 - 12 m hohen Wasserdruck kann bei solchen Verschiebungen schlagartig eine größere Wassermenge durch den ansonsten dichten Damm austreten. Durch Einbringen von Schlacke an der Durchsickerungsstelle dichtet sich die Bruchstelle rasch wieder. Umsicht ist hier aber vonnöten, denn nur zu leicht könnte es so zu größeren Ausspülungen im Dammkörper bzw. zum Durchbruch des Wassers kommen. Begünstigt werden solche Eisdruck-Verschiebungen durch die vorhandenen stufenförmigen Wild- und Faltbootausstiege. Um dieser Gefahr zu begegnen, werden besonders gefährdete Staudämme bei sehr starker Eisbildung täglich begangen. Durch eine bessere, dem Eisdruck weniger Widerstand entgegengesetzte Ausführung der Ausstiege könnten diese Schwachstellen vermieden werden.

#### 4.1.2.6 Rückstaudämme

##### Grundwasserverhältnisse

Um beweiskräftige Unterlagen über die Grundwasserstände zu erhalten, wurden alle Rückstaugebiete mit einem Netz von Grundwasserbeobachtungsstellen überzogen. Da

diese Grundwasserspiegellagen schon vor Einstau bekannt sein müssen, wurden die Beobachtungsbrunnen schon 2 Jahre vor Einstaubeginn erstellt und laufend beobachtet. Die Grundwasserganglinien geben einen genauen Verlauf über eventuelle Grundwasseranhebungen während des Einstaues und der Betriebszeit. Typisch für diese Ganglinien war ein allgemeiner Anstieg in gewissen Bereichen während des Einstaues, der sich aber im Lauf der Zeit wieder stabilisierte.

Reichten die begleitenden Baumaßnahmen, wie Sickergräben, Vorflutverbesserungen der Entwässerungssysteme für eine Verhinderung des Grundwasseranstieges durch den Einstau nicht aus, so wurde durch Vertiefung dieser Entwässerungen Abhilfe geschaffen. In Extremfällen, wo eine Vernässung nicht vermieden werden konnte, wurde im Einvernehmen mit der zuständigen Behörde entsprechend entschädigt.

#### Landwirtschaft

Unterhalb der Inn-Salzachmündung durchfließt der Inn ein relativ breites Flachlandgebiet. Die den Flußlauf begleitenden breiten Aulandschaften gehen dann über in Nieder- und Mittelterrassen, auf denen intensive Landwirtschaft betrieben wird. Bis zu diesen Terrassen konnte sich früher der Inn bei Hochwässern ausbreiten.

Beim Bau der Kraftwerke in diesem Flachlandbereich waren, wo keine natürlichen Hochufer anstanden, entsprechende Staudämme notwendig. Die Achsabstände dieser Dämme bzw. Hochuferstrecken wurden so gewählt, daß ein 500jähriges Hochwasser von  $Q=6.200 \text{ m}^3/\text{s}$  im eingeschnürten Flußbett abgeführt werden kann. Im rückwärtigen Staurationsbereich sind dadurch breitere natürliche Austreifen erhalten geblieben, die nach wie vor bei Hochwasser überflutet werden. Diese Vorlandbereiche können weiterhin wie früher zur Streu- und Holzgewinnung genutzt werden. Die eingedeichten, landseitig der Staudämme liegenden landwirtschaftlichen Flächen wurden insofern aufgewertet, als sie nicht mehr überflutet werden und der Grundwasserspiegel durch entsprechende Maßnahmen so geregelt werden konnte, daß er für den Bauern akzeptabel war.

#### Tierwelt an den Staueen

Im Staurationsbereich, besonders im Mündungsgebiet von Inn und Salzach, landen die meisten früheren Vorländer langsam wieder auf. Durch die großflächigen Flachwasserzonen entstanden so für eine Vielzahl von Wasservögeln ideale Bedingungen. Auch der Versuch, Biber hier wieder heimisch zu machen, scheint zu gelingen. Über das vielfältige Leben im Mündungsbereich wurden schon viele Artikel veröffentlicht. Auch das Fernsehen berichtete schon mehrmals über dieses herrliche Gebiet. Es sind Bestrebungen im Gange, dieses Gebiet unter Naturschutz zu stellen. Auch im Rückstaugebiet des KW Schärding-Neuhaus entstanden ähnlich gute Verhältnisse für die Vogelwelt.

#### Hangquellen

Durch die Errichtung des Kirchdorfer Staudammes bei dem Kraftwerk Braunau-Simbach wurden die dort aus der Hochterrasse austretenden Hangquellen am natürlichen Abfluß in den Inn gehindert. Diese Hangquellen sowie die hinter dem Staudamm vorhandenen Altwässer und Auquellen werden über ein Entwässerungssystem ins Unter-

wasser des Kraftwerkes ausgeleitet. Die Quellwässer sind sehr eisen- und manganhaltig und flocken gleich nach dem Austritt durch die Einwirkung von Luft und Eisenbakterien aus. Sie bilden flechtenartige, rostfarbige Ablagerungen im Böschung- und Sohlbereich der Gerinne. Diese Ablagerungen erstrecken sich bis auf ca. 1 km Länge quellabwärts, verfärben das Wasser rostbraun und beeinträchtigen in diesem Bereich auch den Fischbestand. Durch Vereisung, Stürme und bei Reinigungsarbeiten schwimmen diese Bakterienflechten teilweise auf und treiben so immer weiter in den Unterlauf der Entwässerungssysteme ab. Um dem Einhalt zu gebieten, wurde viel unternommen. Die Vorschläge eines Gutachters zur Beseitigung des Übels, wie rechtzeitige Ausflockung über Kalkzugabe und Sedimentierung in speziellen Becken waren nicht zielführend. Nach langen Versuchen wurden dann diese verockerten Wässer an geeigneter Stelle direkt in den Inn gepumpt. Über eine Heberleitung wird außerdem Innwasser in das Entwässerungssystem geleitet und so die Wasserqualität wieder verbessert.

Diese Eisenausflockungen waren schon immer vorhanden, sie liefen früher frei in den Inn aus. Sie wurden von den laufenden Hochwässern abgeschwemmt und traten dadurch kaum in Erscheinung.

Bei ähnlichen Situationen könnten solche Mißstände insofern vermieden werden, wenn man das Entwässerungssystem groß genug auslegt. Bei großen Wasserführungen, wo das überschüssige Wasser über die Wehranlage abgeführt werden muß, könnte man die jeweiligen Sicker- und Wassergräben über ein Überlaufbauwerk aus dem Stauraum laufend mit größeren Wassermengen durchspülen. Eine gewisse Grundwasserspiegelanhebung im unmittelbaren Bachbereich müßte dafür kurzfristig in Kauf genommen werden.

#### 4.1.2.7. Geschwemmsel- und Wohlstandsmüllbeseitigung beim Kraftwerk Braunau-Simbach

Die 1954 in Betrieb genommene Kraftwerksanlage Braunau-Simbach ist die erste Staustufe nach dem Zusammenfluß von Inn und Salzach. Während der Oberlauf des Inn zur Gänze durch Kraftwerke verbaut ist, befinden sich im Salzachbereich bis in den Raum Salzburg keine Kraftwerke. Bei Hochwasser werden in diesem ca. 80 km langen Flußbereich noch zahlreiche Uferstrecken und Auegebiete überflutet. Alles schwimmfähige Material aus diesen Retentionsräumen wird letztlich bei der Staustufe Braunau-Simbach angeschwemmt. Da Auegebiete und Flußläufe leider immer noch als Müllablagerungsplätze mißbraucht werden, landet auch dieser Müll in großen Mengen vor der Stauanlage. Bei den Oberliegerkraftwerken Urstein (Salzach) und Bad Reichenhall (Saalach) wird das anfallende Treibgut über die Wehranlage weitergeleitet. Das Einzugsgebiet dieser beiden Kraftwerke reicht weit bis ins Alpenvorland hinein. Durch die Abtriftung des Schwemmgutes bei den beiden Stufen wird auch dieses Treibgut beim Kraftwerk Braunau-Simbach zusätzlich angeschwemmt. Ein gewisser Anteil des Schwemmgutes besteht aus Wohlstandsmüll. Die Tendenz für diese Müllart ist steigend. Vom Kraftwerksbetreiber muß angeschwemmtes Material aus dem Fluß entnommen werden.

Bei Wasserführungen bis  $1.400 \text{ m}^3/\text{s}$  sammelt sich vor dem Rechenlauf täglich im Mittel ca.  $15 \text{ m}^3$  Schwemmgut. Bei diesem Schwemmgut ist der Anteil des Wohlstandsmülles relativ hoch. Mit der dafür vorgesehenen Rechenreinigungsmaschine werden diese Abfälle entfernt und mit Loren auf eine Deponie gefahren. Bei steigenden Wasserführungen nimmt der Geschwemmselanfall - vor allem der Holzanteil - rapid zu. Es kann sich ein Treibgutteppich von einer Breite bis 70 m und einer Länge von 200 m

aufbauen. Die Dicke dieser Geschwemmselschichte kann vor dem Recheneinlauf, bedingt durch den hohen Anströmdruck, 3,0 m erreichen. Das Material verfilzt sich dann so stark, daß es nur mehr mit den schweren Polypgreifern der Portalkrananlage entfernt werden kann. Der Abtransport des sperrigen Räumgutes erfolgt dann im pausenlosen Einsatz mit LKW und Bagger.

Im Hochwasserjahr 1977 (HHQ 4.000 m<sup>3</sup>/s) mußten so ca. 25.000 m<sup>3</sup> Geschwemmsel vor den Turbineneinläufen des Kraftwerkes entfernt werden. Die Kosten hierfür betragen ca. S 1.000.000,--. Davon entfielen auf die eigentlich vom Kraftwerksbetreiber nicht zu vertretende Wohlstandsmüllbeseitigung alleine S 250.000,--. So mußten z. B. im Jahre 1977 folgende Leistungen für die Geschwemmselbeseitigung erbracht werden:

2.862 Arbeitsstunden  
774 LKW-Stunden  
331 Bagger-Stunden

Die Kraftwerksbetreiber leisten hier einen nicht unerheblichen Beitrag zur Gewässerreinigung durch Beseitigung von Wohlstandsmüll.

Eine intensive Motivierung der Bevölkerung zur Gewässerreinigung durch die Behörde wäre volkswirtschaftlich sehr von Vorteil.

#### 4.1.2.8\_Schlußbetrachtung

Beim Bau von Flußkraftwerken sind mehr oder weniger starke Eingriffe in die Natur nicht zu vermeiden. Bei den Kraftwerken am unteren Inn sind diese Eingriffe sehr einfühlend vorgenommen worden. Eine Kompromißhaltung bei allen Beteiligten war vonnöten.

Nachdem die Wunden alle verheilt sind, kann man sagen, daß diese Landschaft durch den Bau der Kraftwerkskette keine Nachteile erleiden mußte. Ein Großteil der "Umweltbewußten" ist sogar der Meinung, daß durch die Stauseen die Gegend am Inn und Salzach an Schönheit und Wert gewonnen hat. Die neu entstandenen großräumigen Biotope sind einzigartig und bieten vielen, in Österreich und Deutschland schon sehr seltenen Wasservögeln neuen Lebensraum. Für die Zugvögel sind diese Räume als Zwischenstation von besonderer Bedeutung.

Während der bisherigen Betriebszeit der Kraftwerke traten keine wesentlichen Schäden oder Ausfallzeiten auf. Sorgsame Pflege und Wartung der Anlagen macht sich auf Dauer bezahlt.

#### Literaturangaben

Zelenka J., Stöckl H., Das Innkraftwerk Schärading-Neuhaus  
Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft  
(ÖZE) Jahrgang 16, Februar 1963  
Innwerk A.G., Das Innkraftwerk Simbach-Braunau  
Schweizer Bauzeitung, Jahrgang 72, 1954

## 4.2 Die Donau

### 4.2.1 Die Überwachung der baulichen Anlagen des Donaukraftwerkes Jochenstein (H.Reisinger, Donaukraftwerk Jochenstein A.G.)

#### 4.2.1.1 Allgemeines

Das Kraftwerk Jochenstein (Nr. 206 der Talsperrenstatistik) wurde in den Jahren 1952 bis 1956 bei Donau-Strom-km 2203,33 errichtet und wird seither von der Donaukraftwerk Jochenstein Aktiengesellschaft betrieben.

Das Hauptbauwerk ist in hoher Bauart konzipiert und gründet sich zum überwiegenden Teil auf Granit-Gneis. Es besteht aus einer 6-feldrigen Wehranlage mit einer lichten Weite von 24 m je Wehrfeld, die vom österreichischen Ufer beginnend gegen die Flußmitte hin an das Kraftwerk anschließt, in welchem 5 Turbinenblöcke untergebracht sind. Eine Doppelkammerschleuse mit einer lichten Weite von 24 m und einer Nutzlänge von 230 m je Schleusenkommer bildet den Abschluß zwischen Krafthaus und deutschem Ufer (1).

Entsprechend den Vorschriften der deutschen und österreichischen Wasserrechtsbescheide und des Kollaudierungsbescheides sind periodische sowie fallweise durchzuführende Überwachungsmaßnahmen vorgesehen, die noch durch intern festgelegte Maßnahmen ergänzt werden.

#### 4.2.1.2 Das bauliche Überwachungsprogramm

##### Periodisch durchzuführende Überwachungsmaßnahmen

ANLAGE	ART DER ÜBERWACHUNG	BEOBACHTUNGSTURNUS	BEMERKUNGEN
Turbine 1 - 5 Einlaufbauwerk	Messung der Sohlenwasserdrücke	2 bzw. 3 Jahre	Überprüfung im Zuge der planmäßigen Turbinenrevision
	Messung der Sohlenwasserergiebigkeit	2 bzw. 3 Jahre	
	Visuelle Kontrolle	2 bzw. 3 Jahre	
Turbine 1 - 5 Turbinenschacht- und Auslaufbauwerk	Messung der Sohlenwasserergiebigkeit	2 bzw. 3 Jahre	Überprüfung im Zuge der planmäßigen Turbinenrevision
	Visuelle Kontrolle	2 bzw. 3 Jahre	
Wehrfeld 1 - 6 Wehrpfeiler und Tosbecken	Messung der Sohlenwasserdrücke	6 Jahre	Trockenlegung der Wehrböden im Zuge der geplanten Revisionsarbeiten
	Visuelle Kontrolle	6 Jahre	
Wehrfeld 1 - 6 Tosbecken	Kolkuntersuchung durch Taucher	1 Jahr	-
Wehranlage ober- und unterstromige Bereiche	Kolkpeilungen	3 Jahre und nach jedem größeren Hochwasser	-
Markt Obernzell Eindeichung	Funktionsüberwachung der Dichtungswand	Wöchentlich	Durch Grundwasserbeobachtungen

Tab.1 Periodische Überwachung

Fallweise durchgeführte Überwachungsmaßnahmen

ANLAGE	ART DER ÜBERWACHUNG	BEOBACHTUNGSANLASS	BEMERKUNGEN
Turbinenblock 1 - 5	Bewegungsmessungen an den Krafthaus- dehnfugen	Überprüfung der statischen An- nahmen	Beobachtung über einen Zeitraum von 1 Jahr (1965)
Wehrpfeiler 1 und 2	Feinnivellement	Ursprüngliche Vor- schreibung im Überprüfungsbe- scheid	Lt. BMfLuF nicht mehr er- forderlich
Wehrboden 1 - 6	Vermessungstech- nische Überprüfung der Höhenlagen	Einmalige Kontrolle nach 9- bzw. 11- jähriger Betriebszeit	Wiederholungs- messung nur bei gegebenem Anlaß
Schleusenanlage Ober- und Unter- hafen, Betriebs- hafen Grünau	Peilungen zur Er- mittlung von An- landungen	Ca. 2 - 3jährlich notwendig, meist nach Aufforderung durch Wasser- und Schiffahrtsbehörde	-
Schleusenanlage Schleusenkam- mern Nord und Süd	Eisdruckmessungen	Überwachung evtl. Bewegungen der Schleusenmauern bei großen Eis- stärken	Seit Einbau einer Luft- sprudelleitung zur Eisfrei- haltung ent- lang der Mit- telmauer nicht mehr nötig

Tab. 2 Fallweise Überwachung

4.2.1.3 Überprüfungsergebnisse und getroffene Maßnahmen

Ergebnisse der Kontrollmessungen und Beobachtungen im Turbinenbereich

Die 5 Turbinenblöcke bestehen aus dem Einlaufbauwerk, dem Turbinen- oder Mittelblock und dem Auslaufbauwerk. Die Sohlen des Ein- und Auslaufes wurden mit schachbrettförmig geteilten unbewehrten 0,8 m starken Betonplatten verkleidet und besitzen ein System von Tonrohr-Drainagen zwischen Felsoberfläche und Sohlenplatte, welche quer zur Strömungsrichtung verlaufen. Das auftretende Kluftwasser wird über Sammelleitungen und Schachtpumpen abgepumpt und dadurch die Auftriebsentlastung im Revisionsfall bei Trockenlegung des Turbinenblockes erreicht (2).

Die Messung der Sohlenwasserdrücke, welche nur im Turbineneinlaufbauwerk möglich sind, erbrachte im Beobachtungszeitraum von 28 Jahren, mit Ausnahme

je 1 Meßpunktes bei Turbine 3 und 5 und dreier Meßpunkte bei Turbine 4, in jedem Fall die Gewißheit, daß die Auftriebskräfte durch das planmäßige Gewicht der Bodenplatten kompensiert sind. Bei den aufgeführten Meßstellen sind Überschreitungen zu beobachten, die sich jedoch bisher als unbedenklich erwiesen haben.

Einzelne Meßpunkte, welche keine Anzeigen erbringen, lassen darauf schließen, daß entweder an den betreffenden Stellen keine Auftriebskräfte vorhanden sind oder, daß das Entlastungssystem an diesen Stellen nicht funktionsfähig ist.

Kluftwassermessungen nach Inbetriebnahme des Kraftwerkes ergaben Schüttungsmengen von 4,7 l/s je Turbineneinlaufblock. Nach sechsmonatiger Betriebszeit stellte sich bereits ein Wert von 0,6 l/s ein. Die laufenden Kontrollmessungen im Zuge der 2- bzw. 3-jährigen Revisionsmaßnahmen erbringen nunmehr eine Sohlenwasserergiebigkeit zwischen 0,015 bis 0,45 l/s.

Ein Vergleich der Meßergebnisse der einzelnen Meßreihen läßt darauf schließen, daß weder neue oder stärker durchflutete Kluftwege im Felsen vorhanden sind noch ein Versagen der Sohlenentwässerung zu vermuten ist.

Bei den visuellen Bauwerkskontrollen konnten nach einigen Jahren Betriebszeit Risse in der Spiraldecke festgestellt werden (Schwindrisse), die zu Wasserdurchtritten im darüberangeordneten Maschinenhaus geführt haben. Die getroffenen Abdichtungsmaßnahmen von der Spiraldeckenunterseite aus mit dauerelastischem 2-Komponenten-Kunststoffdichtungsmaterial waren erfolgreich.

Geringfügige Abplatzungen an den Baufugen im Ein- und Auslaufbauwerk erwiesen sich in allen Fällen als harmlos.

#### Ergebnisse der Kontrollmessungen und Beobachtungen im Wehrbereich

Die Wehrpfeiler sind als Schwergewichtsmauern ausgebildet, die ihre ungünstigste seitliche Beanspruchung bei ober- und unterstromigem Abschluß eines Wehrfeldes erhalten. Die stark bewehrte Fundamentplatte jedes Wehrpfeilers ragt beiderseits um rd. 4 m über dem Pfeilerschaft vor. Zwischen diesen Fundamentvorsprüngen ist der 2 m starke, unbewehrte Wehrboden eingelegt und durch eine Fuge von diesen getrennt. Im Bereich des Wehrhöckers wird der unbewehrte Konstruktionsteil dann bis 5,3 m stark. Während das Gewicht der Wehrhöckerkonstruktion in Verbindung mit der oberstromigen Herdmauer bereits als genügend große Sicherheit gegen Auftriebskräfte anzusehen ist, sorgt bei dem anschließenden Wehrboden ein schachbrettartig verteiltes Netz von vertikalen 2"-Rohren für Auftriebsentlastung. Die Wehrsohlen der Felder 4 bis 6 besitzen eine Hartstein-Verschleißbetonschicht, die restlichen Wehrfelder sind mit Granitwerksteinen verkleidet.

Die Ergebnisse der Sohlenwasserdruckmessungen in den Wehrfeldern lassen vermuten, daß das Entlastungssystem weiterhin funktionsfähig ist, wenngleich gegenüber früheren Messungen eine etwas geringere Anzahl von Meßpunkten Anzeigen erbringt.

Die Verschleißerscheinungen in den Wehrbecken haben bisher noch keinen Anlaß zu Sanierungsmaßnahmen gegeben.

Nach 9 bis 11 Betriebsjahren wurden vermessungstechnische Überprüfungen der Wehrbodenhöhenlagen durchgeführt, die unter Berücksichtigung des normalen Verschleißes keine Anhaltspunkte für allfällige Setzungserscheinungen erbrachten. Diese Beobachtung wurde durch mehrfach vorgenommene Feinnivellements an den Wehrpfeilern 1 und 2 bestätigt. Die ermittelten Abweichungen liegen im Bereich der Meßgenauigkeit.

#### Kontrolle der Kolke im ober- und unterwasserseitigen Bereich von Krafthaus und Wehranlage

An Kolksicherungsmaßnahmen wurden im oberstromigen Anschlußbereich der Wehranlage sowie im unterstromigen Bereich der Wehrfelder 3 bis 6 Betonsohlen vorgesehen bzw. Betonquader eingebracht. Vor den Wehrfeldern 1 und 2 wurden die vorhandenen Klüfte durch Einbringen von Unterwasserbeton nachträglich plombiert.

Die im 3-Jahres-Turnus vorzunehmenden Kolkpeilungen werden ergänzt durch jährliche Untersuchungen der Tosbecken und der unmittelbaren Anschlußbereiche von Wehrböden und Wehrpfeilern durch Taucher. Abgesehen von den im Jahre 1962 durchgeführten Sanierungsmaßnahmen im Unterwasserbereich der Wehrfelder 1 und 2 waren bisher keine weiteren Reparaturmaßnahmen mehr erforderlich. Die Kolke sind in Größenordnungen, welche als unbedenklich angesehen werden können.

#### Überwachung der Verlandungen im Schleusenober- und -unterhafen sowie im Betriebs- hafen Grünau

Infolge der Übergabe des Stauraumes im Jahre 1967 an die zuständigen Behörden der Bundesrepublik Deutschland und der Republik Österreich ist der Unterhaltungsbereich und somit die Überwachungsverpflichtung der DKJ auf den Abschnitt von Strom-km 2201,77 bis Strom-km 2204,14 beschränkt.

Die Schwebstoffablagerungen in den Schleusenvorhöfen und die damit verbundene Unterschreitung der vorgeschriebenen Fahrwassertiefen für die Schifffahrt führt im Durchschnitt alle 3 Jahre zu Baggerungen.

#### Messungen des Eisdruckes in den Schleusenammern

Bei der Bemessung der Schleusenmauern blieben zusätzliche Beanspruchungen durch Eisdruck unberücksichtigt. Dieser Umstand gab Anlaß zu Eisdruckmessungen, welche Aufschluß über eine mögliche Gefährdung der Schleusenmauern bei starker Vereisung geben sollten. Unbefriedigende Meßergebnisse durch den Umstand, daß nicht jeder Winter entsprechende Eisdicken bringt sowie die Bestrebung, von der äußerst arbeitsintensiven Eisfreihaltung durch Aufschneiden der Eisdecke abzugehen, führten zur Entscheidung, in beiden Schleusenammern entlang der Mittelmauer und vor den Stemmtoren eine Luftsprudelleitung zu installieren. Seit Inbetriebnahme der Anlage ist eine Gefährdung durch Eisdruck nicht mehr zu befürchten.

#### Literaturangaben

- (1) BMfVE; Österreichische Kraftwerke in Einzeldarstellungen, Folge 37 (1969), S. 9 - 14
- (2) Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 5/6 (1956), S. 33.

#### 4.2.2 Das Verhalten der Donaukraftwerke Ybbs-Persenbeug, Aschach und Wallsee-Mitterkirchen

(H.Grassinger, Österreichische Donaukraftwerke A.G. )

##### 4.2.2.1 Einleitung

An der Donau unterhalb der Innmündung wurden bisher neun Großkraftwerke errichtet. In der folgenden Betrachtung werden aber nur die Anlagen, die von der Österreichischen Donaukraftwerke AG errichtet und betrieben werden und die älter als 15 Jahre sind (Tabelle 1), behandelt; also die Stufen Ybbs-Persenbeug, Aschach und Wallsee-Mitterkirchen.

Wenn man sich mit dem Verhalten dieser Bauwerke bis zum heutigen Tag beschäftigt, muß man sich zuerst an deren geografische Lage und an die Besonderheiten der Bauausführung dieser ersten Donaustaustufen erinnern (Österreichische Talsperrenstatistik 1961, 1971, 1977 und Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft 9/1955, 5/1962, 7/1964).

Von wesentlicher Bedeutung ist, daß die zwei zuerst genannten Kraftwerke in Engtälern der Donau liegen und dort in kristallinen Grundgebirgsgesteinen gegründet wurden, während die Stufe Wallsee-Mitterkirchen als erste von allen später folgenden in einer flachen Beckenlandschaft situiert ist und dort auf tertiärem Schiefer-ton der Molassezone (Schlier) zu gründen war (Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft 4/1969).

S t u f e	Talsperren- statistik Nr.	Baujahre	Vollstau	Bauart	Maschinen- achse
Jochenstein	206	1952 - 1956	21.12.1955	Hohe	Vertikal
Ybbs-Persenbeug	211	1954 - 1959	05.11.1958	Halbhohe	Vertikal
Aschach	207	1959 - 1964	10.01.1964	Halbhohe	Vertikal
Wallsee-Mitterkirchen	210	1965 - 1968	27.05.1968	Niedere	Vertikal
Ottensheim-Wilhering	208	1970 - 1974	25.09.1973	Niedere	Horizontal
Altenwörth	214	1973 - 1976	27.05.1976	Niedere	Horizontal
Abwinden-Asten	209	1976 - 1979	24.06.1979	Niedere	Horizontal
Melk	212	1979 - 1982	24.02.1982	Niedere	Horizontal
Greifenstein	215	1982 - 1984	15.05.1984	Niedere	Horizontal

Tab.1 Bauwerke

##### 4.2.2.1 Sohlwasserdruck

###### Kraftwerk Ybbs-Persenbeug und Kraftwerk Aschach

Die Gründung dieser Anlagen erfolgte im stark klüftigen Kristallin. Daher mußte mit starkem Wasserandrang und damit mit dem Auftreten höherer Sohlwasserdrücke gerechnet werden. Um aber im Rahmen der Standsicherheitsberechnung bei wirtschaftlich günstigen Abmessungen die erforderliche Standsicherheit zu erreichen, wurden bei Wehr und Krafthaus und in Ybbs auch in der Schleuse Auftriebsentlastungsanlagen in Form von Drainagen an der Fundamentsohle eingebaut und eine Kontrolle dieser durch eine intensive Beobachtung des Sohlwasserdruckes über ein System von Sammelglocken vorgesehen (Tabelle 2).

S t u f e	Sohlenwasser- druck	Sickerwasser- menge	Deformation Baugrund	Rückstau- dämme
Ybbs-Persenbeug	113	75	-	-
Aschach	113	105	-	-
Wallsee-Mitterkirchen	135	46	17	Sickerlinien Sickerwasser Setzung

Tab. 2 Arten der Beobachtungseinrichtungen

Die Entlastung funktioniert größtenteils automatisch, da die Drainagekanäle der Wehranlagen direkt mit dem Unterwasser der Stauanlage verbunden sind. Im Südkraftwerk der Stufe Ybbs-Persenbeug wurden die zuerst offen belassenen, lotrechten Betonrohre später mit Verschlüssen versehen, um ein Verschlammen zu verhindern. Eine andere Lösung wurde für den Einlauf des Nordkraftwerkes Ybbs-Persenbeug und für die Einlaufbauwerke der Stufe Aschach gefunden, wo die Drainagen mittels einer Sammelleitung direkt mit dem Saugrohr verbunden sind (Abb. 2 und 6).

Bei der Schleuse Ybbs-Persenbeug sind die Häupter und die einzelnen Sohlplatten der Kammern ebenfalls durch lotrechte, oben offene Rohre vom Auftrieb entlastet (Abb. 4). Bei der Schleuse Aschach ist keine Auftriebsentlastung notwendig.

#### Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen

Wegen der Gründung in dem bereits an und für sich als technisch dicht anzusehenden Schlier konnte auf Auftriebsentlastungsanlagen weitgehend verzichtet werden. Solche wurden nur mehr für die Wehrböden (Abb. 7) und den Kraftthaus-einlauf (Abb. 3) in Form von Einkornbetonlagen vorgesehen.

#### Meßergebnisse

Anhand einer Reihe von typischen Bauwerksquerschnitten der einzelnen Kraftwerke können die Verhältnisse am besten dargestellt werden, wobei selbstverständlich eine vollzählige Berichterstattung hier nicht möglich ist (Abb. 2 bis 7).

Je nach der von Natur aus gegebenen Wasserwegigkeit des Untergrundes folgt der Sohlenwasserdruck mehr oder weniger rasch dem wechselnden Außenwasserstand im Staubecken oder im Unterwasser der Anlage. Im allgemeinen kann aber gesagt werden, daß die Verhältnisse über Jahre hinaus konstant bleiben, und daß bisher noch in keiner der drei hier behandelten Stufen ein zu hoher Sohlenwasserdruck gemessen wurde. Es ist dies z. T. sicher auch auf die regelmäßige Kontrolle und Spülung der Auftriebsentlastungskanäle zurückzuführen. Diese werden im Bereich der Turbinenkammern in Zwei-Jahres-Abständen, bei den Wehrtosbecken im Zuge der in größeren Intervallen vorgesehenen Revisionen durchgeführt (Abb. 1). Die Erfahrung hat gezeigt, daß mit diesen Maßnahmen die Entlastungsanlagen (AEA) funktionstüchtig erhalten werden können.

Bei jeder Revision wird - dort, wo dies möglich ist - auch die Menge des aus den Entlastungskanälen austretenden, aus dem Untergrund stammenden Sickerwassers gemessen. Ein Vergleich mit früheren Beobachtungen ermöglicht eine

Aussage über die noch vorhandene Wirksamkeit der Drainagen. Diese Mengen sind übrigens überraschend verschieden. So wurden z. B. bei den sechs Turbinenblöcken der Stufe Ybbs-Persenbeug in den letzten Jahren im Mittel folgende Werte beobachtet:

T1 - 18 l/s	T2 - 6 l/s	T3 - 2 l/s
T4 - 1 l/s	T5 - 35 l/s	T6 - 17 l/s

Auch hierin drückt sich wohl die besondere geologische Vielfalt des Untergrundes der Stufe Ybbs-Persenbeug aus. Im Bereich der Wehrfelder der gleichen Stufe wurden nur - ähnlich auch bei den Stufen Aschach und Wallsee-Mitterkirchen - 0,05 bis 3,8 l/s gemessen.

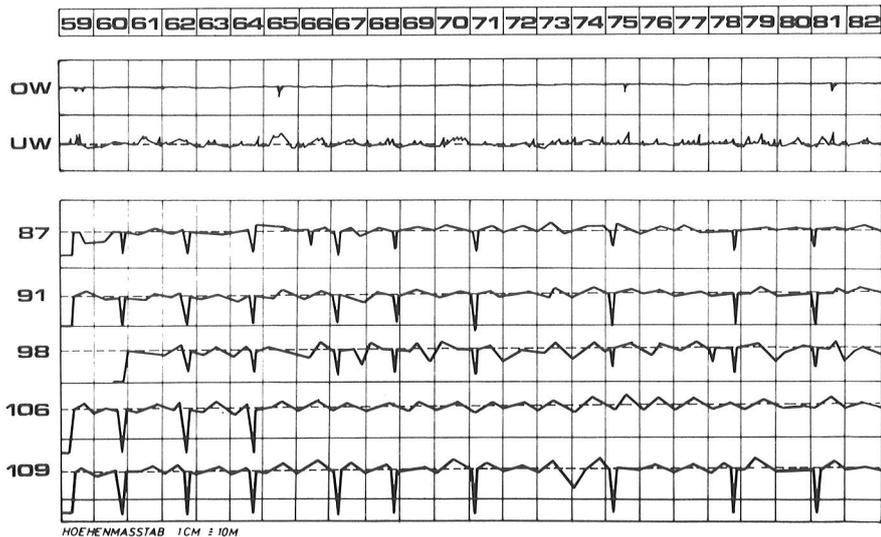


Abb. 1 Kraftwerk Ybbs-Persenbeug / Bereich des Turbinenblockes 5  
Verlauf der Sohlenwasserdruckhöhen von 1959 bis 1982 einschließlich der Ganglinien des Ober- und Unterwassers am Kraftwerk

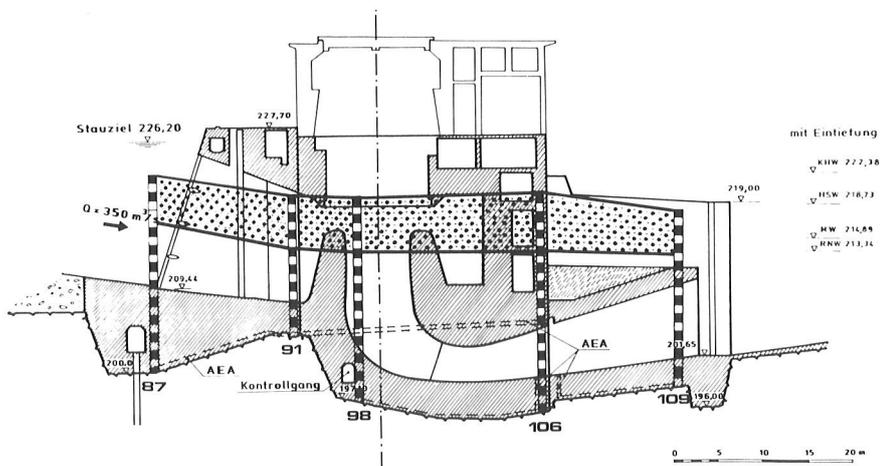


Abb. 2 Kraftwerk Ybbs-Persenbeug / Querschnitt Turbinenblock 5  
Sohlenwasserdruckhöhen im Betriebsfall -  
Schwankungsbereich der Jahre 1959 bis 1982

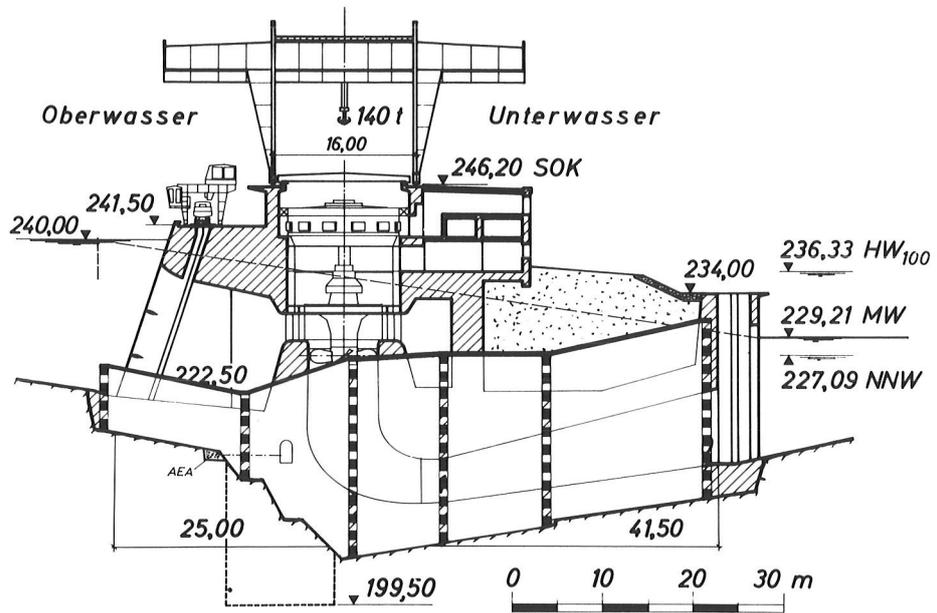


Abb. 3 Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen / Querschnitt Turbinenblock 5  
Sohlenwasserdruckverlauf im Betriebsfall, beob. am 18.3.1983

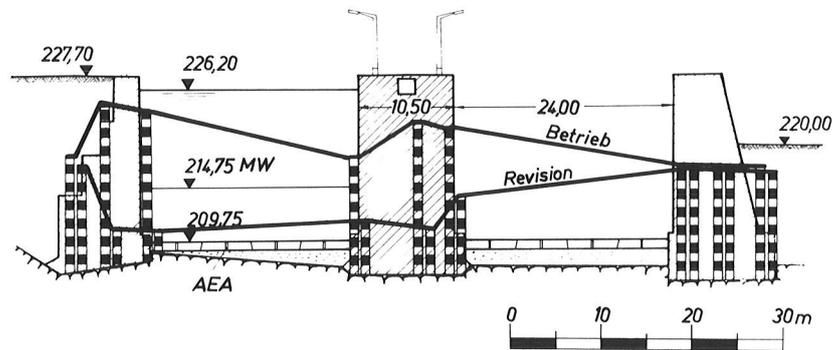


Abb. 4 Kraftwerk Ybbs-Persenbeug / Schleusenquerschnitt  
Sohlenwasserdruckverlauf im Betriebs- und Revisionsfall,  
beob. am 18.6.1983, bzw. am 18.1.1983

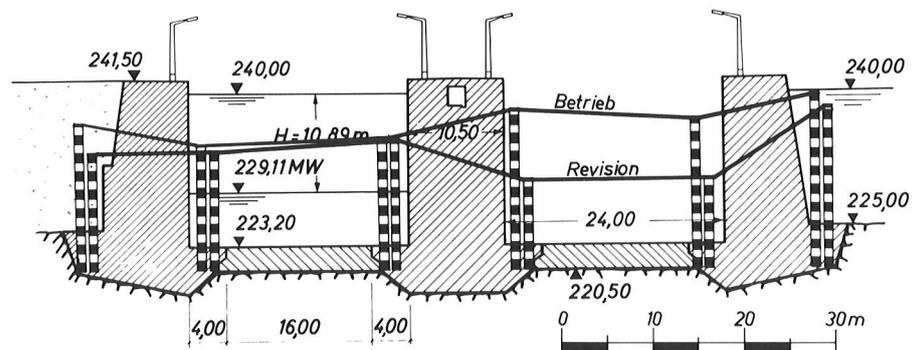


Abb. 5 Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen / Schleusenquerschnitt  
Sohlenwasserdruckverlauf im Betriebs- und Revisionsfall,  
beob. am 19.1.1983, bzw. am 13.4.1983

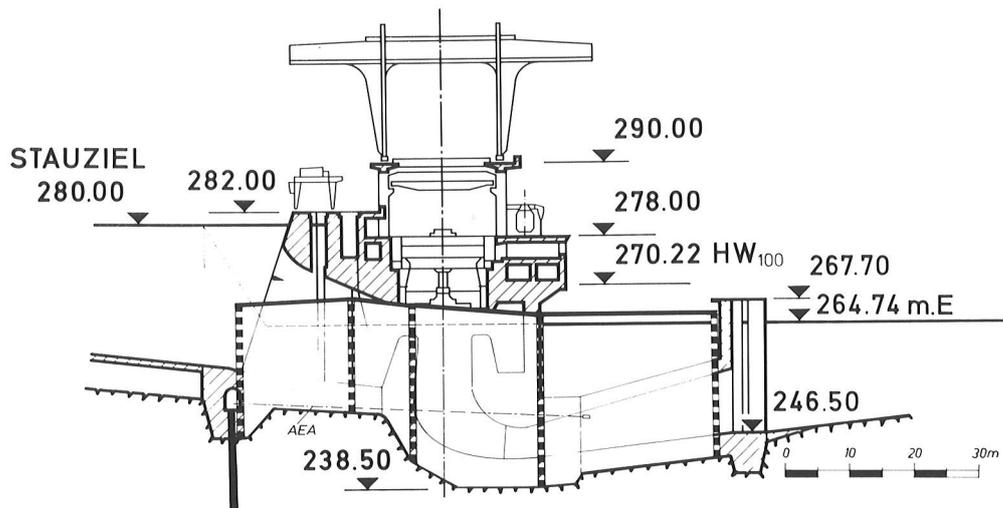


Abb. 6 Kraftwerk Aschach / Querschnitt Turbinenblock 1  
Sohlenwasserdruckverlauf im Betriebsfall, beob. am 12.7.1982

#### 4.2.2.2 Hochwasserabfuhr

##### Wehrbetrieb

Bei allen Donaukraftwerken muß die Möglichkeit bestehen, beim Auftreten extremer Hochwässer auch beide Schleusenammern zur Abfuhr heranzuziehen, wobei damit zu rechnen ist, daß im Schadensfalle nur (n - 1) Wehrfelder zur Verfügung stehen.

Die Hochwasserstatistik der letzten drei Jahrzehnte zeigt, daß seit 1954 keine höhere Wasserführung als  $8.300 \text{ m}^3/\text{s}$  aufgetreten ist. Es war daher auch bisher nicht erforderlich, irgendwann einmal eine Schleusenammer zur Abfuhr großer Hochwässer mitheranzuziehen, umso mehr als auch kein Fall einer Blockierung eines Wehrfeldes während eines Hochwassers eingetreten ist.

##### Eisabfuhr

Ein spezieller Fall der Hochwasserabfuhr ist das Abtriften von Eisschollen. Auf Grund mehrjähriger Erfahrungen (1958 bis 1965) wird dies jedoch nicht mehr durchgeführt (OBERLEITNER, 1973). Es würde dadurch einerseits die Gefahr eines Eisstoßes für den Unterlieger erhöht und durch die Eisschoppung ein übergroßes Kältepotential erzeugt werden, wodurch auch die Schifffahrt länger als sonst behindert würde; andererseits mußten starke Energieeinträgen gerade in einer Zeit hohen Strombedarfes in Kauf genommen werden.

Als vorteilhafter hat es sich erwiesen, die Bildung einer glatten, dichten Eisdecke zuzulassen. Unter dieser strömt das Wasser ungehindert dahin, die gesamte Eisdecke wird nicht allzu dick, und bei Beginn von Tauwetter schmilzt

sie wegen des wesentlich kleineren Kältepotentials viel leichter und rascher ab als ein aus aufgetürmten Schollen bestehender Eisstoß (GRUBMÜLLER, 1984).

#### Hochwasserentlastung

Wegen der schon beschriebenen anderen geografischen Lage der Stufe Wallsee-Mitterkirchen besteht auch hier zwischen dieser und den älteren Donaustufen ein wesentlicher Unterschied. Bei dieser Flachlandstufe kann ein Teil größerer Hochwasserführungen über überströmbare Rückstaudämme (sog. Überströmstrecken) in die angrenzenden Retentionsräume abgeleitet werden. Dies erspart einerseits die Anlage eines Wehrfeldes, andererseits werden hiedurch neben der hydraulisch gewünschten Retention auch die für die Au notwendigen Überflutungen erreicht (NEIGER, 1965; FENZ, ROEHLE, 1979).

Der Beginn der Überströmung setzt bei einem Zufluß von knapp unter  $6.000 \text{ m}^3/\text{s}$  ein. Es können bis zu  $2.600 \text{ m}^3/\text{s}$  in die Hinterländer abgeführt werden. Seit Errichtung des Kraftwerkes wurde bisher siebenmal ein Überströmen beobachtet. Die Überströmung war jedoch fallweise sehr gering. Bei dem bisher größten Hochwasserereignis im Jahre 1981 waren aber beide Dämme voll überströmt. Die Ermittlung der Überströmungshöhe erfolgte wegen der Unzugänglichkeit der Dämme während des Hochwassers durch sog. Becherpegel (Hochwasser-Maximapegel). Auf der linken Seite wurde nach dem Hochwasser eine Höhe von 241,12 m ü. A., rechts eine solche von 241,02 m ü. A. abgelesen. Das entspricht einer Überströmung von 17 bzw. 27 cm (+ 2 cm). Ein Vergleich dieser Zahlen mit den bei den in den Jahren 1964 bis 1966 durchgeführten hydraulischen Modellversuchen ermittelten zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

#### 4.2.2.3\_Kolke\_

##### Kolkbildung

Die Ausbildung der ober- und unterhalb der Wehranlage, aber auch im Bereich der Schleusenvorhöfen zu erwartenden Kolke wurde für jede Staustufe gesondert in der Bundesanstalt für Wasserbauversuche bzw. an der Technischen Universität Graz, später in der eigenen Versuchsanlage der Österreichischen Donaukraftwerke AG in Ybbs an Modellen mit beweglicher Sohle studiert (HOFKOFLE, GRASSINGER, 1984). Aus versuchstechnischen Gründen müssen jedoch bei diesen Untersuchungen stark vereinfachte Annahmen getroffen werden, vor allem bezüglich des zeitlichen Verlaufes der Hochwasserereignisse.

##### Kolkschutzmaßnahmen

Die Modellversuche ergaben eine genaue Abgrenzung des Bereiches für Schutzmaßnahmen. Es ist jedoch nicht deren Sinn und Zweck, jegliche Kolkbildung zu verhindern. Diese soll nur in Bereiche verlagert werden, wo die Standsicherheit der Bauwerke nicht mehr gefährdet ist.

Die Schutzmaßnahmen bestehen hauptsächlich in einer Verlängerung des Wehrbodens durch Betonplatten, in der Ausführung von grobblockigen Steinschlichtungen oder vermörtelter Steinwürfe. In den Schleusenbereichen sind Kolkschutzmaßnahmen hauptsächlich auf den Hochwasserfall ausgerichtet. Dieser ist aber bisher noch nicht aufgetreten.

### Kolkentstehung

Beim Wehrbetrieb ist zwischen der normalen Hochwasserabfuhr (Betriebsfall) und den Sonderlastfällen zu unterscheiden. Als Sonderlastfälle sind extreme Hochwasserabflüsse, unter Umständen mit einem blockierten Wehrfeld, anzusehen. Solche sind jedoch bisher nicht aufgetreten.

Kritisch ist jedoch einerseits auch die Aufstauphase, bei der die gesamte Wasserführung der Donau ohne Turbinenbetrieb über die Wehranlage abgeführt werden muß, andererseits der Turbinenteilbetrieb mit Vollstau. Auch die Zeit zwischen Donauabriegelung und Stauerrichtung, wo ebenfalls die gesamte Donau über die Wehranlage abfließt, allerdings nur bei sog. Baustau (1 - 3 m), ist als Sonderlastfall zu werten.

### Ausmaße der Kolke

Die der Auskolkung unterworfenen Bereiche werden lt. wasserrechtlichem Bescheid einmal jährlich oder nach Ablauf besonderer Hochwasserereignisse mittels Echolot vermessen, sodaß allenfalls erforderliche Sanierungsmaßnahmen zeitgerecht gesetzt werden können. Die Tabellen 3 bis 6 zeigen eine Übersicht über Art und Größe der Kolke.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß Kolkerscheinungen bisher zu keiner Gefährdung der Standsicherheit der Bauwerke geführt haben. Die ständigen Kontrollen ermöglichen es, kritische Entwicklungen auch in Zukunft rechtzeitig zu erkennen (Abb. 8).

Wehrfeld	Länge und Tiefe der Kolke			
	L in m	T in m ü. A.	t in m	l in m
1	100	204,5	4,0	32
2	55	204,5	4,0	24
3	77	203,3	5,2	17
4	67	206,9	1,6	23
5	48	205,7	2,8	17

L gemessen vom Ende der Kolkschutzplatte aus (Y = 1042,55)

t bezogen auf OK Kolkschutz (208,5 m ü. A.)

l Abstand des tiefsten Punktes (gemessen wie L)

Tab.3 Kraftwerk Ybbs-Persenbeug

Auskolkung unterhalb des Wehres, Zustand des Jahres 1981

Alle extremen Kolkerscheinungen sind in der o. e. Teilstauphase oder, wie bei Wallsee-Mitterkirchen, in der Zeit zwischen Donauabriegelung und Stauerrichtung entstanden. Sie haben bei den Kraftwerken Jochenstein und Ybbs-Persenbeug auch zu Sanierungsmaßnahmen Anlaß gegeben, da die Auskolkung bis zur Sohle des unterwasserseitigen Wehrsporns erfolgt war. Die Sanierung wurde in Jochenstein hauptsächlich durch Einbringen von Unterwasserbeton, also durch Plombieren der Tiefpunkte, in Ybbs-Persenbeug durch Versenken großer Betonblöcke, durchgeführt.

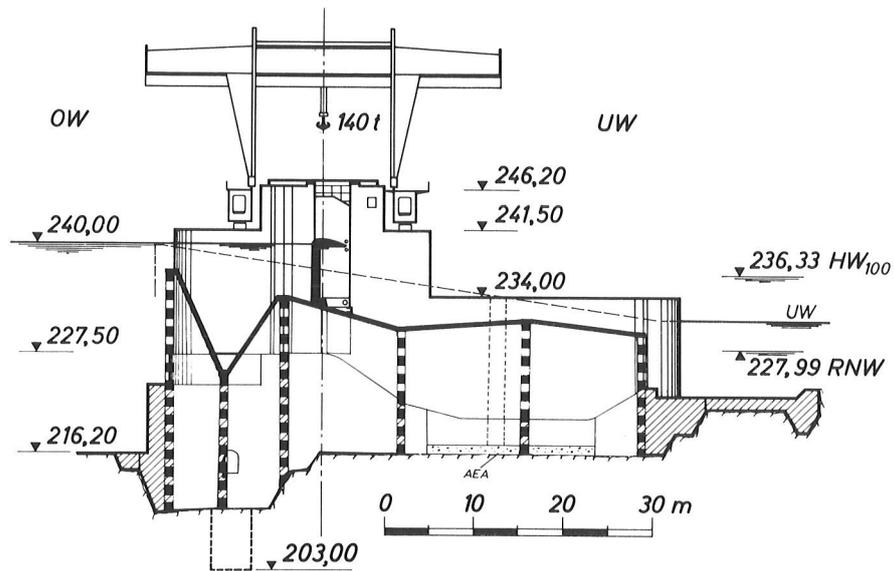


Abb. 7 Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen / Querschnitt Wehrfeld 6  
Sohlenwasserdruckverlauf im Betriebsfall, beob. am 17.6.1982

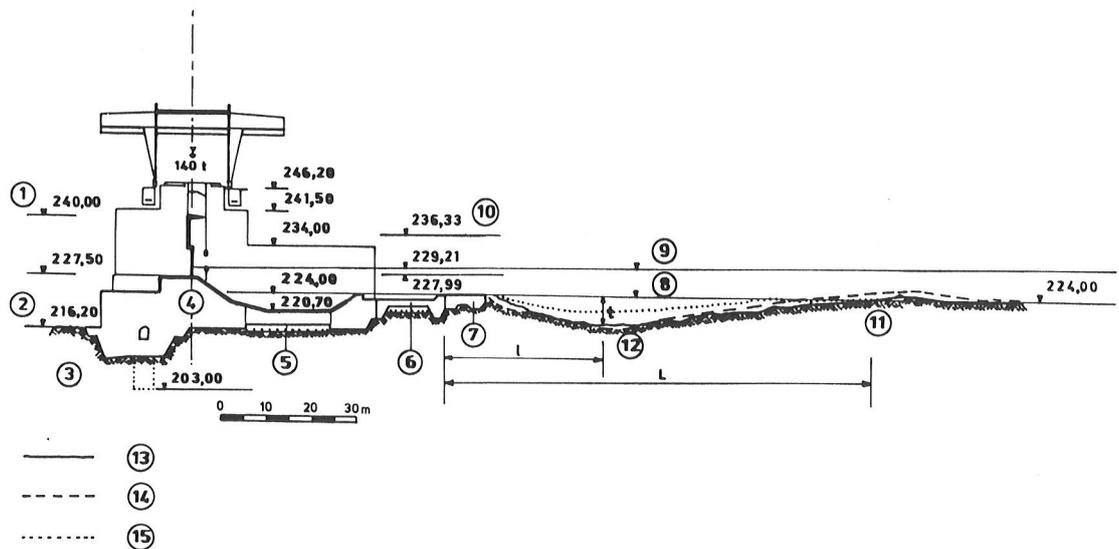


Abb. 8 Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen / Auskolkung Wehr

- (1) Stauspiegel
- (2) Sohle des Oberwasser-Durchstiches
- (3) Stützbrunnen (-schächte)
- (4) Bauwerksachse
- (5) Auftriebsentlastung des Tosbeckens
- (6) Kolkschutzplatte
- (7) Mammutbetonblöcke
- (8) Oberkante des Tertiärs
- (9) Unterwasserspiegel bei Mittelwasser
- (10) Unterwasserspiegel bei HW<sub>100</sub>
- (11) Kolkende (Verschnitt mit Tertiär-Oberkante)
- (12) Tiefster Punkt des Kolkes
- (13) Kolk hinter Wehrfeld 6 im Jahre 1968
- (14) Kolk hinter Wehrfeld 6 im Jahre 1983
- (15) Kolk hinter Wehrfeld 3 im Jahre 1968

Wehrfeld	Länge und Tiefe der Kolke			
	L in m	T in m ü. A.	t in m	l in m
1	97	253,5	5,5	19
2	96	253,5	5,5	22
3	83	254,5	1,5	41
4	81	253,1	2,9	37
5	60	252,3	6,7	20

Tab.4 Kraftwerk Aschach

Auskolkung unterhalb des Wehres, Zustand des Jahres 1980

Wehrfeld	Länge und Tiefe der Kolke - <u>1968</u>			
	L in m	T in m ü. A.	t in m	l in m
1	Beton auf 224,0		---	---
2	42	220,5	3,5	19
3	82	219,9	4,1	34
4	98	219,4	4,6	25
5	84	219,4	4,6	25
6	92	217,3	6,7	34

Wehrfeld	Länge und Tiefe der Kolke - <u>1983</u>			
	L in m	T in m ü. A.	t in m	l in m
1	Beton auf 224,0		---	---
2	73	218,5	5,5	34
3	108	218,9	5,1	34
4	85	219,3	4,7	30
5	85	219,5	4,5	30
6	77	216,8	7,2	34

Tab.5 u.6 Kraftwerk Wallsee - Mitterkirchen

Auskolkung unterhalb des Wehres, Vergleich des Zustandes der Jahre 1968 und 1983

Die Auskolkungen unterhalb der Wehranlage sind selbstverständlich von den unterschiedlichen Beaufschlagungen der Wehrfelder und den betrieblichen Erfordernissen abhängig. Eine gleichmäßige Beaufschlagung ist nicht immer möglich, sodaß die Kolke unterhalb der einzelnen Wehrfelder verschiedene Tiefen erreichen.

#### 4.2.2.4 Stauraumverlandung

Hier muß in erster Linie auf die bereits vorhandene ausführliche Literatur hingewiesen werden (PARTL, 1976; KOBILKA, HAUCK, 1982).

Die Beherrschung der Verlandung an der Stauwurzel ist bei der Donau als schiffbarem Fluß besonders wichtig, da immer eine ausreichende Schifffahrtsrinne gewährleistet sein muß. Die Österreichische Donaukraftwerke AG besitzt hiefür eine eigene Schwimmbaggergarnitur. Im Bedarfsfalle stehen aber auch Baggereinheiten des Bundesstrombauamtes und von privaten Firmen zur Verfügung. Die Schwebstoffablagerungen unmittelbar vor den Turbineneinläufen müssen aus Betriebsgründen in periodischen Abständen weggebaggert werden.

#### 4.2.2.5 Wasserdurchtritte

##### Hauptbauwerk

Wasserdurchtritte im Bereich des Hauptbauwerkes können im Untergrund oder durch Fugen oder Risse im Bauwerk erfolgen. Eine Direktbeobachtung von Wasseraustritten an der Luftseite ist wegen des dort vorhandenen Unterwassers unmöglich. Es bleibt also hauptsächlich die Beobachtungsmöglichkeit vom Kontrollgang oder anderen tiefliegenden Bauwerksräumen aus. Von hier aus werden vor allem die Bauwerksfugen kontrolliert und die Menge des aus den Sammelglocken austretenden Sickerwassers gemessen. Langjährige Beobachtungen gaben und geben zumindestens Aufschluß über die Zu- und Abnahme der Sickerung entlang der Bauwerksaufstandsfläche. Nur an wenigen Meßstellen wurden Wasseraustritte von knapp über 1 l/s beobachtet, der Großteil aller Meßstellen liefert Mengen im Bereich von 0,001 bis 0,1 l/s, sodaß trotz der großen Zahl von Beobachtungsstellen insgesamt im Kraftwerk Ybbs-Persenbeug nur 6 l/s, im Kraftwerk Aschach 3 l/s und im Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen 0,5 l/s austreten.

##### Stauraum

Bei der Stufe Wallsee-Mitterkirchen war es erstmals erforderlich, entlang der beiden Donauufer kilometerlange Rückstaudämme mit Damm- und Untergrunddichtungen zu errichten. Da der technisch dichte, tertiäre Untergrund in 8 bis 12 m Tiefe liegt, war es möglich, die Untergrunddichtung mittels Stahlspundbohlen zu bewerkstelligen (Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, 1969; FENZ, 1977; KOBILKA, GRASSINGER, 1982). Dem damaligen Stand der Technik entsprechend wurde auch die Dammdichtung mit den gleichen Leichtspundbohlen ausgeführt.

Die Ermittlung der Durchsickerung erfolgt hier durch Abflußmessungen in den in freier Vorflut in das Unterwasser der Staustufe führenden Begleitgräben. In einem Differenzenverfahren werden die aus dem Hinterland zutretenden Abflüsse vom Gesamtabfluß in Abzug gebracht und so die effektiven Sickerwassermengen errechnet. Langjährige Beobachtungen zeigen eine deutliche Abnahme zufolge der Selbstdichtung durch die von der Donau mitgeführten Schwebstoffe (Abb. 9).

Dabei ist ein Einfluß der Donautemperatur feststellbar; während der warmen Jahreszeit lassen sich deutlich höhere Wasserführungen als im Winterhalbjahr nachweisen.

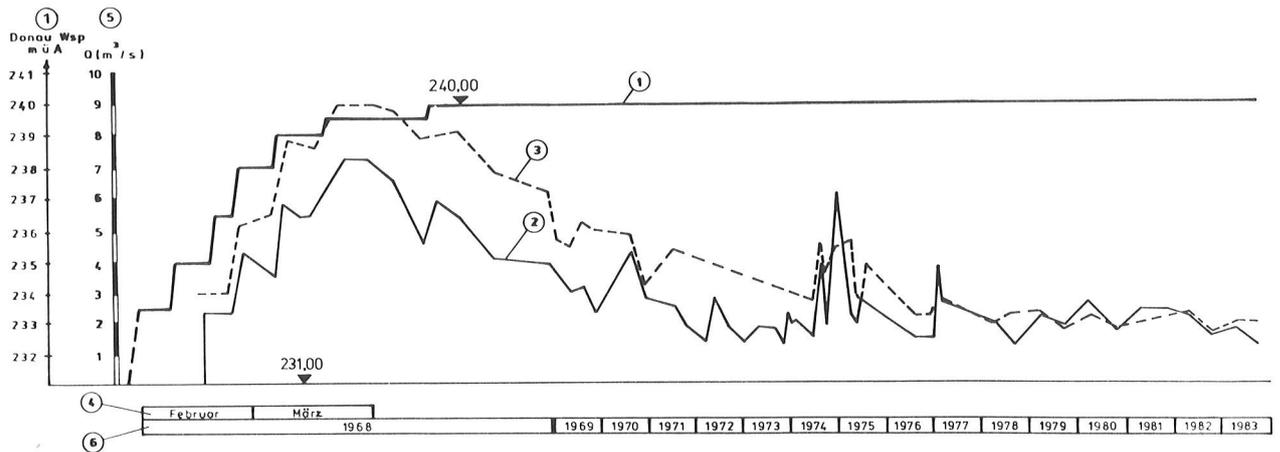


Abb. 9 Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen

Beziehung zwischen Stauspiegel und Sickerwasser

- (1) Stauspiegel
- (2) Sickerwasserganglinie des rechten Uferbereiches
- (3) Sickerwasserganglinie des linken Uferbereiches
- (4) Zeit der Stauerrichtung
- (5) Maßstab des Abflusses
- (6) Betriebsjahre

Ergänzend sei hier noch festgestellt, daß diese Verringerung keine Ausnahmerecheinung ist, sondern auch bei anderen Donaukraftwerken beobachtet werden kann (Abb. 10).

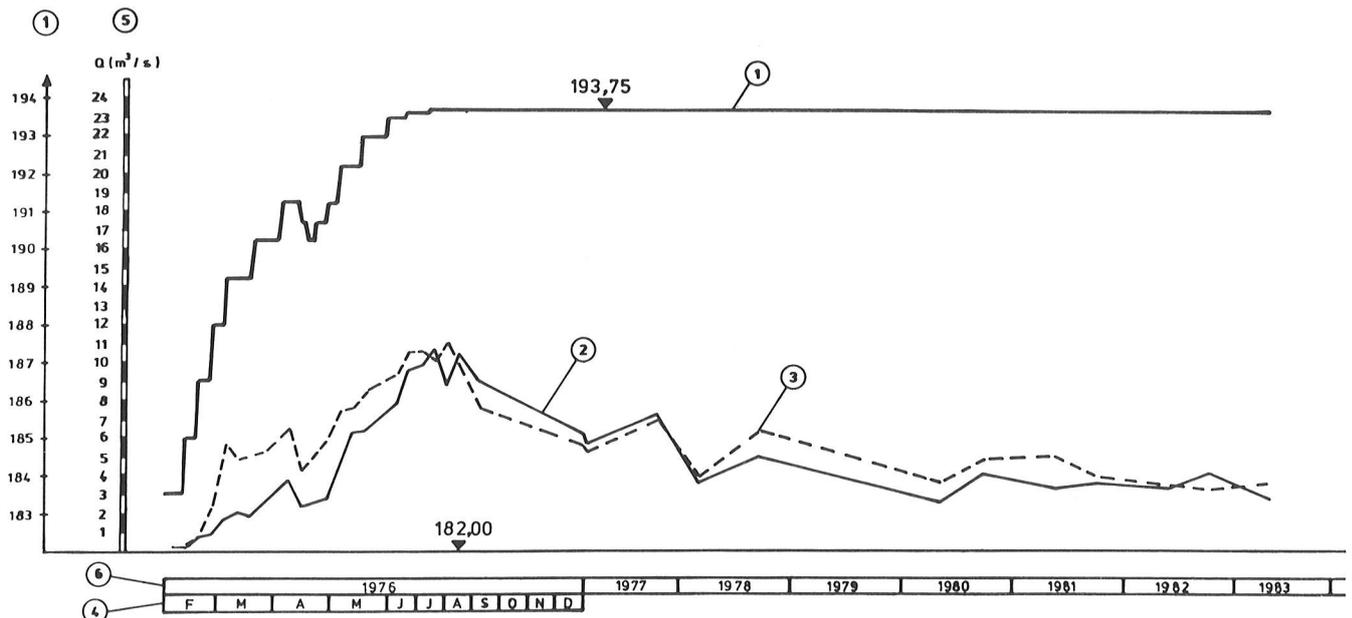


Abb. 10 Kraftwerk Altenwörth

Beziehung zwischen Stauspiegel und Sickerwasser

Legende sh. Abb. 9

#### 4.2.2.6 Grundwasser

Bei den Engtalstufen bleibt der Einfluß des Staues naturbedingt auf ganz schmale Uferzonen beschränkt. Bei Flachlandstufen, wie bei Wallsee-Mitterkirchen, bestand und besteht die Möglichkeit, im Bedarfsfall das Grundwasser-Regime durch Zufuhr von Donauwasser über Dotationsbauwerke in den Rückstaudämmen und Einbau von Schwellen in den Begleitgerinnen des Hinterlandes zu beeinflussen.

Im Stauraum der Stufe Wallsee-Mitterkirchen dienen 436 Meßstationen (einschließlich des Machlandes) der hydrologischen Beweissicherung von 135 km<sup>2</sup> Hinterland, im Stauraum der Stufe Aschach sind jedoch nur 73 Stück erforderlich.

#### 4.2.2.7 Bauwerkssetzungen

Nur beim Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen wurden wegen des setzungsempfindlicheren Baugrundes Beobachtungen der vertikalen Baugrunddeformation vorgenommen. Das folgende Diagramm zeigt den Verlauf dieser Setzungen von 1966 bis 1983 (Abb. 11).

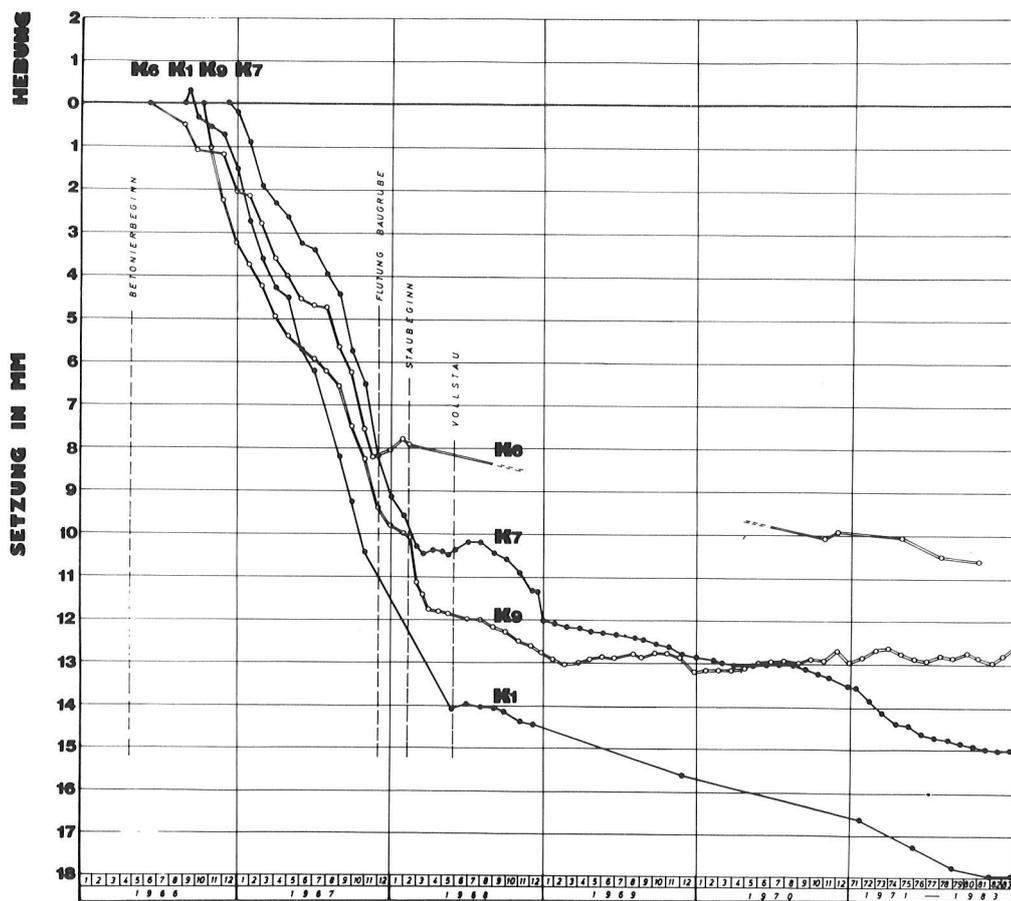


Abb. 11 Kraftwerk Wallsee-Mitterkirchen

Verlauf der Bauwerkssetzung im Krafthausbereich

- K1 ... Meßstelle im Auslauf des Turbinenblockes 1
- K6 ... Meßstelle im Auslauf des Turbinenblockes 6
- K7 ... Meßstelle im Kontrollgang des Turbinenblockes 1
- K9 ... Meßstelle im Kontrollgang des Turbinenblockes 6

#### 4.2.2.8\_Schlußbemerkung\_\_

Es wurde versucht, in knappen Worten die wesentlichsten, zum Langzeitverhalten der Kraftwerke gehörenden Erscheinungen aus der Sicht des Wasserbauers zu beschreiben. Daß über ein im großen und ganzen zufriedenstellendes Verhalten berichtet werden kann, ist vielleicht auf die umfassenden und dauernden Beobachtungen nicht nur der Stauwerke selbst, sondern auch der weitläufigen Stauräume, wodurch sich anbahnende, unerwünschte Entwicklungen rechtzeitig erkannt werden würden, zurückzuführen.

#### Literaturangaben

Sonderdrucke der Österreichischen Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft (ÖZE) über die Kraftwerke

- 1.1 Ybbs-Persenbeug: 8. Jhg., September 1955
- 1.2 Aschach: 15. Jhg., Mai 1962; 17. Jhg., Juli 1964
- 1.3 Wallsee-Mitterkirchen: 22. Jhg., April 1969.

Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes  
"Die Talsperren Österreichs"

- GRENGG H. Talsperrenstatistik Österreichs - 1961;  
Heft 12 (Deutsch + Englisch)
- GRENGG H. Talsperrenstatistik Österreichs - 1971;  
Heft 19 (Deutsch)
- OBERLEITNER P. Der Einfluß der Österreichischen Flußstauwerke  
auf die Umwelt;  
ICOLD - XI. Kongreß 1973; Q 40 - R 53;  
Heft 21, S 26 - 38
- PARTL R. Zahlenmäßige Analysen von Stauraumverlandungen;  
ICOLD - XII. Kongreß 1976, Q 47 - R 13;  
Heft 22, S 87 - 107
- PARTL R. Talsperrenstatistik Österreichs - 1977;  
Heft 24 (Deutsch + Englisch)
- FENZ R., ROEHLE W. Hochwasserabfuhr bei großen Flußkraftwerken an der Donau;  
ICOLD - XIII. Kongreß 1979; Q 50 - R 53;  
Heft 25, S 72 - 82
- KOBILKA J., HAUCK H. Die Feststoffhaushalte in den Stauräumen der  
Österreichischen Donau;  
ICOLD - XIV. Kongreß 1982, Q 54 - R 10;  
Heft 26, S 109 - 117
- KOBILKA J. Rückstau- und Fangdämme der Laufkraftwerke an der  
Österreichischen Donau;  
GRASSINGER H. ICOLD - XIV. Kongreß 1982; Q 55 - R 9;  
Heft 26, S 139 - 156.
  
- NEIGER F. Das Hochwassermodell der Staustufe Wallsee-Mitterkirchen;  
Österreichische Wasserwirtschaft;  
Jhg. 1965, Heft 1/2.
  
- FENZ R. Die Flußkraftwerke in Österreich;  
Österreichische Wasserwirtschaft;  
29. Jhg., September/Okttober 1977, S 52.
  
- GRUBMÜLLER W. D. Eisbildung und Eisbekämpfung auf der Donau;  
DONAUSTROM - Verlag KOSKA A. F. (1984); S 81 - 85.
  
- HOFKOFER F. 34 Jahre hydraulische Modellversuche in Ybbs;  
GRASSINGER H. DONAUSTROM - Verlag KOSKA A. F. (1984); S 139 - 156.

## 4.3 Die Enns

### 4.3.1 Die Kraftwerkskette an der Mittleren Enns

(H.Geymayer, Steirische Wasserkraft und Elektrizitäts A.G.)

#### 4.3.1.1 Einleitung

Ein weiter Bogen verbindet die ersten Projektsideen zu Beginn dieses Jahrhunderts mit der Fertigstellung des energiewirtschaftlichen Ausbaues der Mittleren Enns Ende der 60-er Jahre im Abschnitt Gesäuseeingang bis zur Landesgrenze bei der Frenzbachmündung, besitzt doch dieser Fluß in der Steiermark das bedeutendste Vorkommen an Laufenergie, wobei die Möglichkeit der Schaffung von Speicherräumen im Einzugsgebiet der Mittleren Enns beachtliche Verbesserungen in energiewirtschaftlicher Hinsicht bietet. In Abb.1 ist für die Enns das Roharbeitsvermögen, das Gefälle sowie die Mittelwasserführung für die einzelnen Flußabschnitte dargestellt. Es zeigt, daß das Roharbeitsvermögen der Enns von der Landesgrenze in Mandling ca. bei Fluß-km 222 bis zur Mündung in die Donau mit etwa 4500 GWh anzugeben ist, wobei sich hierbei der größte Anteil vom Gesäuseeingang bei Fluß-km 140 bis zur Mündung in die Donau ergibt.

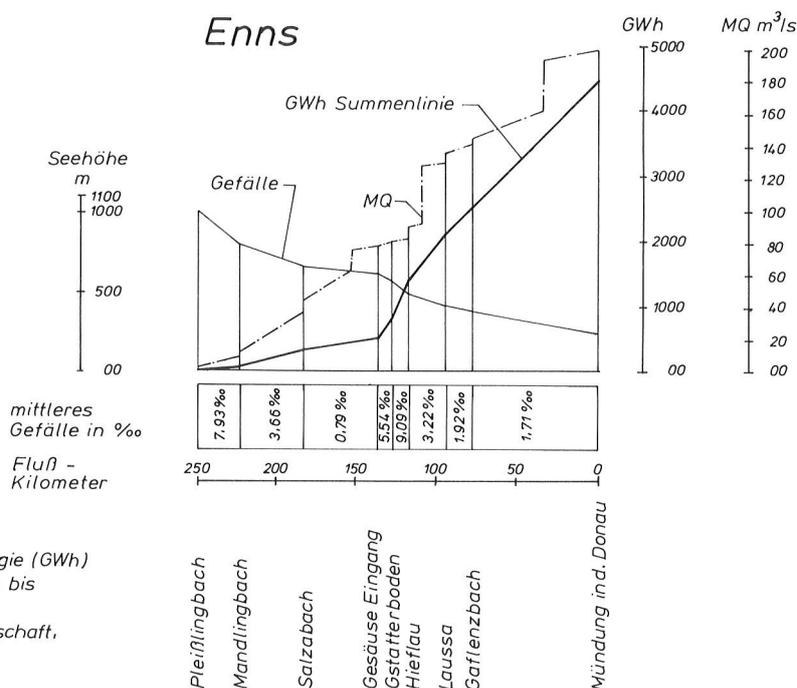


Abb.1. Gefälle, Mittelwasser und Rohenergie (GWh) für die Enns, Flußabschnitt Pleißlingbach bis Mündung Donau

[Aus Moosbrugger, Österr. Wasserwirtschaft, 15. Jg. (1963), H. 5/16]

#### 4.3.1.2 Stufenteilung

Die umfangreichen jahrzehntelangen Planungsarbeiten konzentrierten sich neben der Erkundung der jeweils günstigsten Stollentrasse auf die Auswahl der Abschlußstellen. Hierbei waren verschiedene Zwangspunkte vorgegeben. Auf der Flußstrecke war die Höhenlage des Bahnkörpers der ÖBB bestimmend für die Festlegungen der Stauziele. Im ausgebauten Ennsabschnitt kann auf eine Fließlänge von 34 km eine Rohfallhöhe von 164 m - also ein mittleres Fließgefälle der Enns von 4,8 ‰ - genutzt werden.

In der Folge sollen neben einer kurzen Beschreibung der Entnahmebauwerke Erfahrungen bei der Betriebsführung der Wehre angeführt werden.

#### 4.3.1.3 Kraftwerksbeschreibungen

##### Ennskraftwerk Hieflau - Wehr Gstatterboden

###### Hauptdaten KW Hieflau

Engpaßleistung Hauptkraftwerk	63 MW
Regelarbeitsvermögen Hauptkraftwerk	268 GWh
Ausbauwassermenge Laufkraftwerk	60 m <sup>3</sup> /s
Baubeginn	1953
Inbetriebnahme Laufwerksteil	1955
Wagspeicher	1963
3. Maschinensatz	1965

###### Technische Beschreibung Wehr Gstatterboden

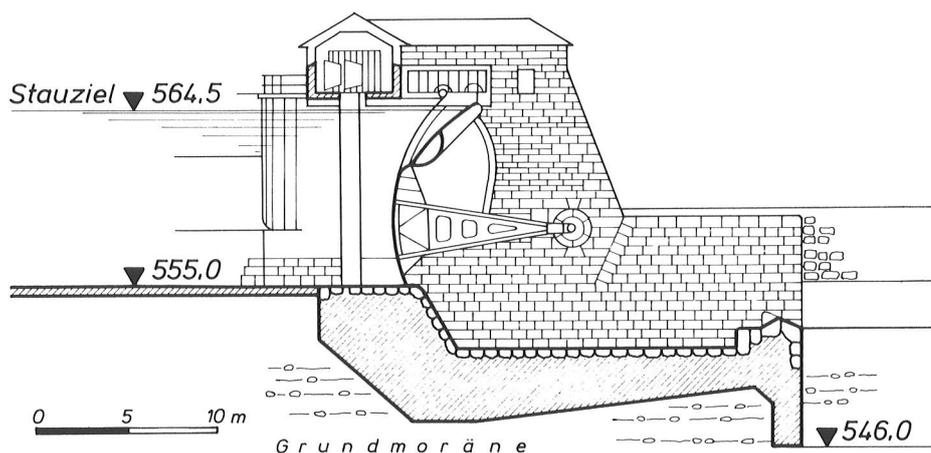


Abb. 2 Kraftwerk Hieflau - Wehr Gstatterboden: Querschnitt

Das Wehr- und Einlaufbauwerk wurde auf einer am ehemals linken Ennsufer aufgeschlossenen Moräne in offener Baugrube errichtet.

Das Abschlußbauwerk ist als 3-feldriges Wehr mit 12 m Durchflußbreite (Abschlußhöhe 9,5 m) ausgebildet, wobei eine geringfügige Krümmung der Wehrrschwelle eine zusätzliche Energieumwandlung im Unterwasser erreichen soll. Alle 3 Tosbecken einschließlich Zahnschwelle und die sichtbaren Teile der Pfeiler wurden mit Granit verkleidet. Als Wehrverschluß wurde ein Segmentverschluß mit aufgesetzter Klappe eingebaut. Die Windwerke wurden so konstruiert, daß sowohl Klappe als auch Segment mittels Ketten unabhängig gesteuert werden können. Die Verankerung der Stützarme in den Pfeilern erfolgte ohne Vorspannung. Es sind im gesamten Wehrbauwerk keine Entlastungs- und Meßeinrichtungen für Auftriebe enthalten.

###### Betriebserfahrungen

Während der nunmehr 30-jährigen Betriebsführung haben sich beim Wehr Gstatterboden Schwierigkeiten bei Tiefsttemperaturen und geringer Wasserführung ergeben. Außerdem sind trotz Verankerung und Verdübelung der versetzten Granitsteine (Tosbeckenschwelle, Zahnschwelle, Pfeilerverkleidungssteine) als Folge von Hochwasserereignissen Steine aus der Verkleidung abgetragen worden. Im Unterwasser haben sich keine größeren Kolke ausgebildet. Bezüglich der Eisschwierigkeiten ist zu berichten, daß bei niedriger Wasserführung der Enns das Triebwasser unterkühlt den Stauraum erreicht und eine sogenannte Sulzeisbildung erfolgt. Als wirkungsvollste Maßnahme hat sich das Öffnen der Wehrverschlüsse und die Abfuhr des angestauten Sulzeises ergeben.

## Ennskraftwerk Landl, Wehr Wandau

### Hauptdaten KW Landl

Engpaßleistung Hauptkraftwerk	23 MW
Regelarbeitsvermögen Hauptkraftwerk	116 GWh
Ausbauwassermenge Hauptkraftwerk	120 m <sup>3</sup> /s
Baubeginn	1965
Inbetriebnahme mit Teilstau	1967
mit Vollstau	1968

### Technische Beschreibung Wehr Wandau

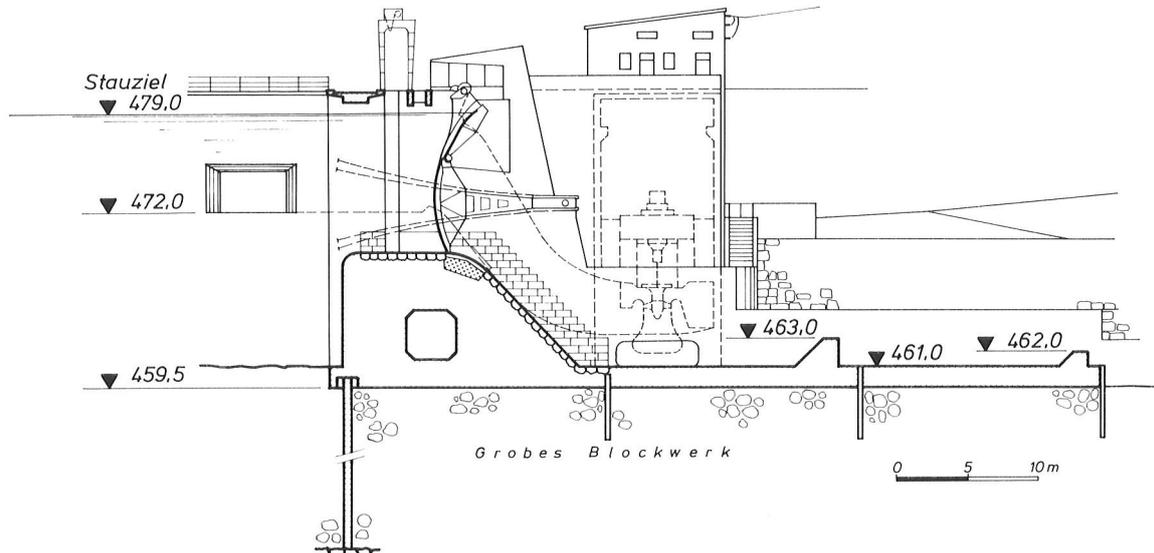


Abb.3 Kraftwerk Landl - Wehr Wandau: Querschnitt

An der Wehrstelle steht an beiden Ufern der Enns Dachsteinkalk an. Die Talauffüllung war daher mit einer Betonschlitzwand abzudichten. Die bewährte Form des Wehres mit 3 Öffnungen (Verschlußbreite 12 m) wurde beibehalten. Die Verschlußhöhe wurde auf 10 m vergrößert. Als Wehrverschlüsse sind Segmentverschlüsse mit aufgesetzten Klappen eingebaut, wobei die Stützarme am Pfeilerende durch Kabel bis in den Pfeilerkopf verankert wurden. Die Windwerke sind so ausgeführt, daß die Segmente erst nach Umlegung der Klappen gehoben werden können. Die Wehrschwelle selbst ist in statischer Hinsicht als horizontales Gewölbe zwischen den beidseits anstehenden massiven Felsflanken mit jeweils aufgesetzten, vertikal vorgespannten Pfeilern ausgebildet. Im gesamten Wehrbauwerk sind keine Entlastungs- und Meßeinrichtungen für Auftriebe eingebaut.

### Betriebserfahrungen

Der große Geschiebeanfall im Gesäuse verursachte im Stauraum Landl Anlandungen. 1967 wurde das KW Landl in Betrieb genommen. Die ankommenden Schottermengen füllten vorerst die Sohle im Stauraum bis zur Höhe der festen Wehrschwelle auf. Nach 6-jähriger Betriebszeit mußten die ersten Baggerungsarbeiten zur Freihaltung der Stauwurzel durchgeführt werden.

Winter 1972/73	31.350 m <sup>3</sup>	Winter 1980/81	77.747 m <sup>3</sup>
Winter 1974/75	26.485 m <sup>3</sup>	Winter 1982/83	66.139 m <sup>3</sup>
Winter 1975/76	31.668 m <sup>3</sup>	Winter 1983/84	<u>88.936 m<sup>3</sup></u>
Winter 1977/78	104.515 m <sup>3</sup>		426.840 m <sup>3</sup>

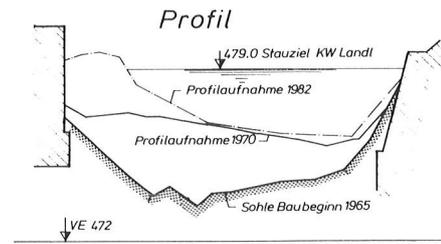
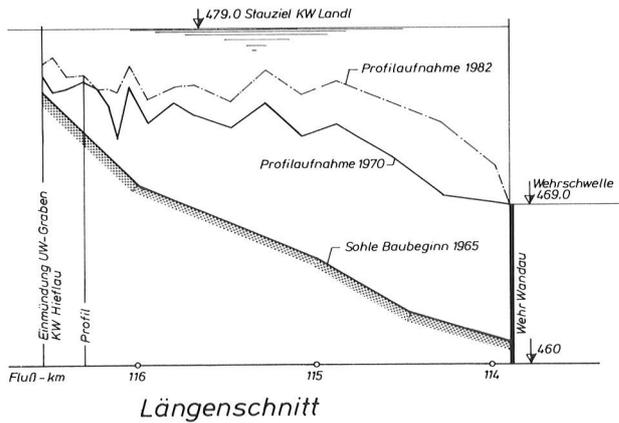


Abb.4 KW Landl-Stauraum: Längenschnitt    Abb.5 KW Landl-Stauraum:Flußprofil Stauwurzel  
 Ennskraftwerk Krippau, Wehr Großreifling

Hauptdaten KW Krippau

Engpaßleistung Hauptkraftwerk	24 MW
Regelarbeitsvermögen Hauptkraftwerk	140 GWh
Ausbauwassermenge Hauptkraftwerk	120 m <sup>3</sup> /s
Baubeginn	1963
Inbetriebnahme	1965

Technische Beschreibung Wehr Großreifling

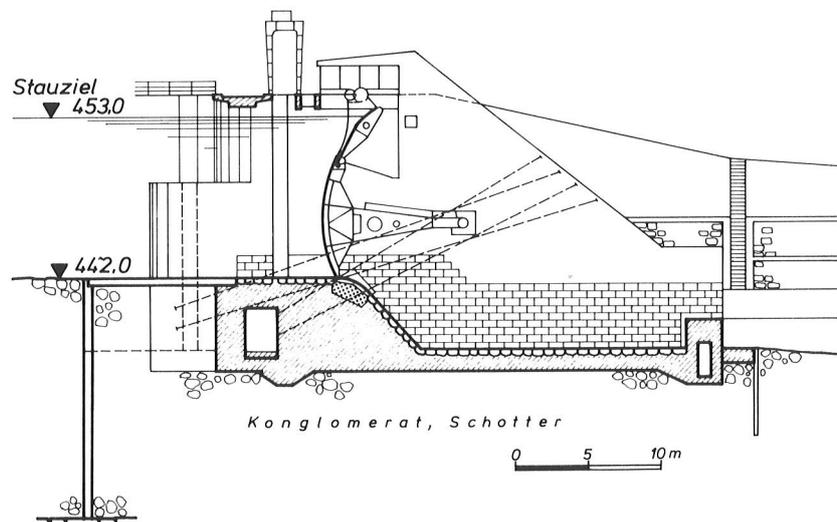


Abb.6 Kraftwerk Krippau - Wehr Großreifling: Querschnitt

Die Form des Wehres mit 3 Öffnungen (12 m Verschlussbreite, Verschlusshöhe 11 m) wurde beibehalten. Der rechte Landpfeiler und das Wehrkraftwerk konnten im anstehenden Reiflinger Kalk, die Wehrfelder und die restlichen Pfeiler auf Schotter gegründet werden. Die Abdichtung senkrecht zum Fluß besorgt eine Schlitzwand bis in den anstehenden Fels. Im Wehr Großreifling bestehen keine Auftriebmessungs- und Auftriebentlastungseinrichtungen. Als Wehrverschlüsse wurden ebenfalls Segmentverschlüsse mit aufgesetzten Klappen und Kettenwindwerk eingebaut.

### Betriebserfahrungen

Durch das Erfordernis, das Segment erst nach umgelegter Klappe heben zu können, ergeben sich im Stauraum größere Anlandungen, da erst bei größerer Wasserführung durch Anheben des Segmentverschlusses ein Spülvorgang eingeleitet werden kann. Die tatsächliche Umläufigkeit hat die Ergebnisse der Untersuchungen betreffend Fließgeschwindigkeit und Fließrichtung voll bestätigt.

### Ennskraftwerk Altenmarkt, Wehr Eßling

#### Hauptdaten KW Altenmarkt

Engpaßleistung Hauptkraftwerk	21 MW
Regelarbeitsvermögen Hauptkraftwerk	129 GWh
Ausbauwassermenge Hauptkraftwerk	106 m <sup>3</sup> /s
Baubeginn	1958
Inbetriebnahme	1960

#### Technische Beschreibung Wehr Eßling

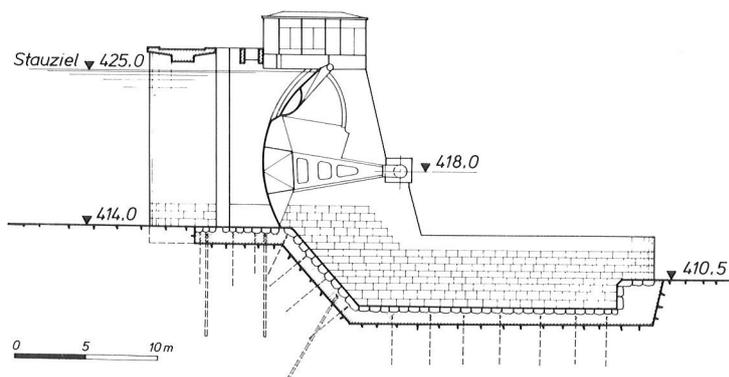


Abb.7 Kraftwerk Altenmarkt - Wehr Eßling: Querschnitt

Wie in Gstatterboden konnte auch beim Wehr Eßling in offener Baugrube am rechten Ufer neben dem alten Ennsbett das gesamte Wehrbauwerk und das Einlaufbauwerk zum Triebwasserstollen errichtet werden. Die bewährte Form der Wehrverschlüsse mit Segmentverschlüssen und aufgesetzten Klappen wurde auch in Altenmarkt gewählt. Die Steuerung der Wehrverschlüsse erfolgt mittels Kettenwindwerk, wobei eine getrennte Steuerung der Klappen und Segmente möglich ist.

### Betriebserfahrungen

Die Gefahr der Verkläuserung bzw. Verlandung im Stauraum ist gegenüber den Wehren Großreifling und Wandau geringer, da ein Grundstrahl unter dem Segmentverschluß ohne völlige Absenkung der Klappe abgegeben werden kann. Trotz Verankerung und Verdübelung der versetzten Granitsteine (Tosbecken und Pfeilerverkleidungssteine) sind Steine als Folge von Hochwasserereignissen herausgerissen worden.

#### 4.3.1.4 Zusammenfassung

Nach nunmehriger mehr als 15-jähriger Betriebsführung der STEWEAG-Kraftwerke der Mittleren Enns kann berichtet werden, daß trotz der vorgeschilderten Betriebserfahrungen in diesen Kraftwerken der steirischen Landesgesellschaft eine uneingeschränkte energiewirtschaftliche Betriebsführung möglich war. Der Wert des Dargebotes aus diesen 4 Kraftwerken wird durch den vorgeschalteten Kurzspeicher auf der Waag im KW Hieflau verbessert.

### Literatur-Verzeichnis

- BRAUNER W. "Die Stufenaufteilung" ÖZE Mai 1973, Heft 5, Seite 155 - 160  
GEYMAYER H. "Die Wehre und Stauräume" ÖZE Mai 1973, Heft 5, Seite 160 - 167  
SPAUN G. "Die Geologie im Baubereich" ÖZE Mai 1973, Heft 5, Seite 140 - 154

#### 4.3.2\_Betriebserfahrungen\_mit\_der\_Kraftwerkskette\_an\_der\_Unteren\_Enns\_

(F.Gasperl, G.Schönmayr, Ennskraftwerke A.G.)

##### 4.3.2.1\_Einleitung

Die Ennskraftwerke AG betreibt an dem 93 km langen oberösterreichischen Flußabschnitt der Enns eine geschlossene Kette von 10 Flußkraftwerken. Der Bau des ältesten Kraftwerkes wurde im Jahr 1941 begonnen. Nach kriegsbedingten Unterbrechungen ging als erstes das Kraftwerk Staning 1946 in Betrieb, als letztes das Kraftwerk Schönau 1972.

Kraftwerk	Bauzeit Jahr	Ausbau- fallhöhe m	Ausbau- durchfluß m <sup>3</sup> /s	Lei- stung MW	RAV GWh	W e h r	
						Felderanz- x Breite m	Verschluß- art
Schönau	1969-72	11,80	250	26,00	116,4	3x12,0	Segm.+Klappe
Weyer	1967-69	15,80	250	37,00	162,1	2x18,0	Segm.+Klappe
Großbraming	1942-50	23,55	280	65,50	245,2	2x22,5	Klappe, GS
Losenstein	1958-62	15,00	280	38,00	166,0	3x13,5	Doppelhaken
Ternberg	1941-49	14,95	280	40,00	168,2	3x16,0	Klappensch.+GS
Rosenau	1950-53	12,70	280	28,35	134,4	4x16,0	Doppelhaken
Carsten	1965-67	12,50	280+15	32,30	143,2	3x14,0	Segm.+Klappe
Staning	1941-46	14,20	300	37,00	189,6	5x17,0	Obers., Segm.-GS
Mühlrading	1941-48	8,05	300	21,00	101,4	5x17,25	Doppelhaken
St.Pantaleon	1962-65	18,90	290+10	54,10	263,2	4x14,0	Segm.+Klappe

RAV ..... Regularbeitsvermögen im Laufwerksbetrieb

GS ..... Grundschütz

Obers. .. Oberschütz

Segm. ... Segmentschütz

Aus der langjährigen Betriebserfahrung mit diesen Kraftwerken sollen einige Punkte erörtert werden.

##### 4.3.2.2\_Hochwasserabfuhr\_

Das 6 080 km<sup>2</sup> große Einzugsgebiet der Enns mit einer mittleren jährlichen Niederschlagshöhe von 1 580 mm gehört zu den niederschlagsreichsten Landstrichen Österreichs.

Bei einer mittleren Wasserführung von 209 m<sup>3</sup>/s erreichen die Werte für das 10-jährliche Hochwasser 2 000 m<sup>3</sup>/s, für das 100-jährliche Hochwasser 3 000 m<sup>3</sup>/s an der Mündung.

Im Laufe des Betriebes der Kraftwerke traten folgende größere Hochwasser auf:

Datum	HQ in m <sup>3</sup> /s flußaufwärts der Einmündung des Steyrflusses	HQ in m <sup>3</sup> /s flußabwärts der Einmündung des Steyrflusses
1949 08 16	1 630	2 165
1959 07 21	1 899	2 330
1961 12 12	1 469	1 900
1973 06 25	1 490	1 990
1975 07 01	1 815	2 560
1977 08 01	1 620	2 460

Die Wehranlagen sind in den älteren Kraftwerken als mit Ketten angetriebene Doppelhakenschütze oder Staubalkenwehre mit Ober- und Grundschütz ausgeführt, bei den nach 1962 errichteten Kraftwerken bestehen die Wehrverschlüsse aus hydraulisch angetriebenen Segmentverschlüssen mit Klappen.

Die Abfuhr der Hochwasser erfolgt im wesentlichen problemlos, alle an der Enns verwendeten Arten von Wehrverschlüssen haben sich gut bewährt. An den Wehrverschlüssen selbst wurden praktisch keine Beschädigungen festgestellt. Die Tosbecken der älteren Anlagen bis einschließlich Losenstein sind aufgrund überhöhter Hochwasservorschriften überdimensioniert und zeigten daher bei den bisher aufgetretenen Hochwassern eine gute Energieumsetzung und geordnete Abströmverhältnisse. Die neueren Tosbecken sind für niedrigere Hochwasservorschriften knapper dimensioniert, sodaß etwas turbulenterer Abflußbilder vorherrschen, die beispielsweise während des Hochwassers 1975 in den Kraftwerken Schönau, Weyer und Carsten zu Schäden an den Uferbefestigungen im Unterwasser führten. Während des Hochwassers 1973 wurden die Segmentschütze des Kraftwerkes Garsten der damaligen Betriebsvorschrift entsprechend gleichzeitig so weit angehoben, daß die oberflächliche Abfuhr von Schwemmgut nicht mehr möglich war und ein Wehrfeld verklauste. Die Betriebsvorschrift für Wehre ohne Staubalken wurde daraufhin so abgeändert, daß jederzeit bei mindestens einem Wehrfeld die freie Abfuhr von Schwemmgut über die Klappe oder durch ein gänzlich geöffnetes Wehrfeld erfolgt. Insgesamt waren die Hochwasserschäden an Bauteilen im Kraftwerksbereich gering und im wesentlichen auf Uferangriffe im Unterwasser beschränkt.

Aufgrund eines Langzeitrevisionsplanes werden die insgesamt 34 Wehrfelder aller Ennskraftwerke neben der laufenden Wartung alle 5 Jahre einer besonderen Kontrolle und alle 15 Jahre einer Generalrevision unterzogen. Dabei sind folgende typische Mängel aufgetreten:

Bei den älteren Anlagen mit kettengetriebenen Verschlüssen:

- wegen Gußfehlern und Rissen in den Abstützkonstruktionen, wie Radkästen und Laufrädern, mußten diese durch geschweißte Stahlkonstruktionen ersetzt werden.
- Holzdichtungen haben sich nicht bewährt und werden auf Gummidichtungen umgebaut.
- An den Wehrantriebsketten sind Verreibungen und bleibende Dehnungen durch Überbeanspruchung festzustellen. Um dies künftig zu vermeiden, wird eine größere Anzahl von Wehrfeldern mit Enteisungsvorrichtungen ausgestattet, die bewegliche Teile möglichst von Verunreinigungen freihalten und die Wartung und Schmierung

verbessert. Bei Neuanschaffung von Ketten wird die rechnerisch zulässige Beanspruchung unter den Werten der Stahlwasserbaunormen vorgeschrieben.

- In Ketten aus kerbschlagempfindlichen Stahlsorten wurden Risse festgestellt, diese müssen durch neue Ketten aus Stahl mit entsprechender garantierter Kerbschlagzähigkeit ersetzt werden.
- In Laufschiene zeigen sich durch das Zusammenwirken von Radrücken und Rost Rillen. Die Laufschiene werden in größeren Zeitabständen ausgetauscht und wenn möglich, in rostfreiem Stahl ausgeführt.

Bei den neueren Anlagen mit hydraulischem Antrieb:

- Wegen Schäden an der Verchromung bei Kolbenstangen und Plungerstempel werden diese unter Verwendung von rostfreiem Grundmaterial ersetzt.
- Verreibungen und Bruch von Gleitlagern werden durch eine Verbesserung der Schmiermöglichkeit und erhöhte Wartung vermieden.

Bei allen Stahlbauteilen wird der Korrosionsschutz in der Regel alle fünf Jahre ausgebessert und 15-jährlich zumindest teilweise erneuert.

Zur Behebung oben angeführter Mängel ist es unvermeidlich, daß bei den Generalrevisionen jährlich zwei bis drei Wehrverschlüsse während mehrerer Monate außer Betrieb gesetzt sind. Während der vorangeführten sechs Hochwasser konnten insgesamt sieben Wehrfelder gänzlich zur Hochwasserabfuhr nicht benutzt werden, dreimal standen einzelne Teile wie Klappen oder Grundschiebe nicht zur Verfügung. Es ergeben sich daraus jedoch keine Probleme, da die Wehranlagen so dimensioniert werden mußten, daß auch bei Ausfall eines Wehrfeldes das 100-jährliche Hochwasser schadlos abgeführt werden kann.

Über die Entwicklung von Kolken flußab der Wehranlagen gibt folgende Tabelle Auskunft:

#### K O L K E

Kraftwerk	Wassertiefe im UW in m bei Ausbaudurchfluß über max. Kolkentiefe	max. Kolkentiefe in m unter Tosbecken - Gegenschwelle
Schönau	7,05	3,55
Weyer	5,85	2,95
Großbraming	4,65	0,65
Losenstein	8,65	5,65
Ternberg	6,10	2,60
Rosenau	5,95	2,95
Garsten	6,30	4,50
Staning	6,50	4,90
Mühlrading	7,15	3,15
St.Pantaleon	4,30	1,70

Großraming hatte als oberstes Kraftwerk durch rund 20 Jahre eine Anlandungskubatur von durchschnittlich  $250\,000\text{ m}^3/\text{Jahr}$ . Mit dem Bau der Oberliegerkraftwerke Weyer und Schönau verringerte sich dieser Wert auf  $50\,000\text{ m}^3/\text{Jahr}$ .  $200\,000\text{ m}^3/\text{Jahr}$  werden nun in diesen beiden Kraftwerken abgelagert. In der folgenden Skizze ist dieser Zusammenhang deutlich zu sehen:

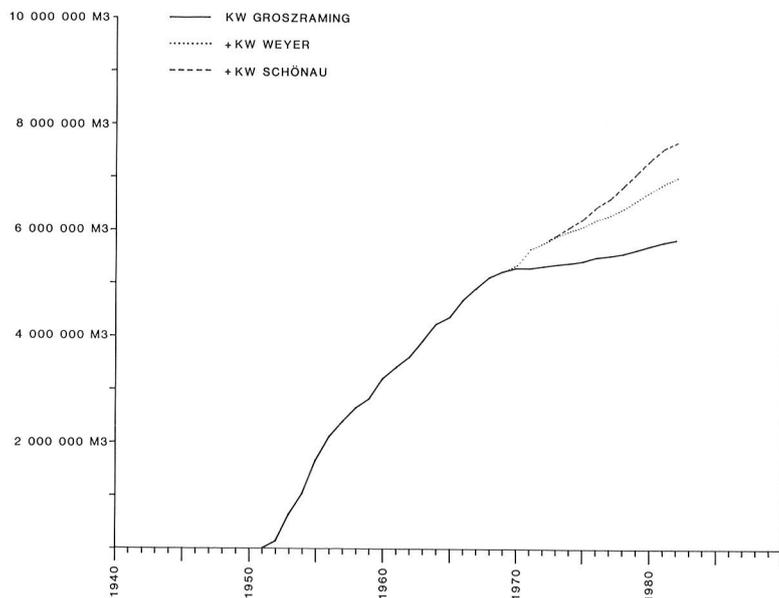


Abb. 1: Anlandungen in den Kraftwerken Großraming bis Schönau

Für den Betrieb der Kraftwerke bilden die Anlandungen nur ein untergeordnetes Problem. Beeinträchtigungen durch Ablagerungen in den Buchten vor den Turbineneinläufen werden bei einigen Kraftwerken gemessen, bei den Kraftwerken Schönau und Carsten mußten diese durch Baggerungen beseitigt werden. Ebenso bilden sich Anlandungen vor Wehrverschlüssen, die längere Zeit nicht betätigt wurden. Durch Betriebsanweisungen ist sichergestellt, daß bei größerer Wasserführung die Wehrverschlüsse wechselweise betätigt werden. An den Stauwurzeln sind die Ablagerungen wegen der hohen Fließgeschwindigkeit gering. UW-Baggerungen in den Kraftwerken Schönau, Weyer, Großraming, Garsten, Staning und Mühlradring erwiesen sich als wirtschaftliche Maßnahme zur Vergrößerung der Fallhöhe und damit der Stromerzeugung und wurden zum Teil während des Baues und zum Teil nachträglich ausgeführt. Eine nachträgliche Verlandung der UW-Eintiefungen wurde bisher nicht beobachtet, lediglich im Unterwasser von Weyer mußten bereits mehrmals Baggerungen durchgeführt werden.

Schlamm­bänke in den Stauräumen bieten einerseits für zahlreiche Wasservögel reiche Nahrung und, wenn sich Bewuchs bildet, gute Nistmöglichkeiten.

Andererseits werden die Stauräume in erhöhtem Ausmaß als Freizeiteinrichtungen genutzt, sodaß es verschiedentlich zu Beschwerden wegen der Beeinträchtigung des Landschaftsbildes und Geruchsbelästigungen gekommen ist. Aus diesem Grunde wurden 1984 erstmals im Stauraum Großraming Schlammabgraberungen durchgeführt. Mündungen eingestauter Seitenbäche müssen aus verschiedensten Gründen frei von Ablagerungen gehalten werden. In Summe wurden bisher rund 300 000 m<sup>3</sup> durch Baggerungen beseitigt.

Versuche von Stauraumspülungen bei den Kraftwerken Staning und Großraming brachten nicht den gewünschten Erfolg und werden deshalb derzeit nicht weiter verfolgt. Die ufernahen Schlammänke fallen bei diesen Spülungen trocken und werden daher nicht abgetragen, es werden lediglich Ablagerungen aus tieferen Stauraumzonen, die weder optisch noch betrieblich stören, in den Unterliegerstausee transportiert. Ein Musterbeispiel für einen Spülversuch zeigt die Zusammenzeichnung der Anlandungen von Staning und Mühlradring.

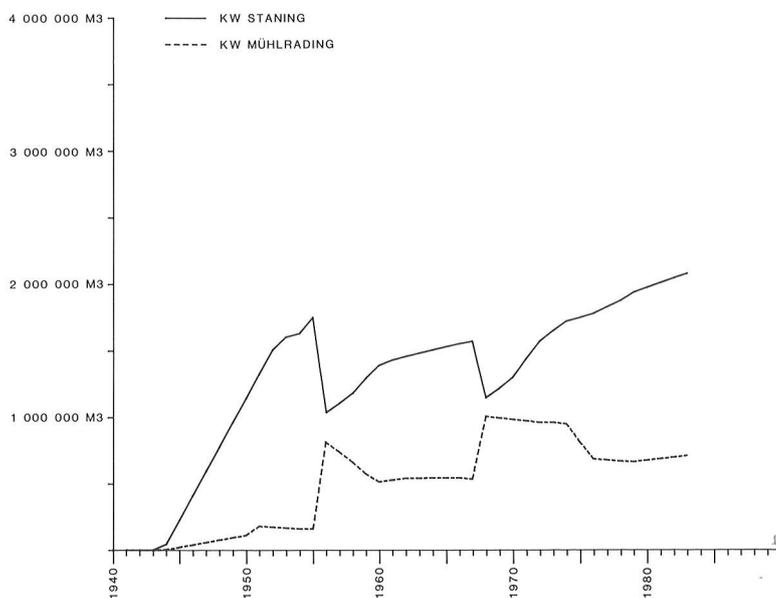


Abb. 2: Anlandungen in den Kraftwerken Staning und Mühlradring - Auswirkungen von Stauraumspülungen

Im Jahre 1955 wurden durch eine Spülung 750 000 m<sup>3</sup> abgetragen, im Jahre 1967 war bei einer Staulegung zu Revisionszwecken eine höhere Wasserführung eingetreten und verfrachtete 450 000 m<sup>3</sup>. Der Großteil lagerte sich im Unterliegerkraftwerk ab und wurde erst nach längerer Zeit teilweise wieder abgetragen.

Die tiefsten Stellen der Kolkmulden liegen alle in Flußmitte und in einem Abstand von rund 30 m flußabwärts des Tosbeckenendes, sodaß bauliche Maßnahmen bisher nicht erforderlich waren.

Zu bemerken ist, daß der tiefste Kolk bei den Kraftwerken an der Enns nicht im Anschluß an ein Wehrfeld auftritt, sondern beim Ausleitungskraftwerk Weyer unmittelbar flußabwärts des Saugschlauches festzustellen ist.

#### 4.3.2.3 Stauraumverlandung

Der Verlandungszustand der Stauräume wird durch Profilmessungen in 5-jährlichem Abstand erfaßt. Folgende Tabelle zeigt den ursprünglichen Inhalt, die Anlandungskubatur und den Verlandungsgrad:

Kraftwerk Stauraum inkl. Seitenbäche	Stauraumgesamthalt			Stauraumnutzinhalt (Schwellraum)		
	Ausgangs- stand hm <sup>3</sup>	Verlan- dung hm <sup>3</sup>	Verlan- dungsgrad %	Ausgangs- stand hm <sup>3</sup>	Verlan- dung hm <sup>3</sup>	Verlan- dungsgrad %
Schönau	3,27	0,92	28	0,52	0,02	2,8
Weyer	5,37	1,13	21	-	-	-
Großbraming	13,55	5,74	42	1,51	0,10	3,7
Losenstein	6,57	0,92	14	1,09	0,02	1,2
Ternberg	5,89	0,63	11	1,67	0,01	1,1
Rosenau	6,82	0,85	12	1,01	0,02	1,6
Garsten	3,67	0,08	2	0,62	0,00	0,2
Staning	14,14	2,04	14	4,73	0,03	0,6
Mühlrading	4,85	0,66	14	1,41	0,06	3,9
St.Pantaleon	6,44	0,67	10	1,59	0,01	0,3
<b>S u m m e</b>	<b>70,57</b>	<b>12,69</b>	<b>19</b>	<b>14,16</b>	<b>0,27</b>	<b>1,9</b>

Für die gesamte Kraftwerkskette ergab sich die Jahresanlandung in den 50-er Jahren mit durchschnittlich 400 000 m<sup>3</sup>/Jahr. Es ist festzustellen, daß Geschiebe im wesentlichen nicht durch die Stauräume transportiert wird und vielmehr im oberstliegenden Kraftwerk der Kette bzw. im Bereich der Einmündung der Seitenbäche liegenbleibt. Die Menge der jährlich abgelagerten Schwebstoffe reduziert sich nur geringfügig und liegt derzeit bei etwa 300 000 m<sup>3</sup>. Leichte Anzeichen einer Abnahme der jährlichen Verlandung sind vorhanden, ein Gleichgewichtszustand, bei welchem die gesamte Schwebstoff-Fracht abtransportiert wird, ist noch nicht erreicht.

#### 4.3.2.4 Wasserdurchtritte

Die Kraftwerke an der Enns sind dem geologischen Großraum entsprechend in der Alpenregion zur Gänze auf Kalken und Dolomiten, im Alpenvorland auf Flysch und Schlier gegründet. Eine Ausnahme bildet das Kraftwerk Schönau, bei welchem nur die Wehranlage auf dem gewachsenen Dolomit fundiert werden konnte. Das Krafthaus steht auf Lockergestein, die Untergrundabdichtung erfolgte durch eine Bohrpfahlwand, die zur Verlängerung des Sickerweges in das Oberwasser vorgezogen wurde. Ein durchgehender Anschluß der Untergrundabdichtung an den gewachsenen Dolomit war aufgrund der Geländeform aus Kostengründen nicht möglich. An der rechten Ufermauer sind im Unterwasser Wasseraustritte knapp oberhalb der Wasseranschlagslinie zu beobachten. Die Schüttungen liegen in Summe bei ca. 10 l/s und haben sich seit Staubeginn kaum verändert.

Eine weitere sichtbare Umläufigkeit ist am linken Ufer beim Kraftwerk Ternberg zu beobachten. Hier wurde nach Staubeginn eine Schüttung von 120 l/s festgestellt, die heute bei etwa 30 l/s liegt. Es konnte dabei eine jahreszeitliche Schwankung der Schüttung festgestellt werden. Vermutlich ist bei kaltem, umläufigen Grundwasser infolge der höheren Viskosität der Durchfluß im Boden geringer (PLATZL 1964, SCHLATTE 1983).

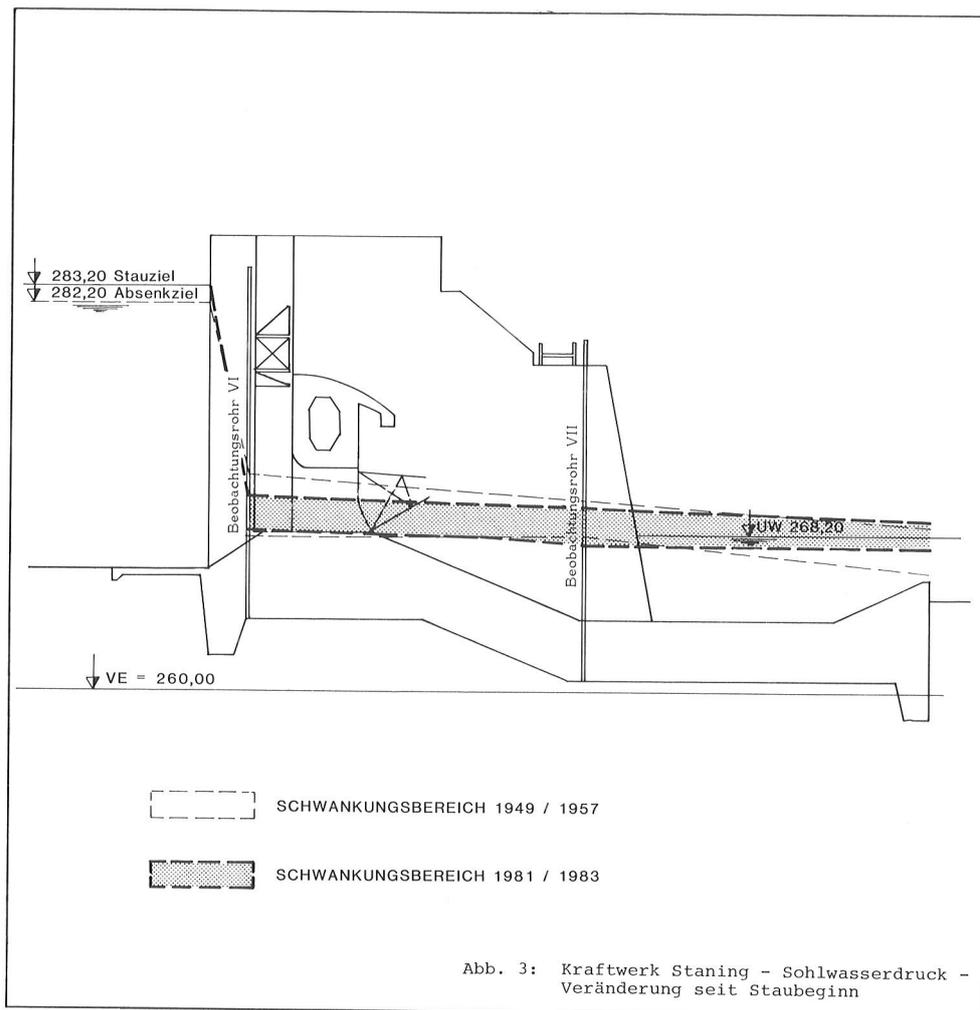
Beim Kraftwerk Garsten kann in einem Drainagesystem die Umläufigkeit am rechten Ufer erfaßt werden. Sie betrug während des ersten Einstaues ca. 150 l/s und ist nun auf etwa 50 l/s abgesunken. Auch hier ist eine jahreszeitliche Schwankung festzustellen.

An der gesamten Ennskette sind also nur bei drei Kraftwerken und hier nur jeweils an einem Ufer größere Umläufigkeiten vorhanden. Die anderen Kraftwerke zeigen entweder nur sehr kleine Werte oder die Austritte verteilen sich flächig in den Schotterkörper und sind daher nicht erfaßbar.

#### 4.3.2.5 Sohlwasserdruck - Beobachtungen

Beobachtungseinrichtungen sind in allen Krafterken an der Enns installiert, Messungen wurden beim ersten Aufstau sowie während der ersten Betriebsjahre durchgeführt.

Da die beobachteten Schwankungen geringfügig waren und die Drücke zum Teil erheblich unterhalb der nach den statischen Berechnungen zulässigen Werte lagen, wurden die laufenden Beobachtungen eingestellt. Derzeit fallweise (halbjährlich) und bei größeren Hochwassern durchgeführte Kontrollmessungen zeigen keine Langzeitveränderungen.



#### 4.3.2.6\_Bauwerkssetzungen

Wenn man von Setzungen während der Bauzeit absieht, sind nur beim Kraftwerk Garsten länger andauernde Höhenveränderungen feststellbar. Die Messungen zeigen, daß sich im Bereich der Unterwasser-Ufermauer Hebungen ergeben. Diese Hebungen dauern nun seit mehr als 15 Jahren an und bewirken, daß sich die Unterwasser-Pfeilerköpfe nunmehr um ca. 1 mm / Jahr heben und sich die Wehrfelder in diesem Bereich nach Oberwasser neigen. Aus den Ergebnissen von Kernbohrungen und Mehrfach-Extensometermessungen ist zu schließen, daß die Ursache der Hebungen vermutlich in quellfähigen Tonmineralien im Flyschuntergrund liegt. Die beobachteten Hebungen bis zu 3 cm haben keine schädigenden Auswirkungen auf die Bauwerke ergeben, da sie großflächig verteilt sind.

Bei den Dämmen im Rückstaubereich der Kraftwerke bzw. beim Oberwasserkanal des Kraftwerkes St. Pantaleon klangen die Setzungen unmittelbar nach Aufstaubeginn ab. Die seither gemessenen Setzungen liegen überall unter 5 mm. Dies ist in erster Linie auf sorgfältige Bauausführung und Verwendung von sehr gutem Schüttmaterial (gut abgestufter Kalkschotter) zurückzuführen.

#### 4.3.2.7 Langzeitverhalten von Asphalt

Die Asphaltbetonauskleidung des Oberwasserkanales St. Pantaleon hat eine Dichtfläche von rund 300 000 m<sup>2</sup> und wurde 1963/64 hergestellt. Weitere Asphaltdichtungen wurden auf Stauraumbegleitdämmen in St. Pantaleon und Garsten aufgebracht. Anlässlich einer Kanalabkehr wurden 1982 umfangreiche Untersuchungen am Asphaltbeton durchgeführt. Es zeigte sich, daß das Bitumen im Asphaltbeton schon bei der Herstellung des Dichtbelages und im Laufe der Zeit einer Alterung, d. h. Verhärtung und Versprödung, unterworfen ist. Die Alterungserscheinungen waren im Freibordbereich, im Wasserschwankungsbereich und an der Kanalsole gleich, wobei letztere durch das über 7 m tiefe Wasser im Kanal von Luftsauerstoff und ultravioletter Strahlung nicht beeinflusst wird.

Schäden, wie Netzrisse, aufgegangene Arbeitsnähte u. ä., zeigten sich vermutlich wegen der hohen Temperaturdehnungen, die vom verhärteten Bitumen nicht mehr ausgeglichen werden, vor allem über Wasser und in größerer Anzahl auf den der Sonneneinstrahlung ausgesetzten Flächen.

Durch Eisangriff und größere Beanspruchung auf Höhe des Stauzieles war die Dichtschicht der zweilagigen Abdichtung der Stauraumbegleitdämme in St. Pantaleon und Garsten soweit angegriffen und abgetragen, daß ein Streifen der Dichtschicht abgefräst und durch eine Neulage ersetzt wurde.

Zusammenfassend wird festgestellt, daß sich die Erstellung von Bauwerksbeobachtungsplänen und Langzeit-Revisionsplänen für die einzelnen Bau- und Stahlwasserbauteile bewährt hat und damit eine planmäßige Instandhaltung der Kraftwerke gesichert ist.

#### Literaturhinweis:

- Dr. PLATZL M., Interner Bericht über die Wasserumläufigkeit beim Kraftwerk Ternberg, 1964.
- Dipl.Ing. SCHLATTE H., Selbstdichtung von Stauräumen, ÖWW, Heft 1/2, S.27, 1983.
- KRAFTWERK SCHÖNAU, ÖZE, Sonderheft Juli 1973.
- KRAFTWERK WEYER, ÖZE, Sonderheft, Mai 1970.
- KRAFTWERK GROSSRAMING, Österr. Kraftwerke in Einzeldarstellungen, Folge 12, Bundesministerium für Verkehr und verstaatl. Betriebe
- KRAFTWERK LOSENSTEIN, wie vor, Folge 32, Sonderdruck.
- KRAFTWERK TERNBERG, wie vor, Folge 8, Sonderdruck.
- KRAFTWERK ROSENAU, wie vor, Folge 21, Sonderdruck.
- KRAFTWERK GARSTEN-ST.ULRICH, ÖZE, Sonderheft Mai 1968.
- KRAFTWERK STANING, Österr. Kraftwerke in Einzeldarstellungen, Folge 11, Sonderdruck.
- KRAFTWERK MÜHLRADING, wie vor, Folge 6, Sonderdruck.
- KRAFTWERK ST.PANTALEON, ÖZE, Sonderheft Juni 1965.

#### 4.4 Die Drau

##### 4.4.1 Die Flußstauwerke an der Drau

(K.Baustädter, Österreichische Draukraftwerke A.G.)

###### 4.4.1.1 Einleitung

Im Frühjahr 1939 wurde der Baubeschluß für das Kraftwerk Schwabeck gefaßt. Die Anlageverhältnisse waren günstig: natürliche Steilufer im 25 km langen Stauraum und im Bereich des Hauptbauwerkes gewachsener Fels. Trotz der erschwerenden Bedingungen durch die Kriegswirren konnte im Oktober 1942 die erste Maschine in Betrieb gehen. Unter der kriegsbedingten Energienot entschloß man sich nun für die Errichtung einer Kraftwerkskette zwischen Schwabeck und Marburg, unter Verwendung einer neuen Kraftwerkstypen: dem Pfeilerkraftwerk.

Bereits 1941 wurde mit dem Bau der Stufe Lavamünd begonnen und diese nach dem Ende des Zweiten Weltkrieges in den Jahren 1945/46 fertiggestellt.

Als nächstes wurde das Kraftwerk Edling an der Stauwurzel des Kraftwerkes Schwabeck am Beginn einer dolomitischen Engstelle in Angriff genommen. Da es sich um eine hohe Stufe mit über 21 m handelte, entschloß man sich für die Form eines Buchtenkraftwerkes, wobei das Hauptbauwerk in einer Baugrube außerhalb des Flußlaufes errichtet wurde.

In dem über 21 km langen Stausee konnten zum größten Teil natürliche Ufer angestaut werden und nur an wenigen Stellen waren Polderdämme mit Pumpwerken zu errichten. Im Zuge des Aufstaus zeigt sich beim Damm Rakollach stärkere Feinsandausschwemmungen auf der Luftseite. Mit Kiesüberdeckungen und Flächendrängen konnten diese nachteiligen Erscheinungen jedoch wirkungsvoll saniert werden. Um die Geschiebefracht im breiten Stausee zu beherrschen, konnte auf eine Baggereinrichtung im Stauwurzelbereich nicht verzichtet werden, für die Behandlung der Schwebstoffverlandung machte man sich die Erfahrung der bayrischen Innkraftwerke über Schwebstoffspülungen zunutze.

Das Kraftwerk Edling wurde im April 1962 in Betrieb genommen. Die weiteren Ausbaumaßnahmen der ÖDK konzentrierten sich auf den Flußabschnitt im Rosental, doch mußten für die geplanten hohen Stufen, da die Siedlungsräume näher am Fluß lagen, bedeutende Dammstrecken in Kauf genommen werden.

Als erste der vier Stufen wurde das Kraftwerk Feistritz-Ludmannsdorf, das als Führungskraftwerk dieser Kette dienen sollte, verwirklicht. Auch hier wurde das Hauptbauwerk außerhalb des Flußlaufes in einem unregelmäßigen, von Lehm und Sandstein durchsetzten Konglomerat errichtet. Erstmals wurde die Wehranlage als Staubalkenwehr ausgeführt, doch waren die Bauverfahren nicht so günstig, daß diese Form auch bei den folgenden Draustufen zur Anwendung gekommen wäre. Der Ablauf der Bau durchführung stand unter dem Einfluß dreier katastrophentypischer Hochwässer mit zweimaliger Überflutung der Baugrube. Durch den hohen Aufstau der Drau mußten im Stauraumbereich vier Polderdämme errichtet werden, von denen der Damm Feistritz mit einer Höhe von 28 m, einer Kubatur von rund 1,5 Mio m<sup>3</sup> und einer bis zu 46 m tiefen Schlitzwand eine beachtliche erdbauliche Leistung darstellte. Mit Ausnahme des Polders Suetschach, wo ein Vorflutgerinne bis in das Unterwasser der Kraftstation geführt wurde, mußten bei den anderen Poldern Pumpwerke gebaut werden, um das Sicker- und Hangwasser in den Stausee abführen zu können. Nach Stauerrichtung kam es in den Polderräumen zu stärkeren Vernässungserscheinungen, die jedoch mit Oberflächendrängen in tragbaren Grenzen gehalten werden konnten und die nach mehreren Jahren durch die inzwischen eingetretene Stauraumselbstdichtung fast zur Gänze zurückgegangen waren.

Kurze Zeit nach der Inbetriebnahme des Kraftwerkes Feistritz-Ludmannsdorf im Jahre

1968 wurde mit den Bauarbeiten für die oberste Stufe, dem Kraftwerk Rosegg-St. Jakob, begonnen. Das Kraftwerk ist ein Ausleitungskraftwerk: mit einem 3,5 km langen Oberwasserkanal wird die Rosegger Schleife abgeschnitten. Die Kraftstation konnte wiederum neben dem Drauflußbett in eiszeitlich vorbelastetem, durch horizontal gelagerte Kiesschichten mehrfach unterbrochenem Schluff errichtet werden und für den Bau der Wehranlage und des Einlaufbauwerkes zum Oberwasserkanal wurde die Drau über ein Umleitungsgerinne ausgeleitet, so daß auch diese, auf einer in Phyllit gebetteten Dolomitscholle gegründeten Bauwerke in einer Baugrube hergestellt werden konnten. Bauliche Probleme brachte der zum größten Teil in rutschgefährdetem Phyllit errichtete Oberwasserkanal mit sich. Es war zwar möglich, noch während der Bauzeit die Hauptschwierigkeiten durch geeignete Maßnahmen zu überwinden, doch sind Nachwirkungen auch heute noch gegeben.

Dem Draukraftwerk Rosegg-St. Jakob als damals oberste Stufe kam eine besondere Bedeutung zu, da das von der Drau und der Gail mitgeführte Geschiebe durch die an der Stauwurzel eingesetzte Baggeranlage laufend entnommen werden mußte, um das Geschiebeproblem bei allen weiteren Stufen zu lösen.

Als weiteres Kraftwerk an der "Mittleren Drau" wurde die Stufe Ferlach-Maria Rain im August 1975 fertiggestellt. Ein im Konglomerat gegründetes Hauptbauwerk, das kaum Probleme mit sich brachte.

Wie schon beim Draukraftwerk Feistritz-Ludmannsdorf eingeleitet, wurde hier in bewährter Weise auf durch Pumpwerke entwässerte Polderräume verzichtet und die gesamte Vorflut aus den Polderräumen in einem Seitengerinne erfaßt und in das Unterwasser geleitet. Eine Maßnahme, die den Betrieb entscheidend vereinfachte und ökologisch landschaftsgestaltend als Bereicherung der Polderräume zu bewerten ist.

Der bis dahin noch nicht genützte Flußabschnitt zwischen Ferlach und Edling wurde durch den Bau des Kraftwerkes Annabrücke energiewirtschaftlich erfaßt. Auch hier wurde das Hauptbauwerk neben dem Flußlauf errichtet und später die Drau umgeleitet. Der sich in Ferlach bewährte Weg, Polderpumpwerke zu vermeiden, wurde auch bei der Stufe Annabrücke weiter beschritten. Die Voraussetzung dafür war jedoch der Durchstich bei der Linsendorfer Schleife und die Errichtung eines Dükers ungefähr in Stauraummitte, um das auf der rechten Drauseite ankommende Berg- und Sickerwasser auf die linke Drauseite überzuleiten.

Am 8. Oktober 1976 wurde der Baubeschluß für das Kraftwerk Annabrücke gefaßt. Nach Fertigstellung der Baugrubenumschließung und der Grundwasserabsenkanlage zeigten sich unerwartete Schwierigkeiten im Untergrund. Das Drautal ist im Bereich des Hauptbauwerkes bis zu einer Tiefe von mehr als 100 m mit eiszeitlichen Ablagerungen aufgefüllt, doch weisen die Sedimentschichten nicht die erwartete horizontale Lagerung auf, sondern sie liegen in starker Schräglage, zum Teil sogar in senkrechten Schichtpaketen. Als Ursache für diese unerwarteten Baugrundverhältnisse kann ein langzeitlicher Abschmelzvorgang eines von Geschiebe- und Schwebstoffablagerungen überdeckten Toteiskörpers angenommen werden. Trotz dieser außergewöhnlichen geologischen Verhältnisse war die angewendete Gründungsmethode mittels einem Schlitzwandraster beim Hauptbauwerk in der Lage, die auftretenden Kräfte sicher in den Baugrund einzuleiten. Die beiden Maschinen konnten bereits im Sommer 1981 angedreht werden.

Nach Fertigstellung der Kraftwerkskette "Mittlere Drau" wurde auch der energiewirtschaftliche Ausbau im Drautal zwischen Möllbrücke und Villach aktuell. Durch die Errichtung großer Speicheranlagen in der Kraftwerksgruppe Fragant der Kelag und der

Kraftwerksgruppe Malta und des zweifellos im nächsten Jahrzehnt zur Ausführung kommenden Projektes Osttirol, kommt es im Einzugsgebiet des Drautales zu einer beachtlichen Verlagerung des Sommerwasserdargebotes in den Winter.

Von den untersuchten Ausbauvarianten ergab sich als brauchbarstes Ergebnis eine Fünf-Stufenlösung mit zwei 18,5 m Stufen bei Mauthbrücken und Spittal und drei 9,70 m Stufen bei Villach, Kellerberg und Paternion. Von ganz entscheidender Bedeutung sind dabei alle Maßnahmen im Zusammenhang mit dem Hochwasserabfluß, die keinesfalls eine Verschlechterung bringen dürfen, sondern eher eine Verbesserung der Hochwassersituation in diesem Flußabschnitt ergeben sollen. Durch die Flußsohleintiefung in Villach konnte erreicht werden, daß auch Extremhochwässer, ohne Überschwemmung der Stadt abgeführt werden können.

Die Stufe Villach mußte daher als erste gebaut werden, denn durch ihre Errichtung konnten erst die Voraussetzungen für einen sicheren Hochwasserabfluß im Stadtgebiet während des Baues der Oberliegerkraftwerke und die entfallenden Retentionsgebiete geschaffen werden. Das Kraftwerk flußaufwärts der Stadt Villach wurde als Pfeilerkraftwerk ausgebildet und hat den Vorteil einer Verkürzung der erforderlichen Bauwerksbreite. Der Baubeschluß für das Kraftwerk wurde 1981 gefaßt.

Das Hauptbauwerk konnte am rechten Ufer unmittelbar neben der vorhandenen Flußrinne auf einer Felsschwelle errichtet werden. Im Stauraum wird meist das natürliche Ufer angestaut und es waren lediglich zum Bahnkörper der ÖBB hin gewisse Schutzbauten zu errichten. Mit Ausnahme von Aushubschwierigkeiten bei der Unterwassereintiefung im Bereich des Villacher Stadtgebietes, teilweise verursacht durch verfestigte Flußschotterbereiche und teilweise durch Baubehinderung infolge zahlreicher Bombenblindgänger aus dem Zweiten Weltkrieg, erfolgte der übrige Bau problemlos. Die erste Maschine konnte bereits im Jahre 1983 in Betrieb gehen. Die Unterwassersohleintiefung bis zu maximal 3,5 m auf eine Länge von 4,4 km im Stadtbereich hatte große Unruhe verursacht, doch wurden die Befürchtungen durch das Ergebnis der fertiggestellten Anlage zerstreut. Die Uferbermen im Bereich der Unterwassersohleintiefung wurden parkähnlich ausgebaut und die vorher direkt in die Drau einmündenden Kanäle wurden durch beidseitige Ufersammler erfaßt und einer Kläranlage zugeführt. Die Vornahme der Unterwassersohleintiefung brachte daher vierfache Vorteile: Vergrößerung der Energieerzeugung, Hochwasserschutz auch bei Extremhochwässern, Verbesserung der Wassergüte und eine entscheidende Erweiterung des Freizeitraumes der Stadt Villach.

Mit dem Bau der Oberliegerstufe Kraftwerk Kellerberg wurde im Frühjahr 1983 begonnen und bereits im September 1985 wird voraussichtlich die erste Maschine in Betrieb genommen werden. Das Hauptbauwerk ist nahezu plangleich dem Kraftwerk Villach ausgebildet, es unterscheidet sich lediglich von diesem durch die Art der Gründung. Der Untergrund besteht hier aus Schluff bis in große Tiefen und um die erforderliche Gleitsicherheit und auch Setzungsempfindlichkeit zu erzielen, wurde das gesamte Bauwerk auf einen bewehrten Schlitzwandrost aufgesetzt. Diese Methode wird auch bei den weiteren flußaufwärts liegenden Stufen zur Anwendung kommen.

Zu erwähnen wäre, daß sämtliche Kraftwerke mit vertikalen Kaplan turbinen ausgerüstet und mit Ausnahme der Kraftwerksgruppe "Untere Drau" und den Führungskraftwerken Feistritz bzw. Villach ferngesteuert und unbesetzt sind.

Kraftwerk	Nr. lt. Statistik	Anzahl der Maschinen	Regelarbeitsvermögen Mio kWh/Jahr	Ausbauleistung kW	Fallhöhe m	Ausbau durchfluß m <sup>3</sup> /s	HQ m/s	RHQ m/s	Inbetriebnahme der Maschinen	
"Untere Drau"	Lavamünd	247	3	140	25.000	9,00	405	232	3.500	I. 1944 II. 1945 III. 1949
	Schwabeck	246	3	340	60.000	19,80	360	265	3.500	I. 1942 II. 1943 III. 1943
	Edling	245	2	375	70.000	20,65	390	260	3.500	1962
"Mittlere Drau"	Annabücke	244	2	416	89.000	24,00	410	231	3.300	1981
	Ferlach-Maria Rain	243	2	336	75.000	20,40	410	225	3.300	1975
	Feistritz-Ludmannsdorf	242	2	390	80.000	23,24	386	224	3.100	1968
	Rosegg-St.Jakob	241	3	370	80.000	22,70	395	220	3.100	I. 1974 II. 1973 Wehrmaschine 1973
"Obere Drau"	Villach		2	104	24.000	9,20	320	154	2.500	Somm. 1984
	Kellerberg		2	101	24.000	9,70	320	151	2.490	im Bau
Böhamen	Paternion			98	24.000	9,70	320	-	-	im
	Mauthbrücken			185	49.000	18,00	320	-	-	Projekts-
	Spittal			165	49.000	19,00	300	-	-	stadium
	Malta-Unterstufe		2	114	41.000	45,00	110	-	-	1977

Tab. 1 Kraftwerksübersicht

Nach dieser mehr oder weniger allgemeinen Übersicht soll nun detaillierter auf jene Kraftwerke eingegangen werden, deren Lebensdauer über 15 Jahren liegt. Leider sind gerade bei den ältesten Kraftwerken kaum Messungen über die früheren Betriebsjahre vorhanden, die zu Vergleichszwecken dienen könnten. So kann über die Kraftwerke Schwabeck und Lavamünd praktisch keine Aussage gemacht werden; auch für Edling liegen nur wenige Meßergebnisse vor, dafür aber sind solche Beobachtungen für die Kraftwerke Feistritz, Rosegg und Ferlach in größerer Anzahl vorhanden.

#### 4.4.1.2 Verformungsverhalten der Hauptbauwerke

Das Verformungsverhalten der Hauptbauwerke ist entscheidend einerseits von der Art des Untergrundes, andererseits von Größe und Form des Bauwerkes abhängig. Bei den vertikalen Verformungen, also Setzungen, zeigte sich, daß zum Beispiel die Wehranlage Rosegg, gegründet auf einem Dolomitrücken, nur unbedeutende und gleichmäßige Setzungen (max. 3 mm) aufweist, während die Nachbarobjekte, wie Einlaufbauwerk und Ufermauer, doch Setzungen bis zu 8 mm zeigen. Bei den Gründungen im durch Lehmschichten unterteilten Konglomerat ergeben sich in den ersten zwei Jahren größere Setzungen (zwischen 5 und 12 mm), während in den weiteren Jahren kaum nennenswerte Änderungen festzustellen sind. Stärkere Setzungen ergeben sich auch hier wieder bei den schlankeren Nebenbauwerken, wie zum Beispiel Ufermauern oder Flügelmauern; besonders wenn diese Mauern in Dammschüttungen oder teilweise auf bindigem Boden gegründet sind. Beim Kraftwerk Ferlach erhält man für die äußersten Teile der Mauern dafür Setzungen bis zu 45 mm, die aber auch nach 10 bis 15 Jahren abklingen. Ähnlich verhalten sich die Gründungen in geologisch vorbelasteten Schluffen. Bei der Kraftstation Rosegg sind in den ersten zwei Jahren stärkere Setzungen aufgetreten, die aber dann nur langsam zunehmen und nach rund 10 Jahren in einer Größenordnung zwischen 10 und 15 mm keine Änderung mehr erfahren.

Die horizontalen Verschiebungen sind bei den Gründungen im Schluff und Konglomerat normalerweise unbedeutend und liegen im Bereich zwischen 1 und 3 mm. Nur beim Kraftwerk Feistritz, wohl auch eine Konglomeratgründung mit Lehmzwischenlagen, ergaben sich interessanterweise sowohl beim Wehr als auch bei der Kraftstation Verschiebungen bis zu 5 mm in Richtung Oberwasser. Der Grund dürfte in der Verdrehung des Bauwerkes unter der oberwasserseitigen Wasserlast zu suchen sein. Stärkere Verformungen ergeben sich auch hier wieder bei den schlanken Nebenbauwerken, wo zum Beispiel für eine Ufermauer Horizontalverschiebungen in Richtung Unterwasser bis zu 28 mm eingetreten sind.

#### 4.4.1.3 Sohlenwasserdruck

Die Größe und Verteilung des Sohlenwasserdruckes hängt wiederum von der Art des Untergrundes, der Länge des Sickerweges und natürlich auch vom Spiegelunterschied Oberwasser/Unterwasser ab. Die Länge des Sickerweges kann durch entsprechende Einbauten (Dichtungsschürze oder Dichtungsteppich) vergrößert werden und damit eine günstigere Verteilung des Sohlenwasserdruckes erzielt werden. Ebenso beeinflussen natürlich auch Sohlenwasserdruckentlastungsanlagen entscheidend die Größe und Verteilung des Sohlenwasserdruckes.

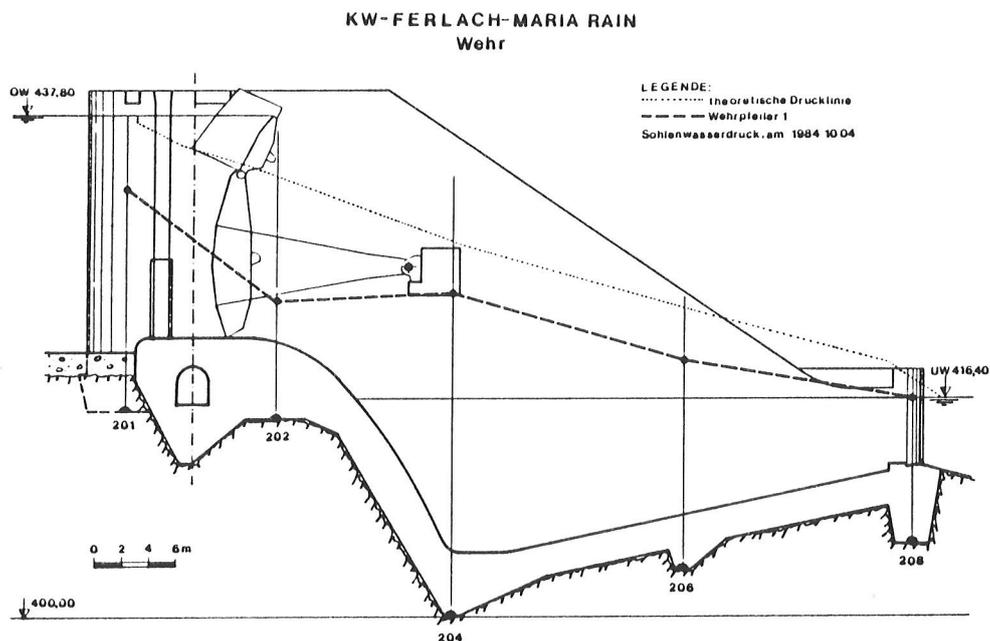


Abb.1 KW Ferlach - Maria Rain, Wehrschnitt

Bei den bisher betrachteten Kraftwerken wurde mit Ausnahme der Kraftstation Feistritz überall auf die Anordnung eines oberwasserseitigen Dichtschirmes verzichtet. Dies mit der Absicht, erst nach Vorliegen entsprechender Beobachtungsergebnisse nachträgliche Injektionsmaßnahmen von den bei allen Bauwerken angeordneten Kontrollgängen unter den Wehr- bzw. Turbineneinlaufschwellel vorzunehmen, doch waren solche nachträgliche Maßnahmen bisher nicht erforderlich. Die Sohlenwasserdrücke nehmen in fast allen Fällen schon im Oberwasserbereich sehr stark ab und liegen dann in einer Größe zwischen 40 % und 70 % der Fallhöhe über dem Unterwasserspiegel und nähern sich langsam diesem. Die zeitliche Entwicklung

zeigt parallel zum ersten Einstau einen Anstieg des Sohlenwasserdruckes, aber nach rund 1 bis 2 Jahren kommt es zu keiner maßgebenden Veränderung mehr, eher ist eine leichte Abnahme im Laufe der Jahre festzustellen. Einzig bei der Kraftstation Feistritz wurde unter dem Turbineneinlauf und unter den seitlichen Einlaufwänden eine Schlitzwand abgeteufelt, um eine genügende Standsicherheit durch Verminderung des Sohlenwasserdruckes zu erzielen. Als zusätzliche Sicherung wurde hier noch über einem Lehmhorizont eine Sohlenwasserdruckentlastungsanlage eingebaut. Hier macht sich eine gewisse Unregelmäßigkeit im Druckverlauf bemerkbar und eventuell könnte man auch aus den Meßergebnissen eine jahreszeitabhängige Veränderung des Sohlenwasserdruckes mit Zunahme in den Wintermonaten herauslesen. Die gemessenen Werte liegen aber auch hier mit genügender Sicherheit unter den für die Standsicherheit gewählten Berechnungsannahmen.

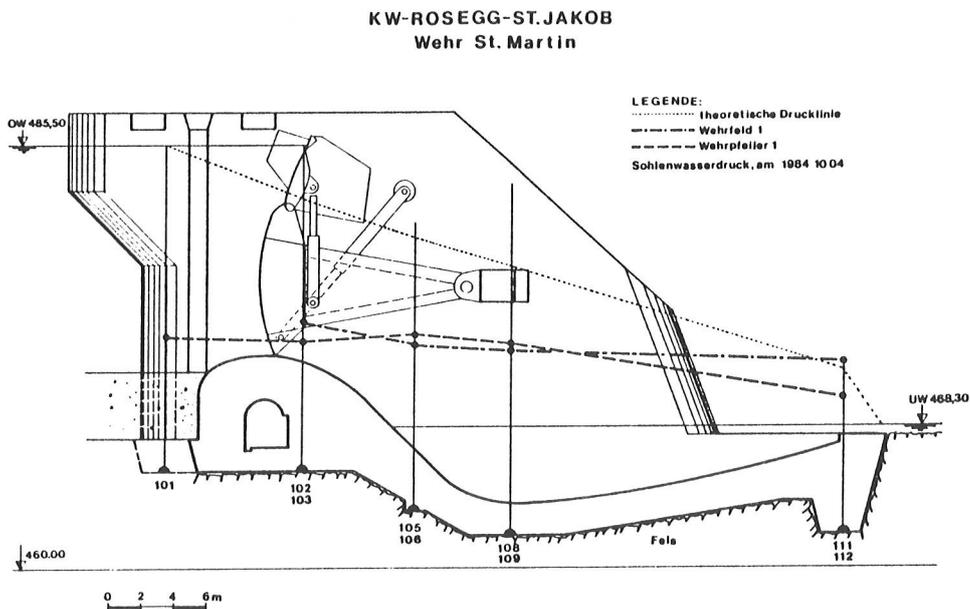
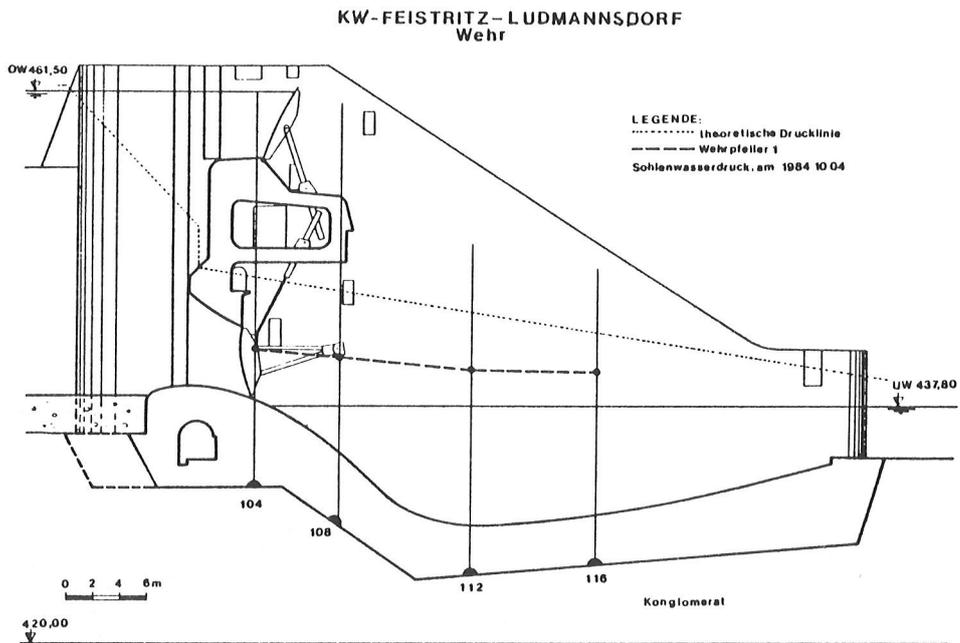


Abb.2 und 3 Kraftwerke Feistritz - Ludmannsdorf, Rosegg-St.Jakob, Wehrschnitte

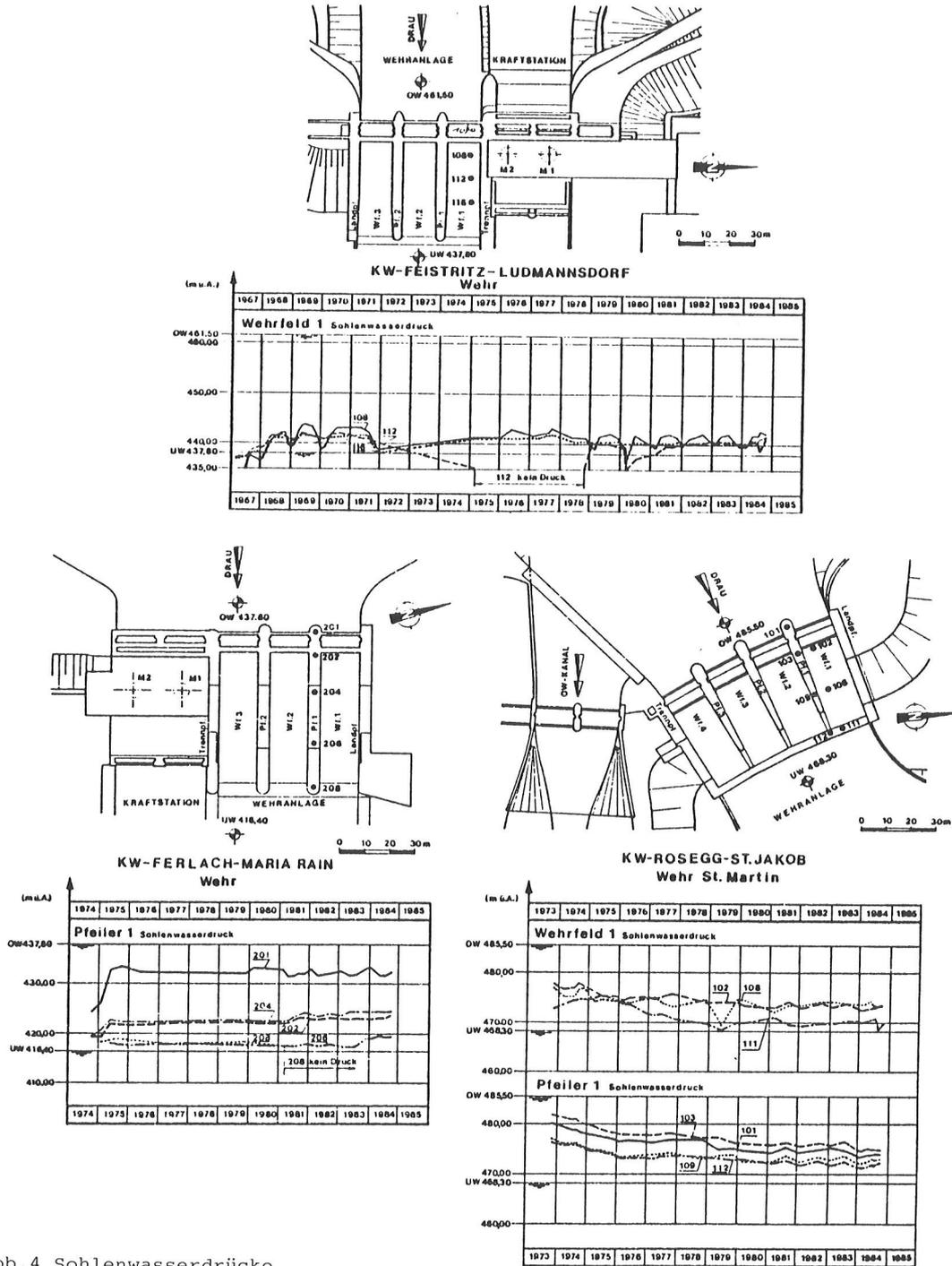


Abb.4 Sohlenwasserdrücke

4.4.1.4 Eisbildung in den Stauräumen

Probleme durch das Zufrieren der Stauseen sind in den verbauten Flußabschnitten nicht gegeben. Die Stauseen frieren gleichmäßig zu, doch ist feststellbar, daß flußabwärts des jeweiligen Oberlieggers eine Eisdeckenbildung auf mehrere hundert Meter ausbleibt. Eisversetzungen dieser zugefrorenen Decke wurden auch bei wiederholtem Schwellbetrieb nicht festgestellt.

Während es also in verbauten Kraftwerksketten keine Schwierigkeiten durch Eisbildungen gibt, sind solche an der obersten Stufe nicht immer auszuschließen. Auch dort friert der Stauraum während einer längeren Kälteperiode zu, doch durch starken Eistrieb kann es im Bereich der Stauwurzel zu Eisschoppungen kommen. Durch die behinderte Abtriftung der ankommenden Eisschollen baut sich ein Eisstau mehr oder weniger rasch flußaufwärts fort und durch die Eisschoppungen im Flußlauf ergeben sich Sekundärstau. Diese Sekundärstau erreichen bei allen beobachteten Eisstauen nur eine bestimmte Höhe, die nicht weiter überschritten wird.

Dadurch, daß der Durchflußquerschnitt durch die Eisdecke eingeengt ist, kommt es zu einer beachtlichen Verkleinerung des hydraulischen Radius, da der benetzte Umfang auf die doppelte Größe angewachsen ist. Um trotz dieser ungünstigen Erscheinung den gleichgebliebenen Zufluß abzuführen, ist eine starke Vergrößerung des Fließgefälles erforderlich. Eine stellenweise Vergrößerung des Gefälles kann aber nur durch Stauung erreicht werden. Das Gefälle konzentriert sich an bestimmten Stellen und es ergibt sich somit eine größere Räumkraft durch das Wasser. Überall dort, wo der Fluß an seinem gewohnten Lauf behindert wird, konzentriert er selbsttätig die verfügbare Energie und sucht auf diese Weise jedes ihm in den Weg gelegte Hindernis wegzuräumen.

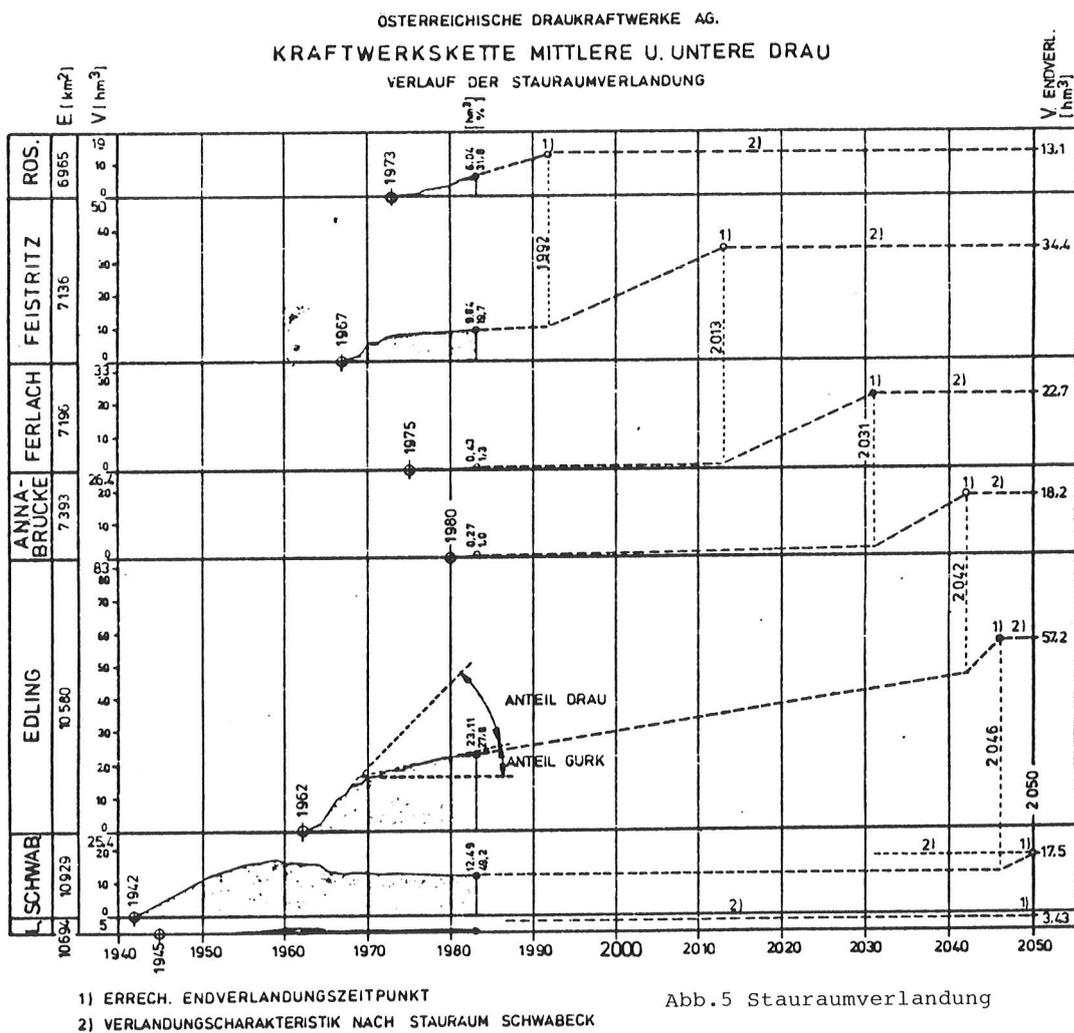
An der Stauwurzel des Kraftwerkes Rosegg bildete sich im Jänner 1979 ein Eisstau, der bis weit über Villach hinauf reichte. Die Vorbaugeschwindigkeit flußaufwärts betrug 1,5 km bis 2 km pro Tag, die Gesamtlänge dieser Schoppung war 10 km. Die Wasserführung der Drau lag 40 % unter dem Monatsmittel des Regeljahres. Durch den Einsatz des Kraftwerkes Malta wurde die Wasserführung zeitweise bis auf den doppelten Wert vergrößert. Die Lufttemperatur betrug an acht Tagen zwischen  $-12^{\circ}$  und  $-23^{\circ}$ . Bereits bei Lufttemperaturen ab  $-10^{\circ}$  und einer Wassertemperatur nahe dem Gefrierpunkt kam es zu starkem Eistreiben. Die Eisschollen bedeckten rund 40 % der Drauoberfläche und erreichten Durchmesser bis zu 200 cm. Im Bereich der Eisschoppungen reichte der erhöhte Strömungsdruck aus, um die ankommenden Eisschollen schräg zu stellen oder sie unter- oder übereinander zu schieben. Diese Schoppungen verkleinerten den Flußquerschnitt und es kam zu Wasserspiegelanstiegen, die maximal 2,80 m betrugen.

Sobald die Lufttemperaturen Werte über Null Grad erreichten, begann der Abbau des Eisstoßes. Innerhalb von zwei Tagen war eine durchgehende Rinne offen und der weitere Abbau des Eisstoßes erfolgte gefahrlos und ohne Schwierigkeiten.

#### 4.4.1.5 Verlandungerscheinungen

An der Kraftwerkskette zwischen Villach und der Staatsgrenze kann sehr deutlich die gegenseitige Beeinflussung des jeweiligen Verlandungszustandes aufgezeigt werden. Der längste Beobachtungszeitraum liegt für das Kraftwerk Schwabeck vor. Bei diesem Kraftwerk wurde die Verlandung sowohl durch ankommendes Geschiebe, als auch durch den beachtlichen Schwebstoffanteil verursacht. Es kam hier zu einer raschen Verlandung und nach 16 Jahren war bereits der Endverlandungszustand erreicht. Als Endverlandungszustand ist jener aufzufassen, bei dem sich eine mittlere stationäre Verlandungssohle einstellt, die von der jeweiligen Flußsohle je nach der Wasserführung zeitweise über- oder auch unterschritten wird. Bei den übrigen Stufen erfolgte der Verlandungsvorgang ausschließlich durch die Schwebstofffracht. Beim Kraftwerk Lavamünd wurde das Geschiebe durch den bereits bestehenden Stauraum Schwabeck zurückgehalten, während beim Kraftwerk Edling vorerst die dortige Baggereinrichtung und für die weiteren Stufen die Baggereinrichtung an der Stauwurzel Rosegg bzw. verschiedene ständige Schotterentnahmen an den Seitenzubringern einen Geschiebeeinstoß verhinderten.

Interessant ist die Beeinflussung des Verlandungsvorganges durch Errichtung von Oberliegerstufen. So kam es kurz nach Inbetriebnahme des Stausees Edling im Unterliegerstausee Schwabeck zu einer beachtlichen Reduzierung des Verlandungsinhaltes. Ebenso reagierte der Verlandungsvorgang im Stausee Edling sofort auf die Errichtung des immerhin weit entfernten Kraftwerkes Feistritz-Ludmannsdorf. Es ist eine ganz deutliche Verflachung der Verlandungskurve im Stauraum Edling aufgrund der in Feistritz zurückgehaltenen Schwebstoffe festzustellen. Ein ähnliches Ergebnis bringt die Errichtung der Oberliegerstufe Rosegg-St. Jakob auf den Verlandungsvorgang im Stausee Feistritz. Insgesamt muß festgestellt werden, daß, abgesehen von den bisher geschilderten schon länger andauernden Verlandungserscheinungen, der Verlandungsvorgang in den zur Verfügung stehenden Stauräumen noch lange nicht abgeschlossen ist: so steht einem möglichen Verlandungsvolumen von 166 Mio m<sup>3</sup> erst eine vorhandene Verlandungsmenge von 52 Mio m<sup>3</sup> gegenüber, das sind also rund 31 %.



Trotz dieser aufgezeigten geringen Schwebstoffverlandung in den Stauräumen macht sich an den Stauwurzeln einzelner Stufen bereits eine Verlandungshöhe bemerkbar, die beim Durchgang größerer Hochwässer eine Spiegellinie ergäbe, die über den Kronen der dortigen Uferbegleitdämme zu liegen käme und eine Überflutungsgefahr mit sich brächte.

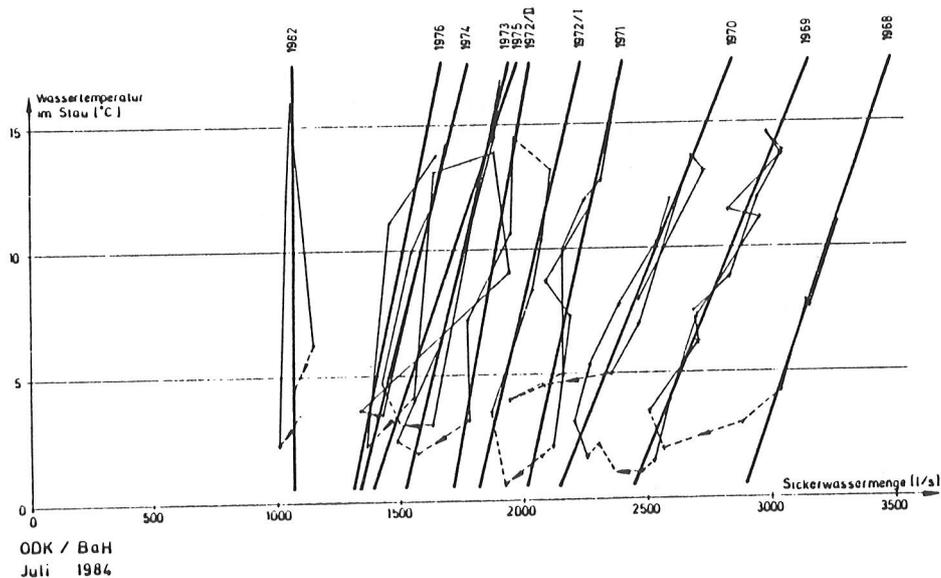
An der Stauwurzel des Stausees Rosegg zeigten die Meßergebnisse solche Feinstoffanlandungen, die bereits durchgehend über der zulässigen Betriebssohle lagen. Eine Gelegenheit zur Spülung ergab sich im Mai 1984. Aufgrund der Hochwasserprognose war ein Hochwasser mit einem Scheitel von rund 1000 m<sup>3</sup>/s zu erwarten. Mit der Spülung wurde bei einer Wasserführung von 500 m<sup>3</sup>/s begonnen. Nach 8,5 Stunden war die volle Absenkung mit 4 m unter Stauziel erreicht; gleichzeitig betrug der Scheitelwert der Hochwasserwelle 1050 m<sup>3</sup>/s, das ist der 4,7-fache Wert der Mittelwasserführung. Das Absenkziel wurde während 13,5 Stunden gehalten und in den weiteren 9 Stunden erfolgte der Wiederaufstau. Die anschließend durchgeführten Profilmessungen zeigten, daß durch die Spülung über 1 Mio m<sup>3</sup> Schwebstoff abtransportiert wurden. Weitere Mengen wurden umgelagert, d.h., in den unteren Stauraumbereich transportiert und dort abgelagert. Eine volle Ausnützung der zulässigen Absenkung für Spülzwecke von 5,5 m hätte in diesem Bereich ebenfalls noch eine Ausspülung gebracht.

Die Sohlenerosion ist ein sich flußaufwärts fortsetzender Prozeß mit plötzlichen Abbrüchen und folgenden Ruhepausen. Es konnte beobachtet werden, daß die Abbruchfront keilförmig von der Tiefenrinne aus zu den Ufern verläuft. Der Abbruch ist an der Oberfläche sicht- und hörbar.

Die vorgenommene Spülung brachte technisch einen guten Erfolg, mehr, als aufgrund der Rechnung und der dichten Konsistenz der Ablagerungen hätten erwartet werden können. Es muß aber auch darauf hingewiesen werden, daß solche Spülungen Schäden am Böschungsdeckwerk und für die Fischerei Schäden mit sich bringen.

#### 4.4.1.6 Sickerwasserdurchtritte

Bei den Sickerwasserdurchtritten ist zu unterscheiden zwischen jenen bei Uferbegleitdämmen und jenen im Bereich der Hauptbauwerke.



Damm Feistritz, Korrelation Sickerwassermenge - Wassertemperatur

Abb. 6 Sickerwassermengen

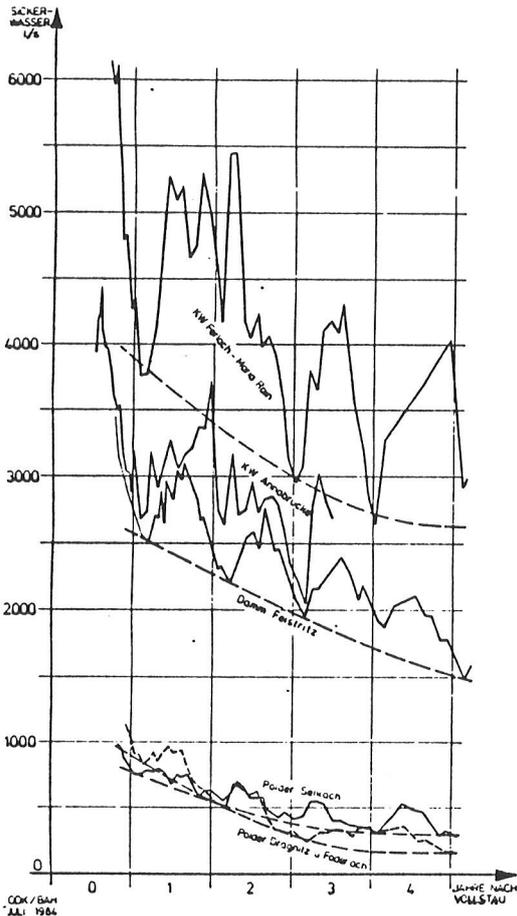


Abb. 7 Sickerwasserganglinien bei den Staudämmen

Die Wirkung der Selbstdichtung bei den Uferdämmen läßt sich bei allen Flußkraftwerken an der Drau feststellen. Im allgemeinen ist dieser Selbstdichtungsvorgang in drei bis vier Jahren abgeschlossen. Der Rückgang der Sickerwassermengen liegt unterschiedlich, beeinflusst von der hydrostatischen Höhe, den Untergrundverhältnissen und Abdichtungsmaßnahmen, zwischen 25 % und 75 %. Interessant ist die Feststellung, daß die Größe der Wasserdurchtritte wesentlich von der Viskosität des Wassers und damit der Temperatur abhängt. Der Selbstdichtungsvorgang findet jeweils in den Wintermonaten statt, welche durch Wassertemperatur niedriger als 4 Grad Celsius und schlechtem Lichtklima infolge der Eisbedeckung charakterisiert sind. Natürlich findet eine zusätzliche Abdichtung auch durch Schwebstoffeintragen statt.

Umgekehrt verläuft der Sickerwasserdurchgang im Bereich der Hauptbauwerke. Hier konnte sowohl beim Kraftwerk Annabrücke als auch bei den anderen Flußkraftwerken an der Drau festgestellt werden, daß der Sickerwasserdurchgang im Winter wesentlich größere Werte erreicht als im Sommer. Der Grund dafür dürfte in der Temperaturabhängigkeit der Betonbauwerke zu suchen sein. Durch die Abkühlung kommt es zur Ver-

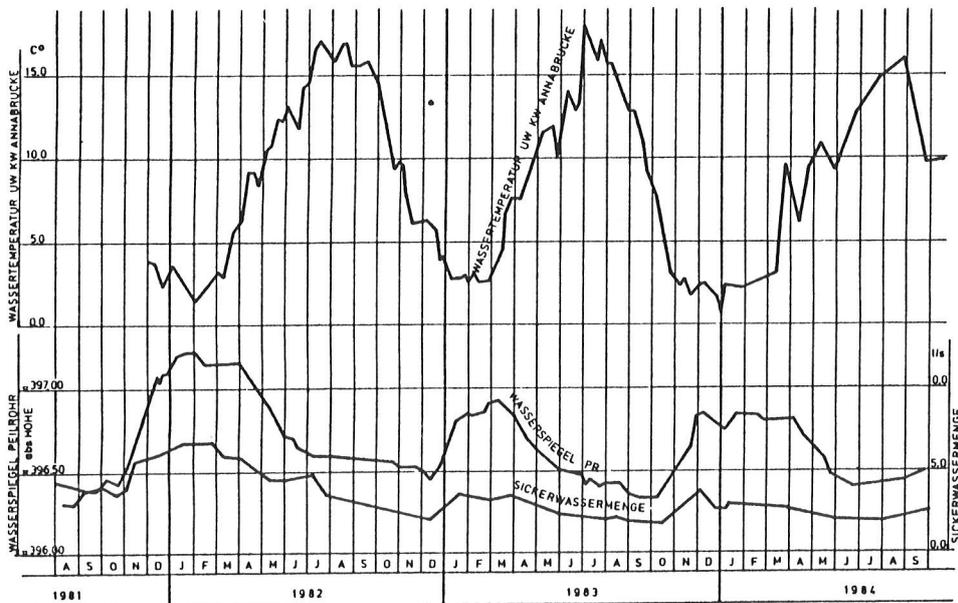


Abb. 8 Sickerwasserganglinie bei der Kraftstation Annabrücke

kürzung der Baukörper und zu einer Vergrößerung der verschiedenen Betonier- oder Bewegungsfugen, wodurch die Anfälligkeit für Sickerwasserdurchgänge verstärkt wird.

#### 4.4.1.7 Hochwasserabfuhr

Größere Hochwasserereignisse haben sich in den Jahren 1965 und 1966 ergeben. Sie haben daher nur die zu diesem Zeitpunkt fertiggestellten Kraftwerke Lavamünd, Schwabeck und Edling beeinflusst. Dabei konnte aber an Hand des Beispiels Kraftwerk Edling deutlich demonstriert werden, daß im Bereich einer solchen Kraftwerksanlage keine Hochwasserschäden zu erwarten sind. Während die Hochwässer im Oberland und im Rosental verheerende Ausmaße angenommen haben, konnte im Stauraum des Kraftwerkes Edling, ausgenommen einige Schäden an der Freifließstrecke oberhalb der Stauwurzel, keinerlei Schäden durch die Hochwasserereignisse festgestellt werden. Im Gegenteil, es war sogar möglich, durch ein entsprechendes Vorabsenken im Stauraum Edling die Hochwasserspitze zu kappen und damit die Unterlieger in der Schwere des Hochwassereinflusses etwas zu entlasten.

Die Wehranlage Edling war für ein RHHQ von 2800 m<sup>3</sup>/s und ein HQ<sub>100</sub> von 2180 m<sup>3</sup>/s ausgelegt. Die Hochwasserspitzen betragen im September 1965 rund 2200 m<sup>3</sup>/s, im August 1966 2475 m<sup>3</sup>/s und im November 1966 ungefähr 2100 m<sup>3</sup>/s. Obwohl diese Werte zum Teil das HQ<sub>100</sub> überschritten, konnten sie bei der Wehranlage Edling problemlos abgeführt werden. Die Energieumwandlung im Tosbecken erfolgte in einwandfreier Form und die Auswirkungen in Hinblick auf die Unterwasserkolke waren relativ gering. So brachte eine Lotung im Jahr 1966, die die Auswirkung des vorjährigen Hochwassers erfaßte, Kolktiefen bis zu 2,85 m, wobei die Kolke eine relativ symmetrische Form hatten und die größten Tiefen sich nur im mittleren Bereich des Flußbettes ungefähr 16 m nach der Endschwelle ergaben. Die Kolkerscheinungen im Bereich der seitlichen Ufermauern betragen maximal 0,40 m. Die Auswirkungen der beiden Hochwässer im Jahr 1966 brachten nur mehr eine geringe Zunahme der Kolkerscheinungen: in den mittleren Tiefstpunkten um 0,60 m und im Bereich der seitlichen Ufermauern eine Zunahme um rund 0,40 m.

Die Auswirkungen der in kurzer Zeit aufeinander folgenden Hochwässer äußerten sich durch eine Änderung der Jahresreihe und ergaben einen neuen Hochwasserwert für das RHHQ mit 3500 m<sup>3</sup>/s. Hauptsächlich, um für die noch zu bauenden Oberliegerstufen berichtigte Werte zu bekommen, aber es wurde auch der Nachweis verlangt, daß die vergrößerte Hochwassermenge ebenfalls durch die Wehranlage Edling schadlos abgeführt werden kann.

Aus diesem Grund wurden Abflußversuche durchgeführt. Bei einer Wasserführung von 1000 m<sup>3</sup>/s wurde im Jahr 1967 bei einem Wehrfeld der Grenzdurchfluß, der noch eine Energieumwandlung ermöglicht, angepeilt und ein Ausblasen der Deckwalze provoziert, also ein reiner Schußstrahl ausgelöst. Anschließend war es auch bei einer stärkeren Reduzierung des Wehrdurchflusses sehr schwierig, die Deckwalze wieder in das Tosbecken zurückzubekommen. Der Naturversuch bestätigte im allgemeinen die Ergebnisse des hydraulischen Modellversuches.

Bei einem Zufluß von rund 1400 m<sup>3</sup>/s wurde im Juni 1972 ein weiterer Versuch gestartet. Bewußt wurde der Durchfluß unter jenem gehalten, der erfahrungsgemäß die Deckwalze ausbläst. Er wurde sicherheitshalber zu dem Zeitpunkt abgebrochen, als der Schußstrahl über die Störzähne hinaus sichtbar wurde und die Deckwalze sich steil über der Endschwelle aufstellte. Obwohl beim Versuch nur zwei Wehrfelder beaufschlagt wurden, erfolgte der Abfluß zügig in Flußmitte, ohne besondere Uferangriffe. Die bei diesen Versuchen festgestellte Grenzwassermenge, bei der noch eine Energieumwandlung im Tosbecken stattfindet, zeigte, daß die effektive Sicherheit der ausgeführten Wehranlage größer ist als in den Modellversuchen ermittelt.

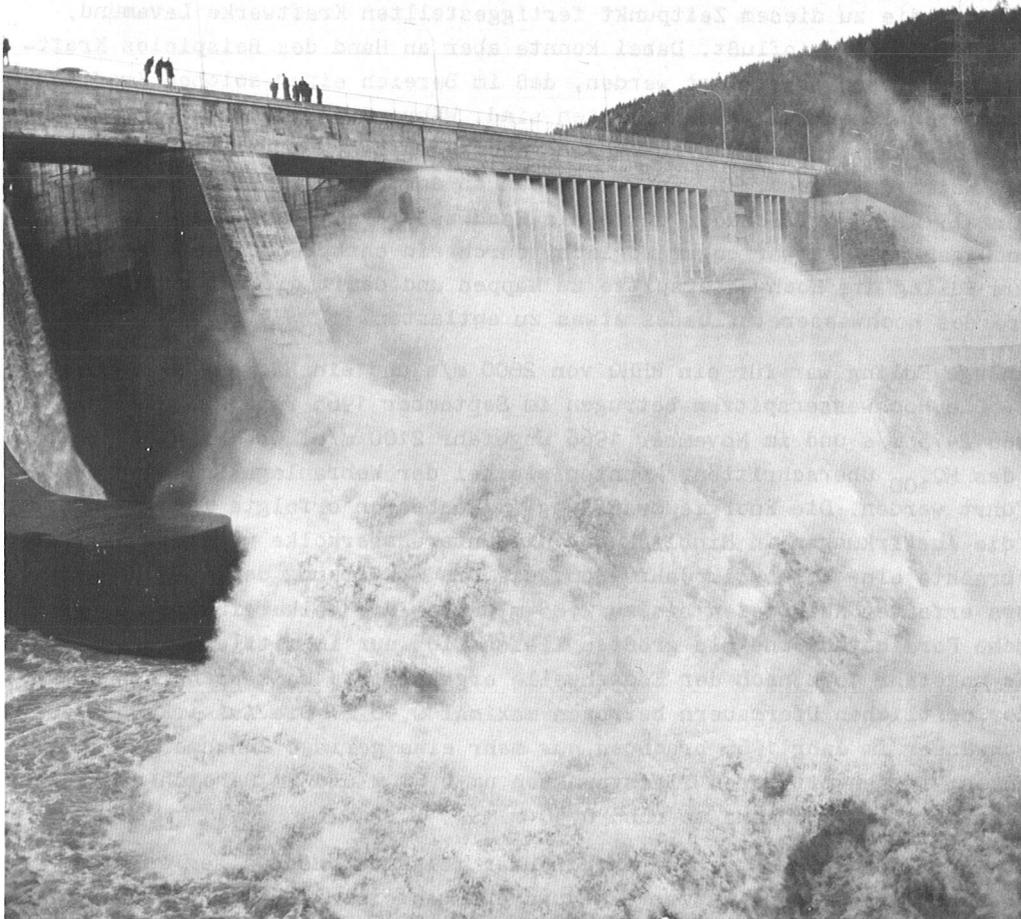


Abb. 9 Durchflußversuch 1972, KW Edling

Wie schon früher erwähnt, wurden die Bauwerksbeobachtungen in den vergangenen zwei Jahrzehnten entscheidend intensiviert und erst nach Vorliegen weiterer Meßreihen kann detaillierter auf die manchmal komplizierten Zusammenhänge der verschiedenen Betriebserscheinungen eingegangen werden.

## 4.5 Die Mur

### 4.5.1 Die Kraftwerkskette des steirischen Murabschnittes

(H.Geymayer, Steirische Wasserkraft und Elektrizitäts A.G.)

#### 4.5.1.1 Einleitung

Die Mur durchfließt das Bundesland Steiermark diagonal vom Nordwesten nach Südosten auf einer Lauflänge von rd. 290 km und überwindet hierbei eine Höhe von rd. 720 m. Bei Predlitz erreicht sie die Grüne Mark und verläßt bei Radkersburg das österreichische Hoheitsgebiet. Sie ist somit der längste steirische Fluß. In Abb.1 ist für den österreichischen Murabschnitt das Roharbeitsvermögen, das Gefälle sowie die Mittelwasserführung der einzelnen charakteristischen Flußabschnitte dargestellt. Daraus ist zu entnehmen, daß das Roharbeitsvermögen der Mur in der Steiermark (mit Grenzstrecke flußabwärts von Spielfeld) mit etwa 4.600 GWh anzugeben ist.

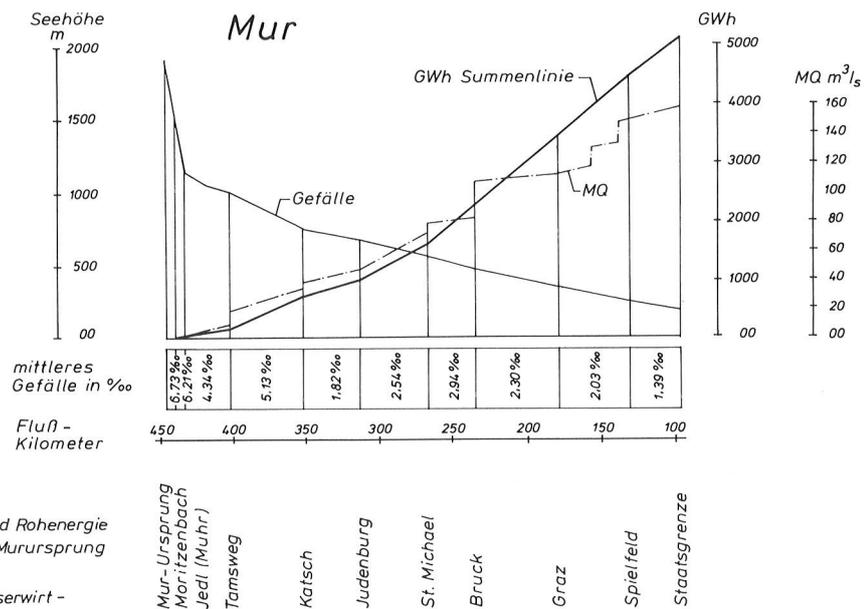


Abb. 1. Gefälle, Mittelwasser und Rohenergie (GWh) für die Mur, Abschnitt Murursprung bis Staatsgrenze

[Aus Moosbrugger, Österr. Wasserwirtschaft 15. Jg. (1963) H. 516]

#### 4.5.1.2 Stufenteilung

Im vergangenen Jahrhundert wurden die günstigsten Möglichkeiten der Gewinnung von Energie - vorerst meist für industrielle Zwecke - aus der Murwasserführung erkannt. In der nachfolgenden Zusammenstellung ist in Fließrichtung gesehen eine Auflistung der bestehenden Wehre im Murbett angeführt. Für die älteren Anlagen (bis 1927) wurden die Angaben dem Murkataster des BMFH&W entnommen, wobei unter Inbetriebnahme das Jahr der ersten behördlichen Bewilligung angeführt ist.

Mur-km	Kraftwerk	Wasserberechtigte	Inbetriebnahme
372,6	Bodendorf	STEWEG	1982
362,52	EW Murau	Stadtgemeinde Murau	1907
370,85	St. Georgen	STEWEG	1985
334,66	EW Frauendorf	Fürst Schwarzenberg'sche Forstdirektion Murau	1916

Tab. 1 Wehre im steirischen Murbereich

Mur-km	Kraftwerk	Wasserbe- rechtigte	Inbetrieb- nahme	Mur-km	Kraftwerk	Wasserbe- rechtigte	Inbetrieb- nahme
313,40	EW Juden- burg	Stadtgemeinde Judenburg, Stadtwerke	1904	312,65	Gußstahl- werk	Steirische Gußstahlwerk AG., Judenburg	1908
253,17	EW Leoben	Ludwig Krempf's Erben, Leoben	1904	249,00	Papierfa- brik, Niklasdorf	Brigl & Berg- meister, Niklasdorf	1893
244,20	KW Dionysen	STEWEAG	1944	247,00	EW Bruck- Oberdorf	Städtische Be- triebe, Bruck/M.	1903
229,61	KW Pernegg	STEWEAG	1927	222,73	KW Lauf- nitzdorf	STEWEAG	1931
213,67	EW Papier- fabrik Frohnleiten	Papierfabrik Schweizer AG	1900	212,09	KW Mayr- Melnhof Pappenfabrik	Mayr-Melnhof & Co.	1887
205,19	EW Peggau	STEG	1903	191,26	KW Gratwein	Leykam-Josefs- tal AG	1912
184,05	KW Weinzödl	STEG	1982	159,09	KW Mellach	STEWEAG	1985
152,44	EW Lebring	STEG	1898	147,6	KW Gralla	STEWEAG	1964
142,2	KW Gabers- dorf	STEWEAG	1974	137,6	KW Ober- vogau	STEWEAG	1977
132,3	KW Spiel- feld	STEWEAG	1982				

Tab. 1 Wehre im steirischen Murbereich (Fortsetzung)

Im nachfolgenden wird von den Betriebserfahrungen der älteren Wehre der STEWEAG an der Mur berichtet.

#### 4.5.1.3 Kraftwerksbeschreibungen

##### Murkraftwerk Dionysen - Wehr Mötschlach ch

##### Hauptdaten KW Dionysen

Engpaßleistung	12 MW
Regelarbeitsvermögen	70 GWh
Ausbauwassermenge	85 m <sup>3</sup> /s
Inbetriebnahme	1944

##### Technische Beschreibung Wehr Mötschlach

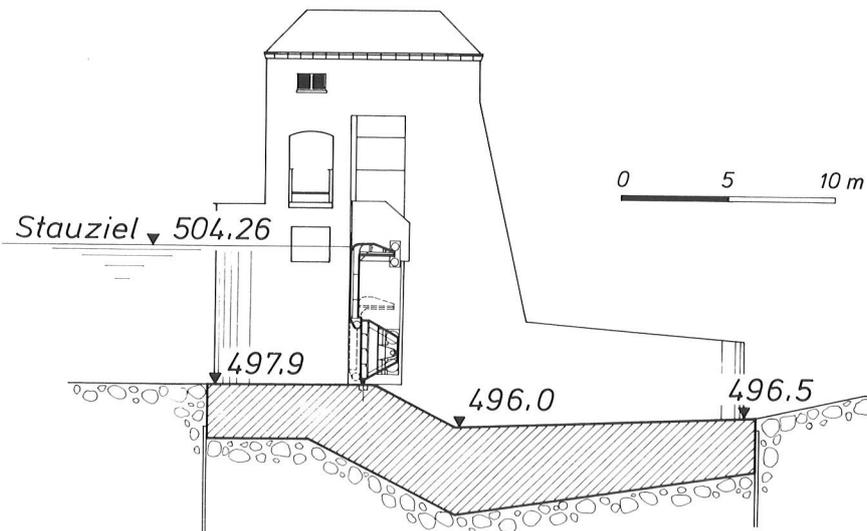


Abb.2 Kraftwerk Dionysen - Wehr Mötschlach: Querschnitt

Das Wehr wurde bei einer Murschlinge flußabwärts von Niklasdorf am rechten Ufer im Trockenem auf Schotter mit Spundwandsicherungen im Ober- und Unterwasser errichtet. Das Wehr hat 3 Öffnungen mit je 15 m Verschlußbreite und 6,30 m Verschlußhöhe. Als Wehrverschlüsse sind Doppelhakenschütze eingebaut.

#### Betriebserfahrungen

Die Doppelhakenverschlüsse haben sich im Betrieb bewährt. Am linken Ufer des Stauraumes bilden sich seit Inbetriebnahme größere Schotteranlandungen. Beide Einflüsse zusammen bewirken zum Teil ungünstigere Einströmverhältnisse in den OW-Kanal.

#### Murkraftwerk Pernegg - Wehr Zlatten

##### Hauptdaten KW Pernegg

Engpaßleistung	18 MW
Regelarbeitsvermögen	105 GWh
Ausbauwassermenge	140 m <sup>3</sup> /s
Inbetriebnahme	1927

##### Technische Beschreibung Wehr Zlatten

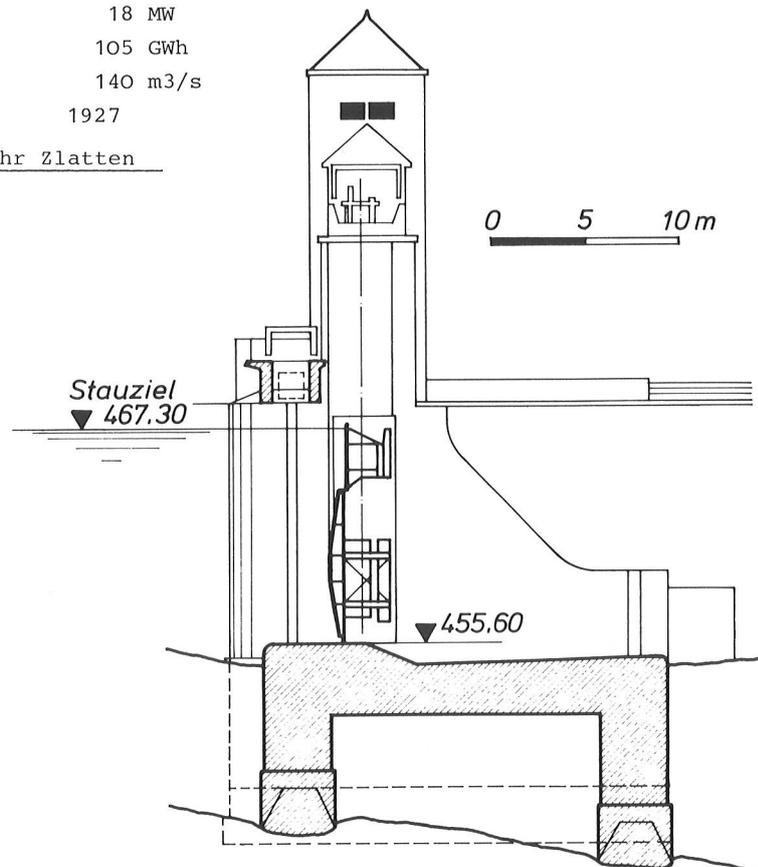


Abb.3 KW Pernegg - Wehr Zlatten: Querschnitt

Der Wehrquerschnitt ist in einer Talenge flußabwärts von Bruck/M. mit einer scharfen Flußkrümmung situiert. Rechtsufrig fällt ein Felssporn steil in die Mur ab. In der Flußsohle ist eine ungefähr waagrechte Erosionsfelsfläche unter einer Schotterauauffüllung anstehend. Das Wehrbauwerk selbst wurde gegen das Oberwasser zur Erzielung einer einwandfreien Anströmung orientiert. Die Gründung des Wehres erfolgte auf eigenen Pfeilersenkasten und je ober- und unterwasserseitigen Schwellensenkasten. Auf Grund dieser einwandfreien Fundierung wurde auf eine Energieumwandlung in einem künstlichen Tosbecken verzichtet. Als Wehrverschlüsse sind 3 Doppelhakenschütze mit je 15 m Durchflußbreite und 11,73 m Verschlußhöhe eingebaut.

#### Betriebserfahrungen

Die Doppelhakenverschlüsse haben sich bewährt. Die Zuordnung des Wehres zum Ober-

wasser verursachte im rechten Unterwasser Uferschäden, die zu umfangreichen Maßnahmen zwangen. Erst eine Spundwandsicherung am rechten Ufer bis zum anstehenden Fels mit verstärkter Ausführung der Böschungssicherung erbrachte einen einwandfreien UW-Verbau.

Murkraftwerk Laufnitzdorf - Wehr Mixnitz

Hauptdaten KW Laufnitzdorf

Engpaßleistung	16,5 MW
Regelarbeitsvermögen	108 GWh
Ausbaudurchfluß	110 m <sup>3</sup> /s
Inbetriebnahme	1931

Technische Beschreibung Wehr Mixnitz

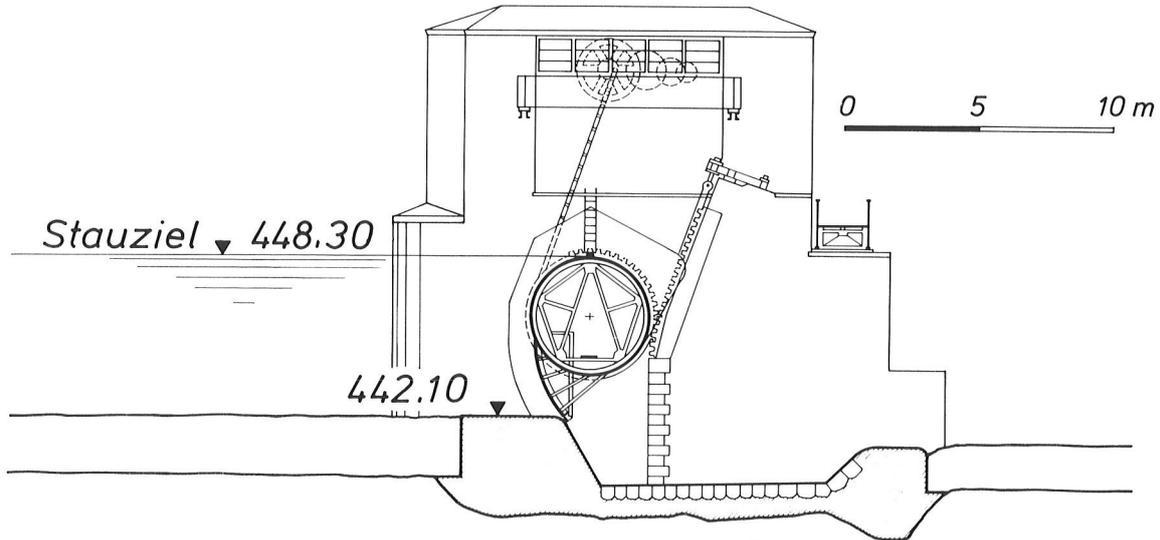


Abb.4 Kraftwerk Laufnitzdorf - Wehr Mixnitz: Querschnitt

Im Wehrquerschnitt Mixnitz steht am rechten Ufer gesunder, altkristalliner Fels an; im Flußbett von Schotter überlagert, gegen das linke Ufer mäßig fallend und an der linksufrigen Niederflur auf unbekannte Tiefe absinkend. Diese Felslage gestattete eine flache, dichte Gründung des Wehrbauwerkes, wobei lediglich der linksufrige Dichtscluß im Stauraum zusätzliche Maßnahmen erforderte. Das 2-feldrige Wehr mit Verschlüßbreiten von je 25 m und Verschlüßhöhen von 6,40 m ist durch 2 vom Mittelpfeiler aus angetriebene Versenkwalzen abgeschlossen.

Betriebserfahrungen

Die eingebauten Walzenverschlüsse haben sich betrieblich nicht bewährt und sind sehr schwingungsanfällig. Alle Versuche, die Schwingungen der Verschlüsse zu verhindern bzw. zu vermindern, sind fehlgeschlagen. Auch die Abdichtung der Wehrwalzen beim Übergang von der Sohlschwelle auf die Seitenschilder ist sehr störungsanfällig. Im linken Unterwasser ergaben sich auch durch die Felslage größere Uferanrisse, die letztlich zum Abteufen einer Spundwand mit aufgesetzter Böschungsverkleidung führten.

Murkraftwerk Gralla

Hauptdaten KW Gralla

Engpaßleistung	14,5 MW
Regelarbeitsvermögen	71 GWh
Ausbaudurchfluß	200 m <sup>3</sup> /s
Inbetriebnahme	1964

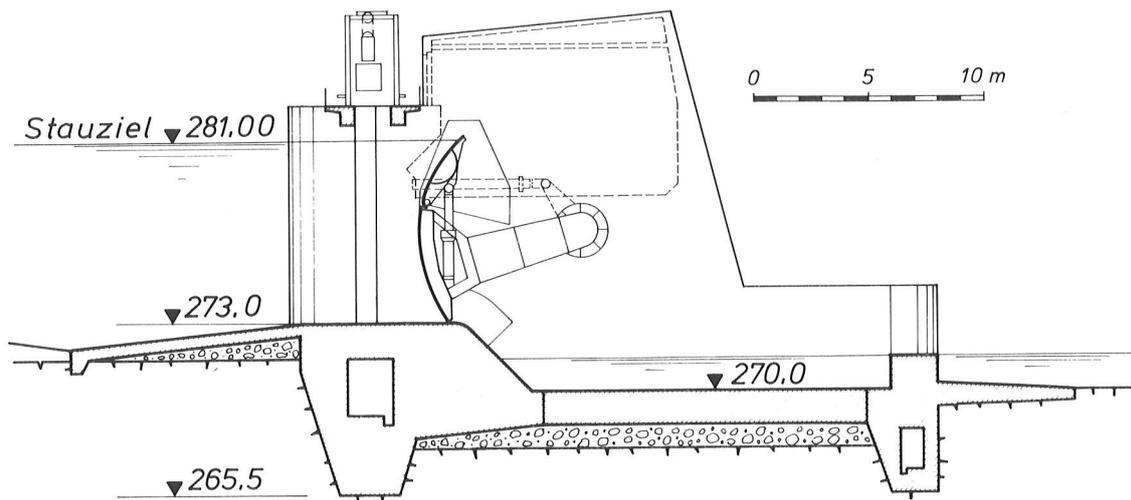


Abb.5 KW Gralla - Wehr: Querschnitt

Das KW Gralla, als einziges älteres Kraftwerk der STEWEAG an der Mur, das als Staukraftwerk ausgebildet ist, wurde auf dem anstehenden südsteirischen Tegel, teilweise im Flußbett, errichtet. Die ober- und unterwasserseitigen Kontrollgänge gestatteten die Errichtung von Auftriebsentlastungen. Zusätzlich wurden Wehrpfeiler und Tosbeckenplatte getrennt, um keine zusätzliche Auftriebswirkung von den Tosbeckenplatten auf die Pfeiler zu erhalten. Als Wehrverschlüsse wurden in dem 3-feldrigen Wehr mit einer Verschlussbreite von je 15 m und einer Verschlusshöhe von 8 m Segmentschütze mit aufgesetzten Klappen, erstmals mit hydraulischem Antrieb, eingebaut. Die Wehrhydraulik der Segmente wurde hierbei jeweils im Inneren der Pfeiler angeordnet.

#### Betriebserfahrungen

Der langsame Aufstau ermöglichte, daß die großen Schwebstoffführungen der Mur für die Selbstdichtung nutzbringend verwertet werden konnten. Bezüglich der Sohldrücke unter dem Wehr ist festzuhalten, daß im oberwasserseitigen Kontrollgang Entlastungsrohre einer querverlegten Drainageleitung einmünden, die wohl kurz nach dem ersten Einstau etwas ansprachen, jedoch bald fast vollkommen durch Selbstdichtung trockenfielen. Es hat sich somit der Sohldruck hinter dem ow-seitigen Sporn des Wehres auf eine absolute Kote unter 269,0 vermindert.

An der Stauwurzel erfolgten Schotteranlandungen, die zu einer geringen Anhebung der Flußsohle führten. In den nunmehr 20-jährigen Betriebsjahren hat sich jedoch ein Gleichgewichtszustand eingestellt. Im Unterwasser hat sich vor der Errichtung des Unterliers durch Eintiefungstendenzen der Mur ein weiteres Absenken der Flußsohle im Tegel ergeben, so daß eine zusätzliche UW-Sicherung im Bereich der 3 Wehrfelder erforderlich war.

#### 4.5.1.4 Zusammenfassung

Während der nunmehr fünfzigjährigen uneingeschränkten Betriebsführung verursachten die vorgeschilderten Betriebserfahrungen keine Beeinträchtigung der erfolgreichen energiewirtschaftlichen Nutzung der Kraftwerkskette der Mittleren Mur. Auch die Anlagenteile des KW Gralla haben sich in der 20-jährigen Betriebsdauer voll bewährt.

#### Literatur-Verzeichnis

- |              |  |
|--------------|--|
| GRENGG H.    | "Das Murkraftwerk Pernegg", "Die Wasserwirtschaft 1930", Heft 2 und 3      |
| GRENGG H.    | "Das Murkraftwerk Mixnitz-Frohnleiten", "Die Wasserwirtschaft 1934"        |
| WELLACHER E. | "Das Murkraftwerk Dionysen", "österreichische Bauzeitschrift 1955", Heft 2 |

## 5. LANGZEITVERHALTEN ÖSTERREICHISCHER TALSPERREN

### 5.1 Staumauern

#### 5.1.1 Staumauer Vermunt (9)

(E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)

Die 53 m hohe Gewichtsmauer ist in den Jahren 1928 bis 1931 errichtet worden. Von Anfang an wurden Sohlwasserdrücke und Sickerwässer sowie ein geodätisches Alignment gemessen. Im Jahr 1952 wurde erstmals ein Kronennivellement durchgeführt und 1967 ist im höchsten Mauerblock eine Pendellotanlage eingebaut sowie erstmals ein Mauerfußnivellement gemessen worden. 1982 wurde schließlich noch eine Neigungsmeßstelle am unteren Ende des Lotschachtes eingerichtet.

Grundsätzlich ist das Verhalten der Mauer durch den ständig gleichbleibenden hohen Stau nahe Vollstau, welcher seit Errichtung des Silvrettaspeichers zur Nutzung der vollen Fallhöhe gehalten wird, gekennzeichnet.

#### 5.1.1.1 Horizontalbewegungen

Im Schacht des höchsten Mauerblockes werden auf Höhe der Mauergänge Lotmessungen durchgeführt. Zuzufolge des ständig hohen Staues überwiegen temperaturbedingte Bewegungen. Sie sind in Abb. 1 für die Mauerkrone, bezogen auf den als ruhend angenommenen untersten Mauergang, dargestellt. Entsprechend dem um Kote 1940 m ü.A. geringfügig pendelnden Stau wurde der Zusammenhang der Lotausschläge für den Staubereich zwischen 0,5 m über bzw. unter dieser Kote mit der mittleren Temperatur der vorangegangenen fünf Tage durch eine logarithmische Kurvenanpassung dargestellt. Diese Rechnung wurde getrennt für mehrere Jahre durchgeführt. Die Ergebnisse sind praktisch identisch, die Verschwenkung des Jahres 1973 ist staubedingt.

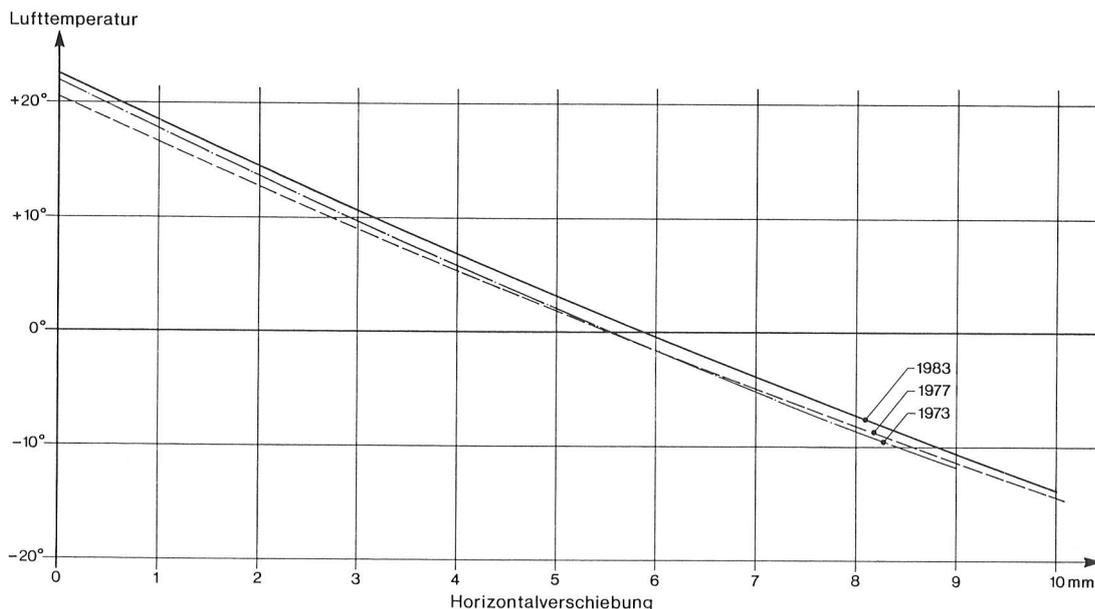


Abb. 1 Staumauer Vermunt  
Horizontalverschiebung der Mauerkrone bei gleichbleibender Stauhöhe  
(1740,0 m ü.M.) in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur der vergangenen 5 Tage

Die Bewegungen zwischen dem tiefsten und dem in halber Mauerhöhe liegenden Kontrollgang sind verschwindend klein.

Die geodätischen Alignements bringen Ergebnisse, die das seit Jahren unverändert gleiche Verhalten zeigen. Die temperaturbedingte Amplitude der Bewegungen korrespondiert mit der Auftragung in Abb. 1. Das Verhalten der Blöcke zueinander zeigt, abgesehen von Unterschieden in den ersten Stauperioden, nunmehr seit Jahren einen stetigen Verlauf.

#### 5.1.1.2 Vertikalverschiebung

Die seit 1967 durchgeführten Mauerfußnivellements bei praktisch gleichem Stau, jedoch naturgemäß verschiedenen Temperaturverhältnissen ergeben Höhenänderungen von  $\pm 1$  mm, mehr oder weniger unabhängig von der Blockhöhe.

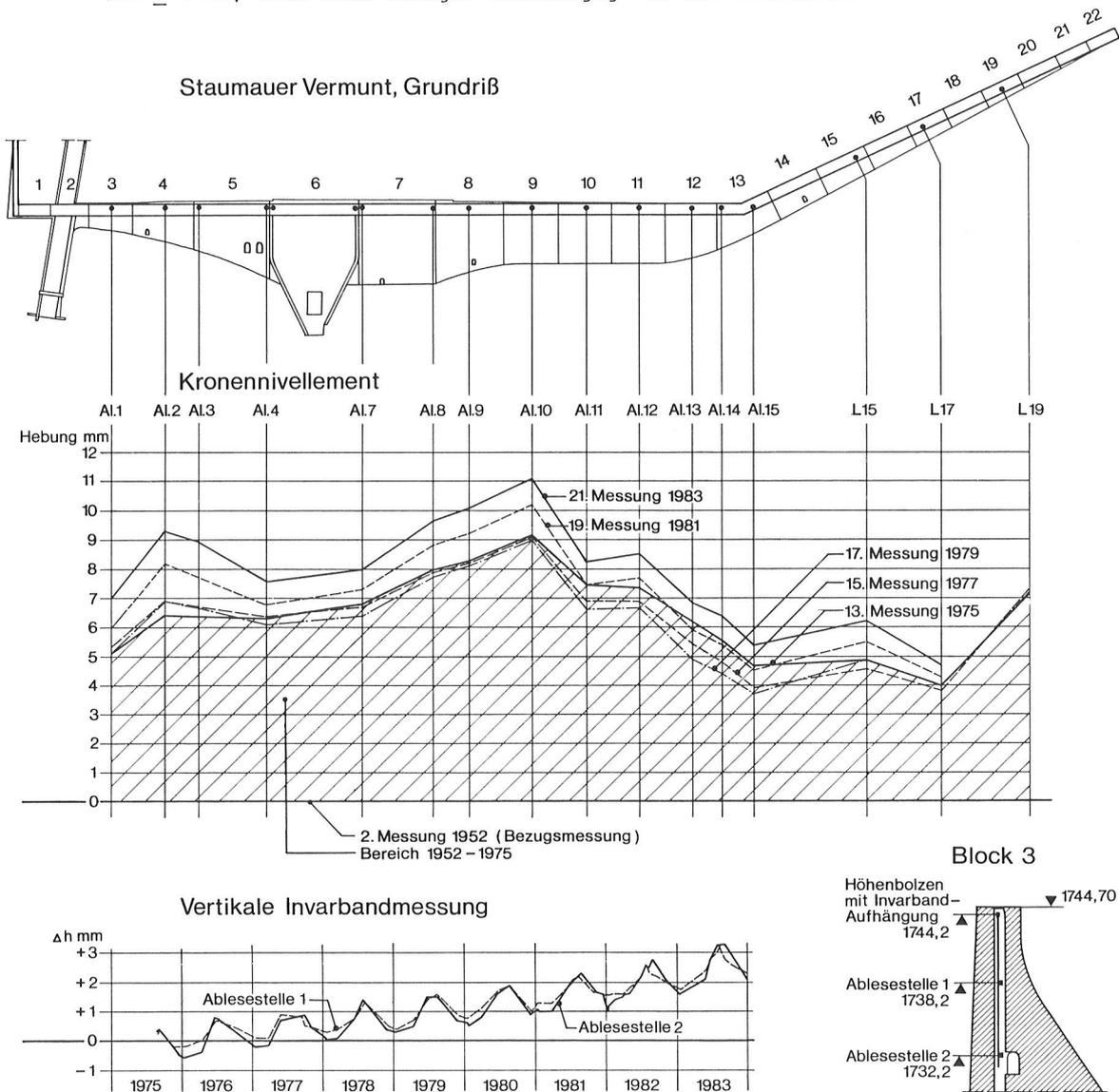


Abb. 2 Staumauer Vermunt  
Kronennivellement und vertikale Invarbandmessung

Ein völlig anderes Ergebnis zeigen die Kronennivellements. Hier werden seit Beginn im Jahre 1969 ständig zunehmende Hebungen der Mauerkrone beobachtet, wie sie in Abb. 2 dargestellt sind. Durch den Einbau von Invarbändern im Jahre 1975 konnte die Vermutung bestätigt werden, daß diese Hebungen ausschließlich im Kronenbereich und dort wieder in der oberen Hälfte, zwischen Mauergang und Krone, stattfinden. Bemerkenswert ist noch, daß die längere Zeiträume im Schatten liegenden Mauerblöcke von den Hebungen weniger betroffen sind.

#### 5.1.1.3 Verdrehungen

Mit den nahe der Lotmeßstelle im tiefsten Mauergang durchgeführten Klinometermessungen konnten, bedingt durch den gleichbleibenden Stau, keine Bewegungen festgestellt werden.

#### 5.1.1.4 Sohlwasserdrücke, Sickerwässer

Zunehmende Sohlwasserdrücke haben neben Spülungen der bestehenden Entlastungsbohrung zuletzt 1979 zu zusätzlichen Entlastungsbohrungen geführt. Ganz allgemein konnte dadurch der Sohlwasserdruck i.M. bei 15 % des rechnerisch angesetzten Wertes gehalten werden. An einer Meßstelle hat in den Jahren 1982 und 1983 der Druck auf 30 % zugenommen. Hochdruckspülungen am Jahresende 1983 an allen Entlastungsbohrungen haben neben anderen Meßstellen auch hier zu einer Reduktion auf 10 % geführt.

Die Sickerwassermengen betragen seit Jahren um 1,7 l/s und zeigten keine Änderungstendenzen. Interessanterweise haben die Hochdruckwasserspülungen Ende 1983 zu einer Abnahme der Sickerwässer auf rd. 1,5 l/s geführt.

Möglicherweise sind beim Spülen vereinzelt Sickerwege im Bohrloch außerhalb der Wasserzutrittsstellen freigespült worden.

Erwähnenswert ist schließlich noch, daß die Sickerwassermengen schon auf vergleichsweise geringe Wasserspiegelschwankungen reagieren.

### 5.1.2 Bogenmauer Gerlos (12)

(R. Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)

Die in den Jahren 1943 bis 1945 errichtete Gerlossperre war die erste Bogenmauer Österreichs. Mit einer Höhe von 39 m bei einer Kronenlänge von 69 m war eine Betonkubatur von 7 390 m<sup>3</sup> (zuzüglich 2 850 m<sup>3</sup> für das linksufrige Widerlager) notwendig, um einen Speichernutzraum von 877 000 m<sup>3</sup> zu schaffen. Dem damaligen Stand entsprechend waren für die Dauerüberwachung der Sperre lediglich geodätische Messungen vorgesehen.

Im Frühjahr 1964 fanden luftseits der Sperre drei Felsgleitungen statt, von denen eine unmittelbar an das rechte Widerlager der Sperre anschloß, aber nicht unter die Gründungssohle reichte. Die Sanierung wurde mit einer luftseitig aufgesetzten Betonplombe durchgeführt, auf die seitlich zur Stützung der Felsflanken massive Wangenmauern und in Talmitte eine Gewichtsmauer bis 3 m unter die Sperrenkrone aufgesetzt wurden. Die Gewichtsmauer wurde bis etwa 12 m über die Gründungssohle an die bestehende Bogenmauer anbetoniert. Die Meßeinrichtungen wurden im wesentlichen durch ein Gewichtslot in der Gewichtsmauer, kombiniert mit einer Messung der Fugenweite zwischen Gewichtsmauer und Bogenmauer, ein Schwimm- lot im linken künstlichen Widerlager und Neigungsgeber an den Wangenmauern ergänzt.

Die Speicherspiegelschwankungen liegen im allgemeinen nur in einem kleinen Bereich des Nutzraumes zufolge des Höhenunterschiedes zwischen Stau- und Absenziel von 14 m, sodaß der Einfluß der Stauspiegelschwankungen auf die Durchbiegung der Bogenmauer nur gering ist. Wie bei allen schlanken Sperren dieser Höhe ist jedoch der Temperatureinfluß wesentlich, der allerdings durch das Vorsetzen der Gewichtsmauer abgemindert wurde (Abb. 1).

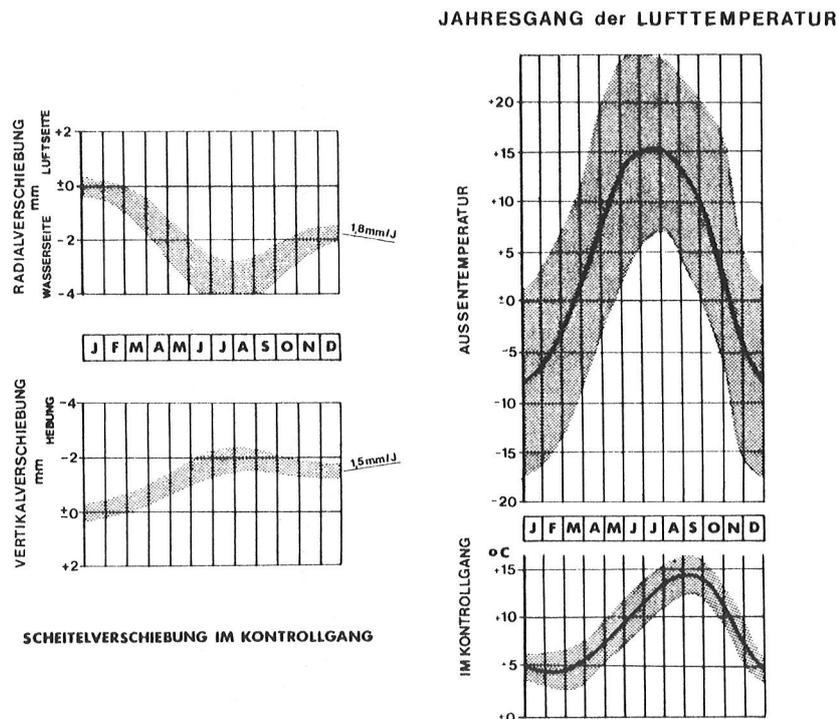


Abb. 1 Jährlicher Schwankungsbereich der Lufttemperatur und der Verschiebungen der Bogenmauer

Die jährliche mittlere Lufttemperaturschwankung im Kontrollgang zwischen Bogen- und Gewichtsmauer erreicht nur mehr  $8,5^{\circ} \pm 4,5^{\circ}$ , während die mittlere Betontemperaturschwankung sicherlich noch kleiner ist. Diesen Temperaturänderungen sind die jährlichen Schwankungen der Verschiebungen (Abb.1) des Kronenbogenscheitels zuzuschreiben, die bei etwa  $\pm 1,5$  mm radial und  $\pm 0,4$  mm vertikal liegen. Abweichend vom üblichen reversiblen Verformungsverhalten ist jedoch eine annähernd lineare Verschiebungstendenz (Abb.2)

in horizontaler Richtung zur Wasserseite

- des Kronenbogens im Scheitel ..... 1,6 mm/Jahr,
- des Kronenbogens in Widerlagernähe ..... 0,6 mm/Jahr,
- der Gewichtsmauer in Höhe des Kontrollganges ..... 0,2 mm/Jahr;

in vertikaler Richtung nach oben im Mittelschnitt der Bogenmauer in Höhe

- der Krone (36 m über der mittleren Aufstandsfläche) ..... 2,2 mm/Jahr,
- des Kontrollganges (27 m über der mittleren Aufstandsfläche) .. 1,5 mm/Jahr,
- der Schieberkammer (12 m über der mittleren Aufstandsfläche) .. 0,4 mm/Jahr;

des linken Widerlagers

- in Richtung der Bogentangente ..... 0,2 mm/Jahr,
- in vertikaler Richtung nach oben ..... 0,8 mm/Jahr.

Demgegenüber konnte bisher keine signifikante Tendenz zu Hebungen der Krone der Gewichtsmauer oder zu Neigungsänderungen der Stützmauern an den beiden Talflanken dargestellt werden. Auch eine signifikante Längenänderung der Bogensehne konnte während der bisherigen Beobachtungszeit von 4 Jahren aus Distrometermessungen nicht abgeleitet werden. Einige horizontale Risse an der Luftseite der Bogenmauer nassen geringfügig und sind daher weitgehend versintert. Nennenswerte Sohlwasserdrücke oder Sickerwasserverluste sind jedoch nicht zu verzeichnen.

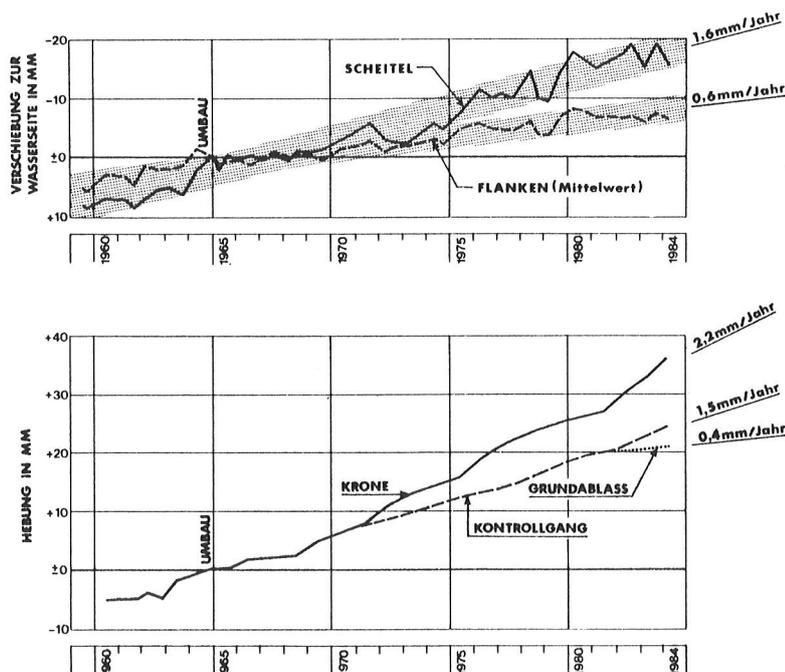


Abb. 2 Horizontalverschiebungen des Kronenbogens (oben) und Vertikalverschiebungen der Bogenmauer in verschiedenen Höhen (unten)

Die nächstliegende Erklärung für dieses Verhalten, eine kontinuierliche Volumsvergrößerung des Betons, allenfalls von der Wasser- zur Luftseite hin abnehmend, konnte bisher weder mit einer zunehmenden Durchfeuchtung, noch mit chemischen Veränderungen nachgewiesen werden. Diese Hypothese läßt sich auch mit dem gemessenen Verhältnis der Horizontal- und Vertikalverschiebungen (Abb. 3) nur schwer in Einklang bringen. Widerlagerverschiebungen in einem Ausmaß, das die Mauerverformungen erklärt, dürften auf Grund der bisherigen Messungen jedoch auszuschließen sein. Andererseits ist anzunehmen, daß eine langsame Erhöhung der Druckspannungen als Folge der Zwängungen durch die gleichzeitige Spannungsrelaxation wieder im wesentlichen abgebaut wird.

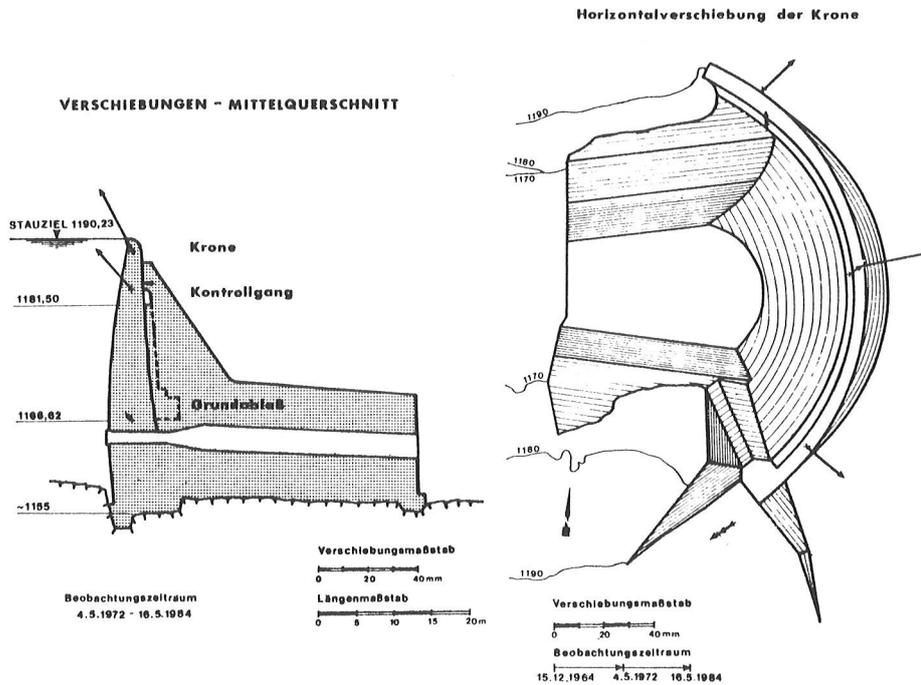


Abb. 3 Darstellung der Verschiebungsvektoren

Wenn auch für die Sicherheit der Sperre keine Bedenken bestehen, so wird doch auch weiterhin versucht werden, eine schlüssige Erklärung für die aufgetretenen Erscheinungen zu erarbeiten, um sinnvolle Maßnahmen zur Stabilisierung des Verhaltens der Bogenmauer entwickeln zu können.

### 5.1.3 Staumauer Silvretta (13\_a)

(E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)

Die 80 m hohe Gewichtsmauer wurde in den Jahren 1939 bis 1949 errichtet. Sickerwasser-, Sohlwasserdruck- und Lotmessungen sowie Kronennivellements und geodätische Alignements werden seit der Fertigstellung regelmäßig durchgeführt. Seit 1967 werden Mauerfußnivellements und seit 1975 zwei Extensometergruppen gemessen.

Im folgenden werden einige ausgesuchte Beobachtungsergebnisse dargestellt, die an die Beschreibung von BUCHEGGER 1964 anschließen bzw. diese ergänzen.

#### 5.1.3.1 Horizontalverschiebungen

Bei einer Gewichtsmauer mit atmenden Blockfugen erfassen Pendellote das Bewegungsverhalten jeweils nur jener Blöcke, in welchen solche eingebaut sind. Die Beobachtungslücke der nicht mit Loten ausgestatteten Blöcke kann laufend durch Fugenmessen (gegenseitig "radiale" Verschiebung) und in größeren Abständen durch geodätische Alignements geschlossen werden.

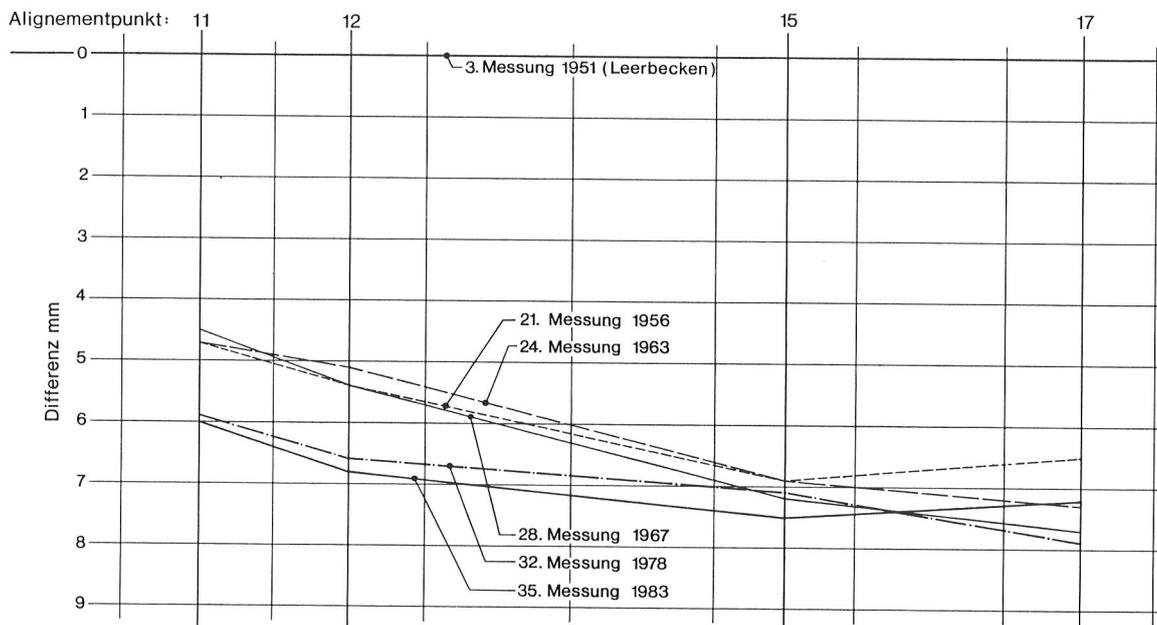


Abb. 1 Staumauer Silvretta  
Differenz-Alignement-Lot für den Bereich der höchsten Mauerblöcke

In Abb. 1 sind die Differenzen der Ergebnisse aus den Alignement- und den Lotmessungen aufgetragen. Diese Differenzen sind zu einem geringeren Teil auf stauabhängige Verschiebungen im Felsuntergrund zurückzuführen. Vorwiegend sind dafür Temperatureinflüsse im Kronenbereich und die bis zu 5 m unterhalb der Krone liegenden Lotaufhängepunkte verantwortlich, so daß die fast ausschließlich temperaturbedingten Bewegungen des unmittelbaren Kronenbereiches mit den Loten nicht erfaßt werden.

### 5.1.3.2 Vertikalverschiebungen

In den Blöcken 11 und 15 wird seit 1975 nahe dem wasserseitigen Mauerfuß das vertikale Bewegungsspiel mittels vertikalen Extensometern (Rocmeter) laufend beobachtet. Jährlich einmal durchgeführte Nivellements am Mauerfuß, in den Mauerhängen und an der Mauerkrone ergeben die Verhältnisse für den gesamten Mauerkörper.

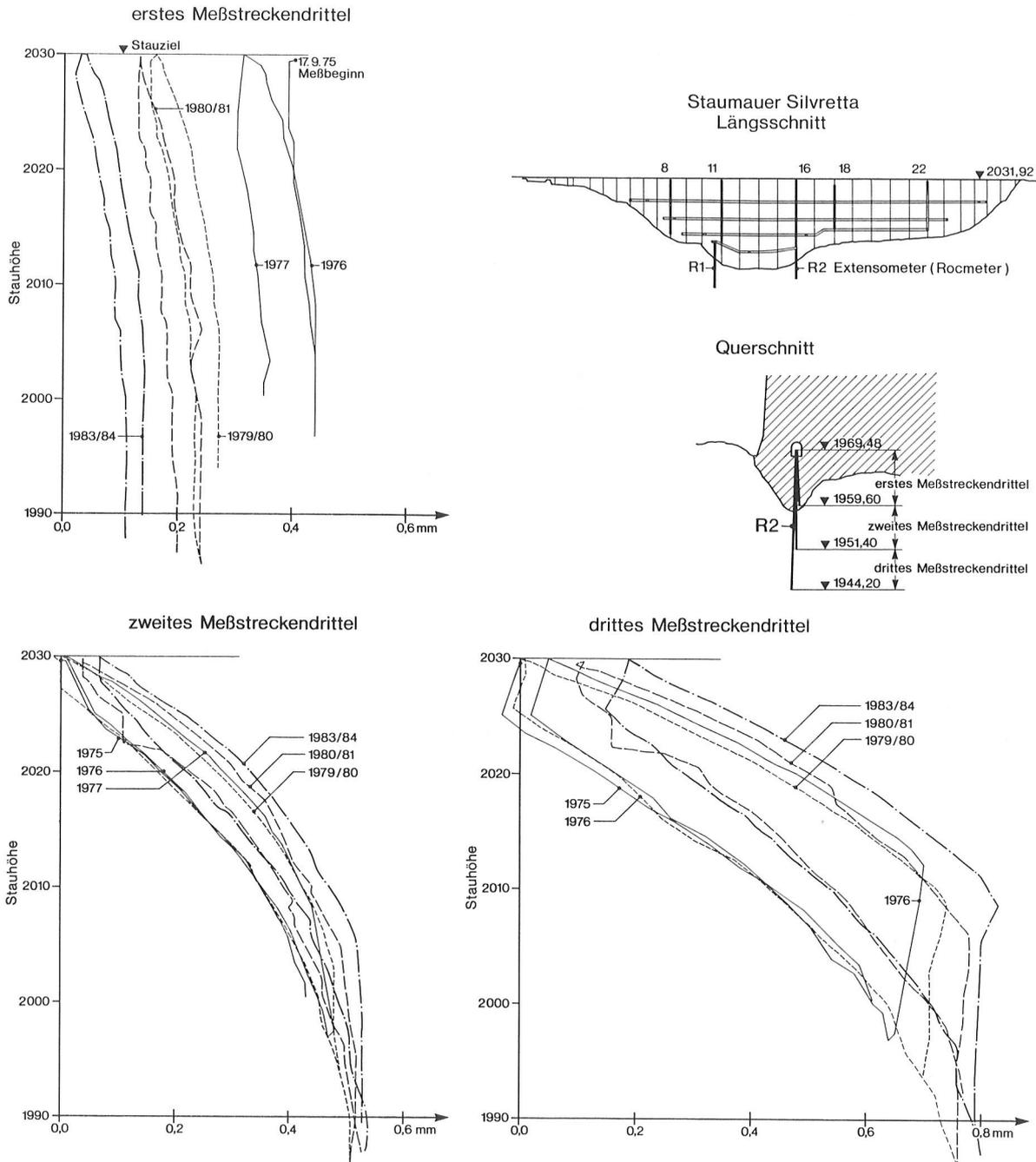


Abb. 2 Staumauer Silvretta  
Extensometermessungen (Rocmeter R2)  
Ergebnisse in Abhängigkeit von der Stauhöhe

In der Abb. 2 sind die Ergebnisse für die drei etwa gleich langen Meßbereiche im Block 15 dargestellt.

Bemerkenswert und für die Standsicherheit der Mauer belangvoll ist der deutliche positive Einfluß, den die 1980 durchgeführten Entlastungsbohrungen (sh. auch Pkt. 5.1.3.4) auf die wasserseitigen Hebungen bei steigendem Stau haben. Bei Vollstau beträgt die Verminderung der Entlastungsbewegungen für den erfaßten Felsbereich infolge verminderten Auftriebes rd. 0,3 mm. Insgesamt erfolgen die Bewegungen im elastischen Bereich. Das versuchsweise Schließen der Entlastungsbohrungen Anfang Dezember 1980 zeigte in den im Fels liegenden Meßbereichen deutliche Reaktionen.

Ein interessantes Ergebnis bringen die Messungen der zur Gänze im Beton liegenden Meßstrecke. Seit Einbau der Extensometer im Jahr 1975 werden hier fast konstant zunehmende, bleibende "Hebungen" festgestellt. Im Block 11 betragen diese 0,16 mm bei einer Meßstreckenlänge von 7,0 m und im Block 15 0,36 mm auf eine Länge von 9,88 m, deren Ursache noch einer Klärung bedarf. Um "spannungsbedingte" Erscheinungen in Abhängigkeit vom Stau dürfte es sich jedoch nicht handeln, da diese bei leerem Becken wieder verschwinden müßten. Für den Gesamtbereich Beton - Fels tritt in Summe zufolge Überlagerung aus der vorerwähnten Entlastungsbewegung und der Dehnung im Beton praktisch keine Bewegung des Extensometermeßpunktes auf, welche im Rahmen der Meßgenauigkeit durch das Nivellement erfaßt werden könnte. Allerdings läßt sich durch das Mauerfußnivelement, das in den letzten Jahren stets bei hoher Stauspiegellage durchgeführt wurde, eine schwache Tendenz zur Hebung feststellen.

Die Ergebnisse des Nivellements der Mauerkrone, welches gleichzeitig mit jenen der Mauergänge und im Zusammenhang mit diesen durchgeführt wird, sind in Abb. 3 gezeigt. Die Höhenlage der Krone unterliegt naturgemäß starken Schwankungen zufolge von Temperatureinflüssen - auch aus Sonneneinstrahlung. Wie aus den Auftragungen der Ergebnisse bei gleichem Stau und unter Berücksichtigung der Temperatur hervorgeht, erleidet die Mauerkrone eine geringfügige, jedoch ständig zunehmende Hebung. Der Vergleich mit den Nivellements der darunterliegenden Gänge ergibt eindeutig, daß die Hebungen zwischen dem höchstgelegenen Gang und der Mauerkrone erfolgen (sh. dazu auch Pkt. 5.1.1.2).

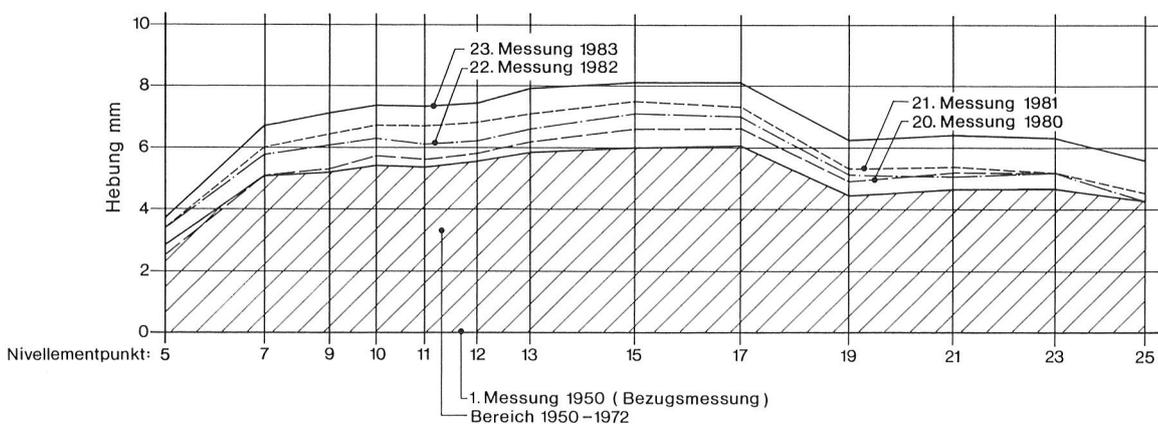


Abb. 3 Staumauer Silvretta, Kronennivellement der Hauptmauer

### 5.1.3.3 Verdrehungen

Aus den Auftragungen der stauabhängigen Neigungsänderungen im Aufstandsbereich der Mauer - eine Meßstelle befindet sich unmittelbar neben dem Rocmeter R2 - kann bei Berücksichtigung der Meßgenauigkeit von Setzklinometermessungen keine Änderung im Neigungsspiel festgestellt werden.

### 5.1.3.4 Sohlwasserdrücke, Sickerwässer

Eine erste Beschreibung der Sohlwasserdruckmessung und der Ergebnisse erfolgte durch TSCHADA 1959. Seit damals ist die Entwicklung gekennzeichnet durch immer wieder zunehmende Sohlwasserdrücke, die nach 1948 und 1973 zuletzt 1979 erneut zur Durchführung von Entlastungsbohrungen in den drei tiefstgelegenen Zugängen führten. Dabei wurden neben Bohrlochreihen längs der Zugänge auch Fächerbohrungen in Zugangmitte angeordnet. Vor allem die Fächerbohrungen, die verschiedene Kluftlagen besser erfassen können, haben zu deutlichen Druckreduktionen, z.T. sogar zum völligen Verschwinden von Sohlwasserdrücken, auch an weiter entfernten Meßstellen, geführt. Diese günstige flächenhafte Wirkung der Entlastungen wurde auch durch die Rocmetermessungen (sh. Pkt. 5.1.3.2) bestätigt. Trotzdem zeigen vereinzelt Meßstellen wieder etwas zunehmende Drücke. Diesen soll durch Spülungen der Entlastungsbohrungen mit Hochdruckwasserstrahl, wie bereits bei der Staumauer Vermunt mit Erfolg angewendet, begegnet werden.

Die Sickerwassermengen, die aus den Schächten bzw. aus horizontalen Betonierfugen (Winterfugen) anfallen und die Durchsickerung des Mauerkörpers an die Luftseite haben bis zum Jahr 1980 ständig zugenommen. Aus diesem Grund wurden in den Jahren 1980 und 1981 Injektionen des Mauerkörpers durchgeführt (sh. auch Pkt. 2.6). Danach sind die Durchsickerungen an die Luftseite praktisch verschwunden und die Gesamtsickerwassermengen aus den Schächten und Gängen haben von 3,4 l/s auf 2,6 l/s abgenommen, wobei der Anteil aus den Entlastungsbohrungen von 0,6 l/s auf 0,7 l/s zugenommen hat.

Es sei noch vermerkt, daß seit 1981 Messungen des Schwebstoffgehaltes, der elektr. Leitfähigkeit und der Karbonathärte der Sickerwässer an ausgesuchten Bohrlöchern einmal jährlich durchgeführt werden. Die Meßreihen sind zu kurz, um Aussagen treffen zu können.

### Literatur

BUCHEGGER, W.: "Ergebnisse der Messungen und Beobachtungen an den Sperren der Vorarlberger Illewrke Aktiengesellschaft" in "Österreichische Talsperren", Heft 14, 1964

TSCHADA, H.: "Sohlwasserdruckmessungen an der Silvrettasperre" in "Die Talsperren Österreichs", Heft 9, 1959

#### 5.1.4 Bogenmauer Salza (15)

(A.Wassermann, Steirische Wasserkraft-und Elektrizitäts A.G.)

Die 53 m hohe Bogenmauer mit einer Kronenlänge von 121 m und einer Betonkubatur von 23 000 m<sup>3</sup> wurde in den Jahren 1947 bis 1949 im Riffkalk des Obertrias errichtet. Der erste Vollstau im Speicher, dessen Nutzinhalt 10,5 Mio. m<sup>3</sup> beträgt, wurde im Herbst 1949 erreicht. Die Sperre liegt in einer Schlucht mit hoher Luftfeuchtigkeit und geringer Sonneneinstrahlung.

Die Radialverschiebungen an der Krone werden mit einem Gewichtslot kontinuierlich überwacht und zur laufenden Kontrolle mit einer repräsentativen Mauertemperatur und der Stauhöhe in Relation gesetzt. Im Beobachtungszeitraum von über 30 Jahren zeigte die Kronenverschiebung einen gleichbleibenden Schwankungsbereich von etwa 18 mm ohne eine signifikante Tendenz zu bleibenden Verschiebungen. Der Stauinfluß auf die Durchbiegung liegt bei 6,4 mm, der jahreszeit- bzw. temperaturbedingte Schwankungsbereich bei  $\pm 10$  mm zufolge einer Schwankung der Bezugsbetontemperatur von etwa  $+ 8^{\circ}\text{C} \pm 12^{\circ}\text{C}$  bei Lufttemperaturschwankungen von  $+ 5^{\circ}\text{C} \pm 17^{\circ}\text{C}$ . Die Extremwerte wurden jeweils in außergewöhnlichen Betriebszuständen (Speicherentleerungen) erreicht. Aus dem gleichbleibenden Schwankungsbereich der jährlichen Maxima- und Minima der Kronendurchbiegung kann keine signifikante Verschiebungstendenz abgeleitet werden.

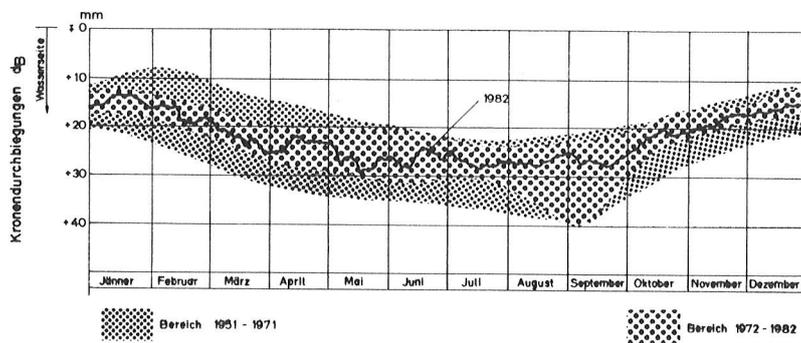


Abb. 1: Kronendurchbiegungen 1951 - 1982

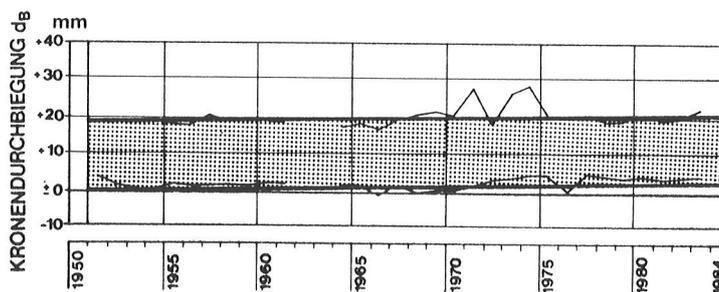


Abb. 2: Schwankungsbereich der Kronenverschiebungen

### 5.1.5 Bogenmauer Hierzmann (17)

(A.Wassermann, Steirische Wasserkraft-und Elektrizitäts A.G.)

Die 58 m hohe Bogenmauer Hierzmann mit einer Kronenlänge von 172 m und einer Betonkubatur von 43 000 m<sup>3</sup> wurde in den Jahren 1948 bis 1950 im Gneis errichtet. Der erste Vollstau des Speichers mit einem Nutzinhalt von 7,1 Mio. m<sup>3</sup> wurde im Frühjahr 1950 erreicht.

Die Radialverschiebung des Kronenbogenscheitels wird mit einem Gewichtslot kontinuierlich überwacht und mit einer repräsentativen Mauertemperatur und der Stauhöhe verglichen. Im Beobachtungszeitraum von über 30 Jahren ergab sich ein geringfügig zunehmender, jährlicher Schwankungsbereich von etwa 30 mm (Abb. 1), dem sich eine im letzten Jahrzehnt abklingende, bleibende Verschiebung zur Luftseite von etwa 14 mm überlagert (Abb. 2). Aus einer mehrfachen linearen Regressionsanalyse konnte der stauabhängige Anteil mit 26 mm, der jahreszeit- bzw. temperaturabhängige Anteil mit  $\pm 12$  mm ermittelt werden, dem gemessene Betontemperaturschwankungen von etwa  $+ 12^{\circ}\text{C} \pm 11^{\circ}\text{C}$  bei Lufttemperaturschwankungen von etwa  $8^{\circ}\text{C} \pm 18^{\circ}\text{C}$  entsprechen.

Die bleibende luftseitige Verschiebung des Kronenbogenscheitels gab Anlaß zu einer gesonderten Untersuchung der Tangentialverschiebungen, da die Fundierungsverhältnisse an der linken Sperrenflanke ein größeres, dauerndes Anwachsen der bleibenden Verschiebungen möglich erscheinen ließen. Die Tangentialverschiebungen mit einem jährlichen Schwankungsbereich von knapp 1 mm lassen jedoch keine derartige Tendenz erkennen. Die bleibende Verformung dürfte also auf normales Kriechen des Betons zurückzuführen sein, was durch eine Vergleichsrechnung mit den in der Norm für das Kriechverhalten des Betons angegebenen Werten bestätigt werden konnte.

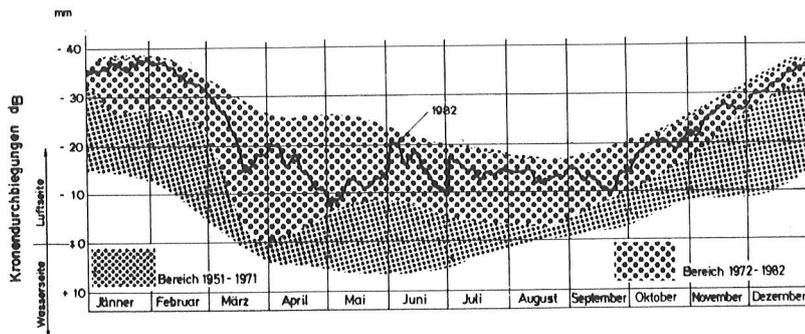


Abb. 1: Kronendurchbiegungen 1951 - 1982

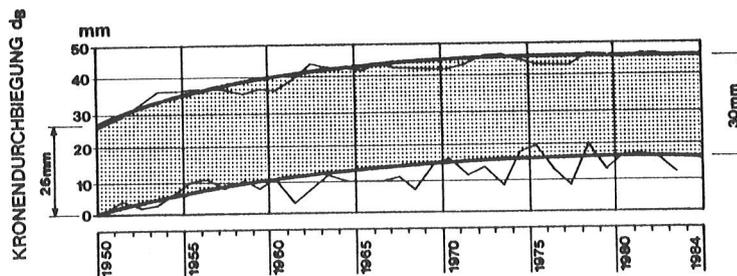


Abb. 2: Schwankungsbereich der Kronenverschiebungen

5.1.6 Langzeitbeobachtungen an der Ranna-Talsperre (18)

(W.Flögl, Ziviling., P.Mannsbart, Oberösterreichische Kraftwerke A.G.)

5.1.6.1 Kurzbeschreibung der Sperre und Staugeschichte

Die 45 m hohe Ranna-Talsperre wurde in den Jahren 1948 - 1950 als doppelt gekrümmte Kreisbogenmauer ("Gleichwinkeltyp") am Rannabach errichtet, einem linksufrigen Donauzubringer im äußersten Nordwesten von O.Ö.

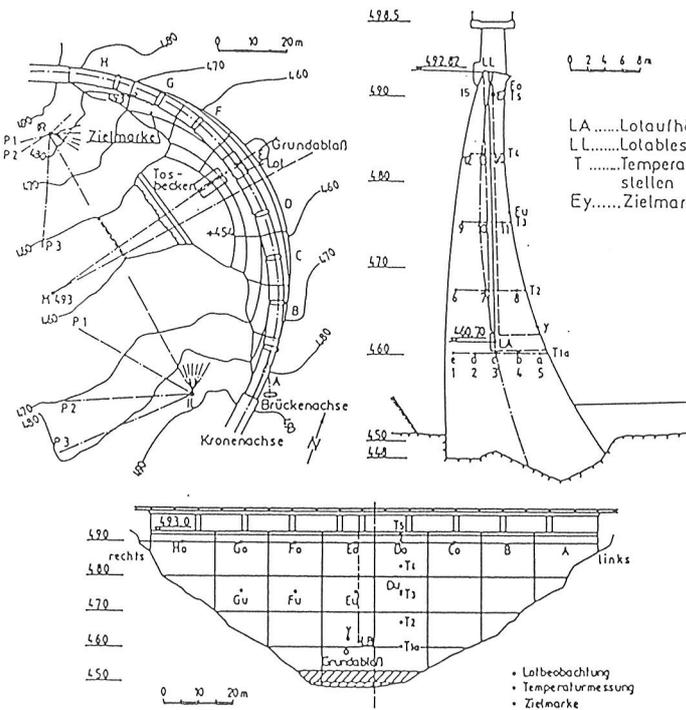
Die zu den ältesten Gewölbesperren Österreichs zählende Talsperre besitzt eine Kronenlänge von 126 m, eine Mauerstärke an der Krone von 3 m und an der Basis von 18 m. Ihr Tragverhalten wird stark durch Gewichtswirkung beeinflusst (Bogengewichtsmauer).

Der Rannaspeicher (Stauziel 493,0 m ü.A., Absenkziel 475,0 m ü.A.) besitzt einen Gesamthalt von 2,35 hm<sup>3</sup> und einen Nutzhalt von 2,15 hm<sup>3</sup>. Er wird als Tages- und Wochenspeicher sowie als Oberbecken für Pumpspeicherung betrieben. Sein Einzugsgebiet beträgt 166 km<sup>2</sup>.

Der erste Teilstau der Sperre auf Kote 481,50 m ü.A. erfolgte im Winter 1949/50 nach Fugenverpressung bis Kote 481,00 m ü.A. im Dezember 1949. Im Mai 1950 wurde diese Verpressung bei entleertem Speicher wiederholt. Nach der erstmaligen vollständigen Verpressung der Sperre im Juli 1950 wurde das Stauziel im September 1950 erreicht. Ende Februar 1951 wurde der Stau gelegt, um im März 1951 die gesamte Sperre nochmals zu verpressen. Mitte März 1951 wurde der Vollstau wieder erreicht und mit der regulären Speicherbewirtschaftung begonnen.

5.1.6.2 Meßeinrichtungen und Meßprogramm

Die Ranna-Talsperre ist als kleine Gewölbesperre mit einem Minimalprogramm an Meßeinrichtungen ausgestattet, das eine Lotanlage, 15 in einem Meßquerschnitt ange-



ordnete Temperaturmeßstellen, 5 Sickerwassermeßstellen, die geodätische Überwachung mit 9 Ziel- und Pfeilerpunkten sowie den Pegel zur Spiegelüberwachung im Stausee umfaßt (Abb. 1).

Die ursprüngliche Hängelotanlage wurde im Jahre 1971 zu einer Schwimmotanlage umgebaut. Leider kann nur eine Meßstelle der Schwimmotanlage abgelesen werden und wird der Bereich unter Kote 460,0 m ü.A. von der Lotanlage nicht erfaßt, so daß die Biegelinie der Sperre im Mittelschnitt nicht darstellbar ist.

Es können nur die Radialverschiebungen des Aufhän-

Abb. 1 Rannasperre, Grundriß, Längenschnitt und Radialschnitt

gepunktetes gegenüber dem Ablesepunkt bestimmt werden.

Das Beobachtungsprogramm umfaßt die tägliche Ablesung des Lotes, der Luft- und Sperrtemperatur - letztere nur im oberen, dünneren Mauerabschnitt - sowie des Seestandes. Viermal jährlich werden quantitative und - in Hinblick auf den Gehalt an freier, aggressiver Kohlensäure im Rannabachwasser - auch qualitative Untersuchungen durchgeführt. Die geodätische Überwachung erfolgt zweimal jährlich.

Eine Fernübertragung der Lotablesewerte ist vorgesehen, alle anderen Meßgeräte jedoch nicht zur Fernübertragung adaptiert, sodaß die Ablesungen händisch durchgeführt werden.

#### 5.1.6.3 Auswertung der Meßwertreihen 1953 bis 1981 (Flögl, 1983)

##### Speicherganglinie

Die Speicherganglinie zeigt den Einsatz des Rannatalspeichers als Tages- und Wochenspeicher, wobei der Speicher aus energetischen Gründen zumeist gefüllt gehalten wird. Der Pegel arbeitet weitgehend störungsfrei.

##### Lufttemperatur

Der Jahresgang der Lufttemperatur mit der Periode von 12 Monaten wird von einem Tagesgang und einer Ganglinie von kurzfristigen Wetterperioden überlagert. Die max. Lufttemperaturen treten jeweils am Sommerende (August, September) auf, die min. Temperaturen gegen Winterende (Jänner, Februar).

	max.	min.	mittl.
$t_L$ absolut °C	28,5	- 21,5	-
Temp.Amplitude $\Delta t_L$ °C	43,5	27,5	36,5
ausgegl. $\Delta t_L$ °C	27	17	22

Tab. 1: Auswertung der Lufttemperatur

In Tabelle 1 sind die Extremwerte der Lufttemperatur sowie die Extrem- und Mittelwerte der im Jahresgang aufgetretenen Temperaturamplituden ohne und mit Ausgleich von kurzfristigen Lufttemperaturschwankungen wiedergegeben.

##### Sperrtemperatur

Das Meßprogramm der Sperrtemperatur umfaßte bis November 1972 sämtliche 15 Temperaturmeßstellen, die mittels Umschalter mit einem Meßgeräte abgelesen wurden. Aus Vereinfachungsgründen, vor allem im Hinblick auf eine Fernübertragung, wurden ab dem Jahr 1972 nur noch die Meßpunkte 9, 13, 14 und 15 unter der Annahme abgelesen, daß mit diesen Meßstellen, insbesondere mit dem Meßpunkt 15, das Temperaturverhalten der Sperre genügend genau dargestellt werden kann.

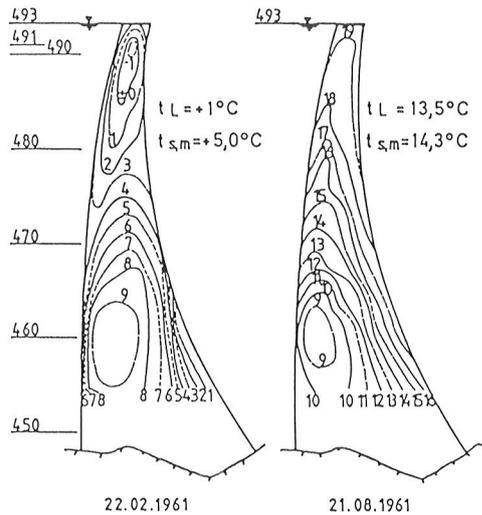
	max.	min.	mittl.
$t_{S,15}$ absolut °C	24,0	- 12,5	-
$\Delta t_{S,15}$ °C	34,5	22,0	29,5
$t_{S,m}$ absolut °C	15,5	2,5	-
$\Delta t_{S,m}$ °C	11,6	9,3	10,4

Tab. 2: Auswertung der Sperrtemperatur im Meßpunkt 15 (Reihe 53-82) und der mittl. Sperrtemperatur (Reihe 53-62)

Wegen seiner Oberflächennähe und der hohen Lage nahe dem Stauziel folgt die Sperrtemperatur im Meßpunkt 15,  $t_{S,15}$ , nur mit geringer Verzögerung und

Dämpfung dem Lufttemperaturgang.

Bis 1962 wurde das Temperaturmeßprofil in Isothermenform dargestellt, und daraus die "mittlere Mauertemperatur" ( $t_{S,m} = \sum F_i \cdot t_{S,i} / \sum F_i$ ) abgeleitet.



In Abb. 2 sind die charakteristischen Temperaturzustände im Winter und im Sommer dargestellt. Die mittlere Mauertemperatur  $t_{S,m}$  zeigt einen wesentlich gedämpfteren Verlauf der Temperaturkurve mit einer Phasenverschiebung von etwa 6 Wochen gegenüber der ausgeglichenen Lufttemperaturganglinie.

Abb. 2 Rannasperre, Isothermen

#### Radialverschiebungen

Obwohl die Ranna-Talsperre relativ große Mauerstärken aufweist, werden, wie bei allen kleinen Sperren, die Radial- und Tangentialverschiebungen vorwiegend durch den Temperatureinfluß bestimmt. Der Gang der Radialverschiebungen folgt dem Gang der Lufttemperatur im Sommer mit einer Phasenverschiebung von etwa 4 bis 5 Wochen, im Winter von 1 bis 3 Wochen. Die Winterminima der Kronenverschiebungen decken sich etwa mit den Winterminima der ausgeglichenen Mauertemperatur im Meßpunkt 15, während die maximalen Radialverschiebungen etwa mit den Maxima der mittleren Mauertemperatur zusammenfallen. Größere, kurzfristige Änderungen der Lufttemperatur führen zu geringen Sperrenbewegungen nahezu ohne Verzögerung.

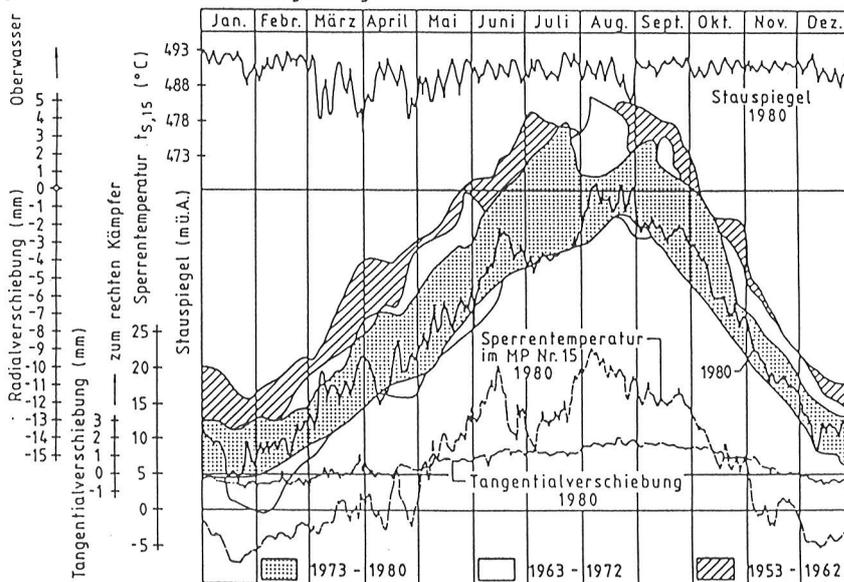


Abb. 3 Rannasperre, Meßwerte 1980 und Radialverschiebungen 1953 - 1980

Aus der Neigung der Ausgleichsgeraden lassen sich spezifische Verschiebungswerte  $r = 0,55 \text{ mm}/^\circ\text{C}$  und  $t = 0,08 \text{ mm}/^\circ\text{C}$  errechnen. Da sich die Neigung der Ausgleichsgeraden auch für tiefere Spiegellagen kaum verändert, wird dadurch in guter Näherung der Temperatureinfluß auf die Verschiebungen beschrieben (Abb.5) Somit kann aber auch durch Elimination des Temperatureinflusses der Einfluß der Wasserlast auf die Verschiebungen aus den vorliegenden Meßwerten rekonstruiert werden, der mit  $\Delta R = 6 \text{ mm}$  zwischen Stauhöhe Kote 461,0 m ü.A. und Kote 493,0 m ü.A. ermittelt wurde.

#### Tangentialverschiebungen

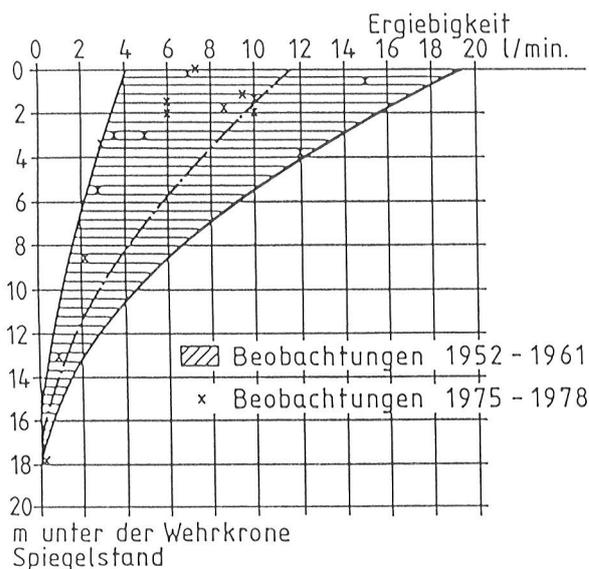
Die Tangentialverschiebungen sind nahezu um eine Zehnerpotenz kleiner und stärker gedämpft als die Radialverschiebungen. Ihre Amplituden  $\Delta T$  liegen zwischen 2,0 mm und 3,2 mm, i.M. bei 2,6 mm (sh. Abb. 4). Mit zunehmendem Sperrrenalter ist ein geringfügiges Anwachsen der Amplituden von 2,4 mm (Jahresreihe 1953 - 1962) auf 3,0 mm (Jahresreihe 1972 - 1980) festzustellen, das durch eine vergrößerte elastische Verschiebung zum rechten Widerlager hin hervorgerufen wird. Es ist auf den bekannten, geringeren E-Modul des rechten Widerlagers zurückzuführen.

#### Vergleich der Meßergebnisse mit den Statischen Berechnungen

Der Vergleich der Meßergebnisse mit der Statischen Berechnung 1950 und der Statischen Nachrechnung 1984 liefert bis auf die üblichen, annahmebedingten kleineren Abweichungen eine relativ gute Übereinstimmung der Werte. Um den Rahmen des vorliegenden Berichtes nicht zu sprengen, wird auf eine detaillierte Darstellung verzichtet.

#### 5.1.6.4 Beobachtungen der Sickerwasserverluste

Da die 5 Sickerwassermeßstellen immer wieder durch Hochwasserereignisse zerstört wurden, stehen neben den Meßergebnissen der Jahresreihe 1952 - 1961 nur Einzelmessungen der Jahresreihe 1975 - 1978 zur Verfügung. Die an 4 Meßstellen beobachteten Sickerwasserverluste sind stark von der Stauhöhe abhängig und betragen im Maximum etwa 0,6 l/s.



Bedingt durch freie, aggressive Kohlensäure im Wasser des Rannabaches, mit einem Kalklösungsvermögen von bis zu 30 mg  $\text{CaCO}_3/\text{l}$  je nach äußeren Bedingungen, kommt es beim Durchtritt von Sickerwässern durch den Injektionsschirm zu Kalklösungserscheinungen, die jedoch zu keiner Erhöhung der Sickerwassermengen in der 30-jährigen Beobachtungsreihe geführt haben. Dies ist vermutlich auf Selbstabdichtungsercheinungen der Klüfte mit eingeschwemmtem Feinmaterial zurückzuführen.

Abb. 6 Rannasperre, Sickerwasserverluste an der Meßstelle Nr. 1

Die Amplituden der Radialverschiebung  $\Delta R$  liegen zwischen 15 und 22 mm, i.M. bei  $\Delta R = 18,3$  mm. Eine Abnahme der Amplituden der Radialverschiebungen mit zunehmendem Alter der Sperre, wie z.B. bei den Kapruner-Sperren, kann nicht festgestellt werden. In den Jahren 1953 bis 1962 ist bei gleichbleibender Amplitude der Radialverschiebung die Tendenz festzustellen, daß die Verschiebungen zur Luftseite hin um etwa 1 - 2 mm zugenommen haben und seither relativ konstant sind. Dies läßt auf plastische, irreversible Verformungen durch die Wasserlast in den ersten Jahren nach Inbetriebnahme des Speichers schließen.

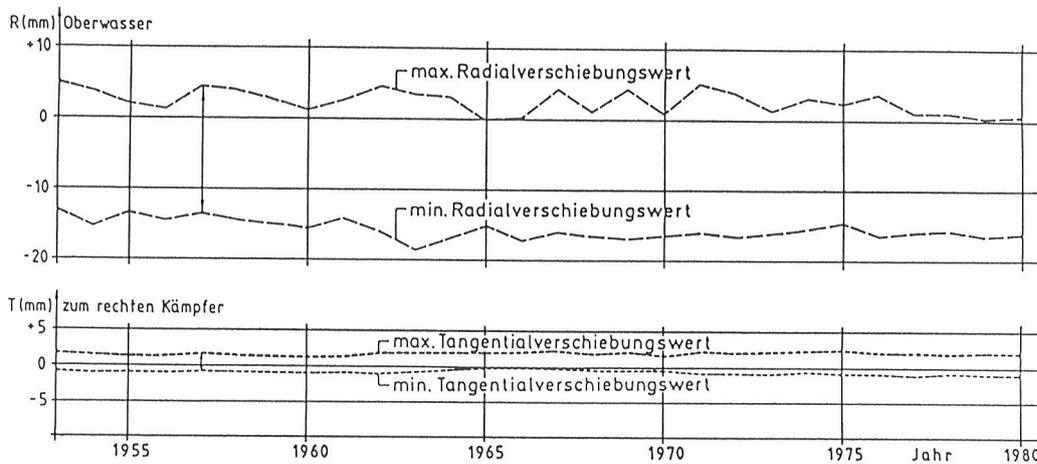


Abb. 4 Rannasperre, Ganglinien der Extremwerte und Amplituden von Radial- und Tangentialverschiebungen

Obwohl der Meßpunkt 15 für das Temperaturverhalten der Sperre zu wenig repräsentativ ist, wie verschiedene Detailauswertungen zeigen, läßt sich für konstante Temperatur und annähernd konstante Stauhöhen nahe dem Stauziel eine relativ gute, lineare Korrelation zwischen der Temperatur im Meßpunkt 15 und den Sperrenverschiebungen finden, deren Standardabweichungen für die Radialverschiebungen ca.  $\pm 1,5$  mm, für die Tangentialverschiebungen ca.  $\pm 0,3$  mm betragen.

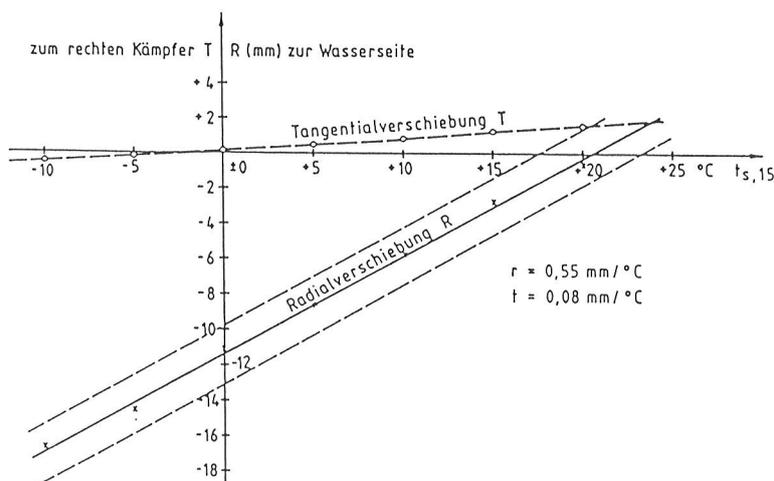


Abb. 5 Rannasperre, Zusammenhang zwischen Radial- und Tangentialverschiebungen und Sperrtemperatur im Meßpunkt 15 bei annähernd konstanter Stauhöhe

#### 5.1.6.5 Zusammenfassung

Die ca. 45 m hohe Rannatal-Gewölbesperre zeigt in ihrem 30-jährigen Bestand ein durchaus normales, für kleine Sperren typisches, stark temperaturabhängiges Verformungsverhalten mit Verschiebungen zur Wasserseite im Sommer, zur Luftseite im Winter. Die Phasenverschiebung und die Dämpfung der Ganglinie der Radialverschiebungen zur Ganglinie der Lufttemperaturen sind gering.

Die Amplituden der Radialverschiebungen liegen zwischen 15 mm und 22 mm und haben sich in der Jahresreihe 1953 - 1980 kaum verändert. Bleibende Verformungen um 1 mm bis 2 mm sind in der Reihe 1953 - 1962 feststellbar. Die Amplituden der Tangentialverschiebungen liegen zwischen 2 mm und 3 mm und steigen mit zunehmendem Sperrenalter geringfügig an.

Die Gesamtsickerwasserverluste betragen im Maximum 0,6 l/s und haben sich trotz Kalklösungserscheinungen aufgrund von freier, aggressiver Kohlensäure im Rannabachwasser in der annähernd 30-jährigen Beobachtungsreihe nicht erhöht, was vermutlich auf Selbstabdichtungserscheinungen der Klüfte mit Feinmaterial zurückzuführen ist.

#### Literaturverzeichnis

- FLÖGL, H. "Gutachten zu den Meßergebnissen an der Rannatalsperre",  
im Auftrag der O.Ö. Kraftwerke AG, unveröffentlicht, 1983.

### 5.1.7 Bogenmauer Limberg (19)

(R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)

#### 5.1.7.1 Generelle Beschreibung

In den Jahren 1948 bis 1951 wurde die 120 m hohe Bogenmauer Limberg der Hauptstufe der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun mit einer Kronenlänge von 357 m und einer Betonkubatur von 446 000 m<sup>3</sup> auf Kalkglimmerschiefer errichtet. Nach drei Zwischenstauperioden 1949 (33% der Stauhöhe), 1950 (75% der Stauhöhe) und 1951 (96% der Stauhöhe) konnte 1952 erstmals der Vollstau erreicht werden.

Die Meßeinrichtungen umfaßten im wesentlichen drei Gewichtslote zur Erfassung der Horizontalverschiebungen der Mauerkrone in drei Blöcken relativ zur Gründungssohle, Meßwehre zur Erfassung der Wasserdurchtritte zum unmittelbar auf dem Fels aufstehenden Sohlgang, Sohlwasserdruckglocken zur Feststellung der Sohlwasserdrücke sowie zahlreiche Temperatur- und Dehnungsmeßstellen im Beton, die allerdings seither größtenteils ausgefallen sind. Weiters wurden zweimal jährlich geodätische Messungen durchgeführt, wie ein Kronennivellement und die trigonometrische Beobachtung der Horizontalverschiebung von 35 Zielpunkten an der luftseitigen Maueroberfläche und 7 Felspunkten nahe der luftseitigen Einbindung der Sperre.

#### 5.1.7.2 Meßergebnisse

##### 5.1.7.2.1 Horizontalverschiebungen der Mauerkrone

Da die Aufhängepunkte der Lote im Kronenbereich erst im letzten Betonierjahr 1951 fertiggestellt werden konnten, wurde mit den Messungen im Mittelblock während des ersten Vollstaujahres bei etwa halber Stauhöhe, bei den beiden seitlichen Blöcken im Frühjahr des folgenden Jahres begonnen. Da über die bleibenden Verschiebungen bis zum Absenken nach dem ersten Vollstau keine Daten vorliegen, müssen die Messungen auf das Frühjahr 1952 bezogen werden.

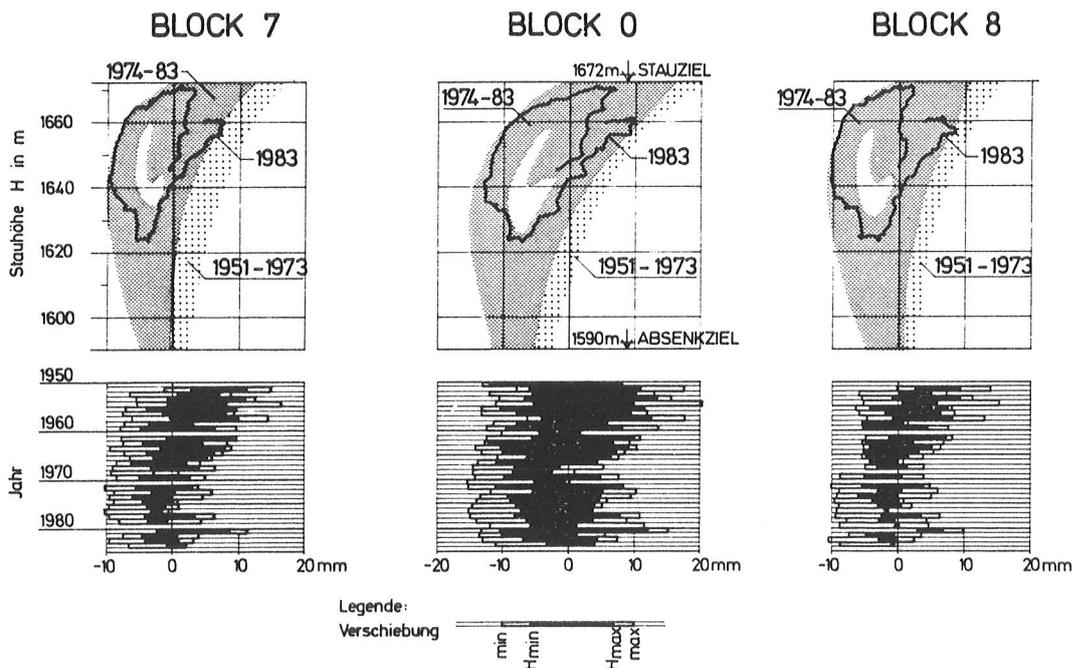


Abb. 1 Block 7, 0, 8, Krone, Radialverschiebung in mm

Die zusammenfassende Darstellung der jährlichen extremen Verschiebungen läßt Langzeittendenzen nur näherungsweise erkennen, da unterschiedliche Stauspiegellanglinien und Lufttemperaturen die Beurteilung erschweren. Bessere Ergebnisse liefert eine mehrfache lineare Regressionsanalyse (sh. Pkt. 5.1.19). Diese Analyse ergibt in den ersten 15 Jahren eine bleibende Verschiebung der Krone zur Wasserseite von etwa 6 mm im Mittelblock und 4 mm in den beiden seitlichen Blöcken, eine Tendenz, die sich in den letzten 10 Jahren auf etwa 1 mm bzw. 0,5 mm stark abgeschwächt hat. Das stau- und jahresabhängige Spiel der Mauerkrone erreicht etwa 30 mm im Mittelblock und 19 mm in den beiden seitlichen Blöcken. Diese Amplitude ist während der gesamten Jahresreihe ziemlich konstant geblieben, sodaß keine nennenswerte Veränderung des Beton-Verformungsmoduls stattgefunden haben kann. Diese Amplitude setzt sich aus einem stauabhängigen Anteil (24 mm bzw. 12 mm) und dem jahreszeit- bzw. temperaturabhängigen Anteil ( $\pm 9$  mm bzw.  $\pm 8$  mm) zusammen.

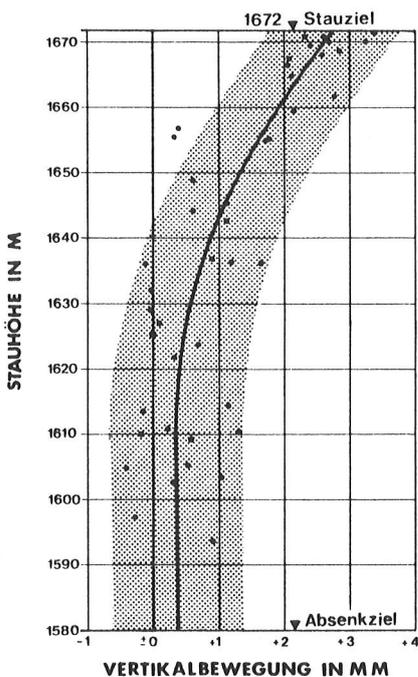


Abb. 2 Vertikalverschiebung des Kronenbogenscheitels

#### 5.1.7.2.2. Vertikalverschiebungen der Krone

Eine ähnliche Tendenz läßt sich aus den aus dem Kronennivellement abgeleiteten Vertikalverschiebungen erkennen. Einem jährlichen elastischen Spiel von  $\pm 1,2$  mm überlagert sich eine kontinuierliche Hebung des Scheitels von etwa 0,16 mm pro Jahr relativ zu den Bogenwiderlagern. Unter Annahme eines Betonquellens von 0,0013 mm/m je Jahr lassen sich die beiden Tendenzen recht gut in Übereinstimmung bringen. Zwängsspannungen aus dieser geringfügigen Verformungstendenz werden durch die Spannungsrelaxation mit Sicherheit abgebaut, sodaß diese Erscheinung auch langfristig keine Bedeutung für die Standsicherheit der Sperre hat.

#### 5.1.7.2.3. Wasserdrücke

Die Sohlwasserdrücke zeigen einheitlich wasserseits des Sohlganges Werte bis zur jeweiligen Stauhöhe, luftseits des Sohlganges nur geringe Werte bis zu etwa 10% der jeweiligen Stauhöhe an. In neuerer Zeit zusätzlich durchgeführte Bergwasserdruckmessungen mit Piezometern bestätigen diese Ergebnisse.

#### 5.1.7.2.4. Wasserdurchtritte

Die stauabhängigen Wasserdurchtritte zum Sohlstollen erreichten etwa 0,8 l/s im ersten Vollstaujahr und verringerten sich durch Selbstdichtung sehr rasch auf derzeit weniger als 0,1 l/s. Die jährliche Sickerwasserfracht ist von etwa 9 000 m<sup>3</sup> im 1. Vollbetriebsjahr auf nunmehr 1 500 m<sup>3</sup> zurückgegangen (Abb. 3a).

Weiters werden die Wasserzutritte zu zwei Stollen in den beiden Talflanken luftseits der Sperre gemessen. Wie die Monatsganglinien (Abb. 3b) zeigen, ist die Schüttung der Quellen in diesen Stollen überwiegend niederschlagsabhängig.

#### Schrifttum

F. Breitenstein et al, Safety Control of the Dams of the Glockner-Kaprun Hydro-Electric Development, ICOLD 1956, Q 56, R 59

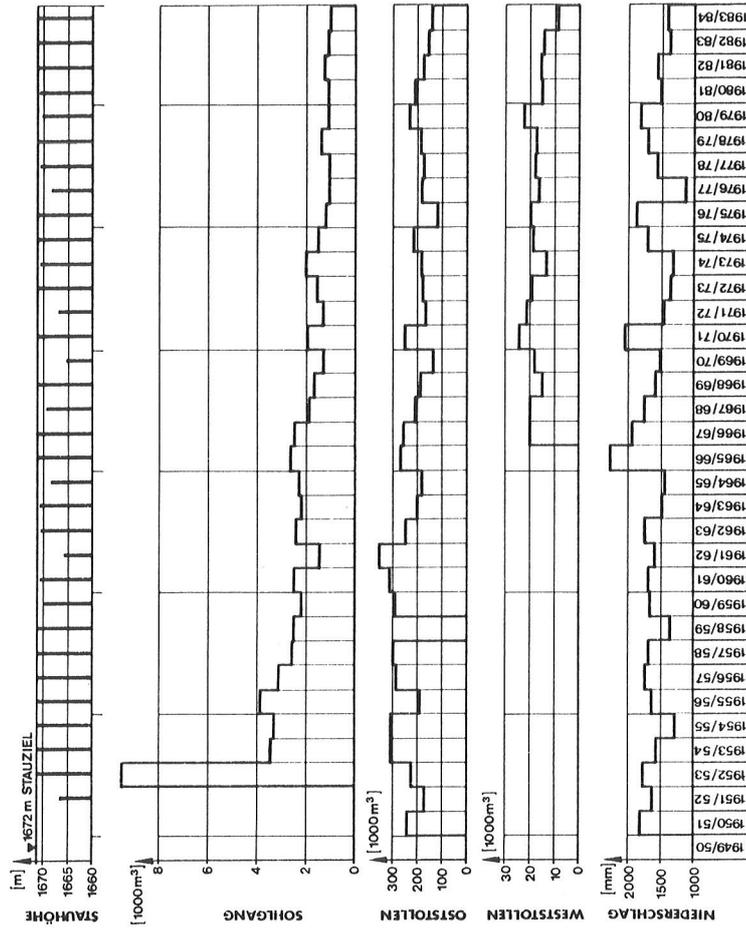


Abb. 3a Maximale Stauhöhe, Sickerwasserfrachten und Niederschlagshöhen der Jahresreihe 1950 - 1984, bezogen auf eine Stauperiode (1.4. - 31.5.)

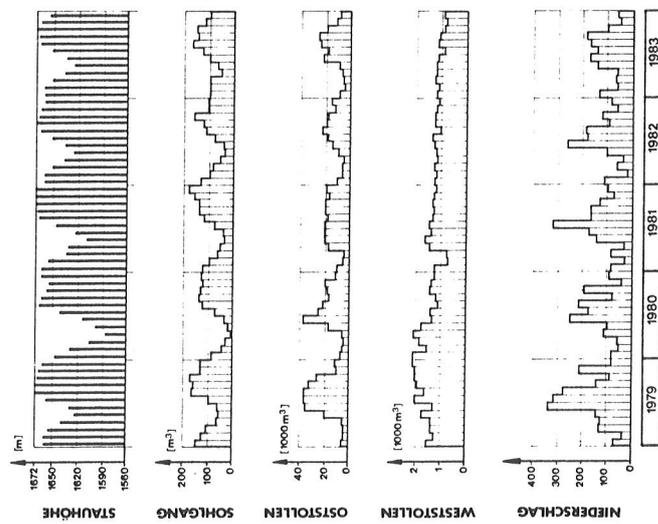


Abb. 3b Monatsganglinien der Stauhöhe, Wasserzutritte zu den Stollen und Niederschlagshöhen 1979 - 1983

### 5.1.8 Speicher Margaritze (21)

(R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)

Der Speicher Margaritze wurde im Rahmen der Oberstufe der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun in den Jahren 1950 bis 1952 geschaffen, um den Abfluß eines Gletscherbaches, der Möll, trotz der extremen Abflußschwankungen möglichst vollständig zu erfassen und in den Speicher Mooserboden (siehe Punkt 5.1.11) zeitweise durch Pumpen, zeitweise mit freier Vorflut überzuleiten. Für diesen Speicher mit einem Nutzinhalt von 3,6 Mio. m<sup>3</sup> waren die Bogenmauer Möll und die Gewichtsmauer Margaritze erforderlich, die auf Kalkglimmerschiefer gegründet wurden. Der erste Vollstau wurde im Mai 1953 mit der Gletscherschmelze erreicht. Da die beiden Sperren nur in den Sommermonaten zugänglich sind, war in den ersten Jahren nur eine fallweise geodätische Überwachung der Verschiebungen möglich. Erst nach Entwicklung einer Fernübertragung zu einer Meßzentrale beim Speicher Mooserboden konnte eine kontinuierliche Überwachung der beiden Sperren geschaffen werden. Allfällige bleibende Verschiebungen können daher ebenfalls erst seit 1967 erfaßt werden.

#### 5.1.8.1 Bogenmauer Möll (21a)

Diese Bogenmauer erreicht eine Höhe von 93 m, von der 27 m auf die Betonplombe in der engen Möllschlucht und 56 m auf das Sperrengewölbe entfallen. Bei einer Kronenlänge von 164 m waren 35 000 m<sup>3</sup> Beton erforderlich. In Anbetracht der vertikalen Krümmung und Schlankheit der Mauer mußte auf die Einrichtung einer Lotanlage verzichtet werden. Mit der Entwicklung geeigneter Neigungsgeber konnte dann die Kronenverschiebung aus 5 in einem Vertikalschnitt angeordneten Neigungsmessungen ermittelt werden. Seit 1967 stehen diese Messungen kontinuierlich zur Verfügung (Abb. 1). Aus diesen Messungen ist zu entnehmen, daß der jahreszeitliche bzw. temperaturbedingte Jahresgang bei  $\pm 6$  mm, der stauabhängige Einfluß bei  $\pm 4$  mm liegt. Bleibende Verschiebungen sind in diesem Zeitraum nicht nachzuweisen.

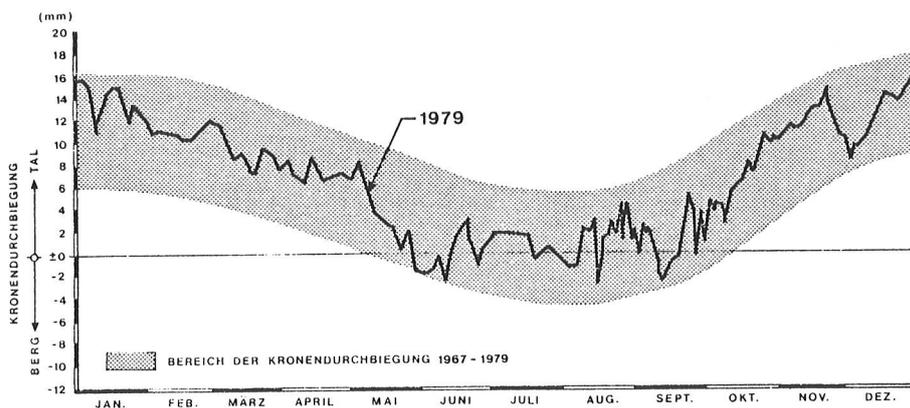


Abb. 1 Möllsperre, Radialverschiebungen des Kronenbogenscheitels

#### 5.1.8.2 Gewichtsmauer Margaritze (21b)

Für die 39 m hohe Gewichtsmauer Margaritze mit einer Kronenlänge von 175 m waren 33 000 m<sup>3</sup> Beton erforderlich. Zur Erhöhung der Standsicherheit wurde die Mauer im Grundriß leicht gekrümmt und die vertikalen Blockfugen injiziert. Ebenso wie bei der Bogenmauer Möll wurde die geodätische Überwachung in den ersten Betriebsjahren, später auf eine kontinuierliche Überwachung der Radial-

verschiebung der Krone umgestellt, die mit 3 Neigungsgebern ermittelt wurde (Abb. 2). Der jahreszeitliche bzw. temperaturbedingte Jahresgang liegt bei  $\pm 4$  mm, die stauabhängige Durchbiegung bei  $\pm 2,0$  mm. Auch hier sind in diesem Beobachtungszeitraum keine bleibenden Verschiebungen festzustellen.

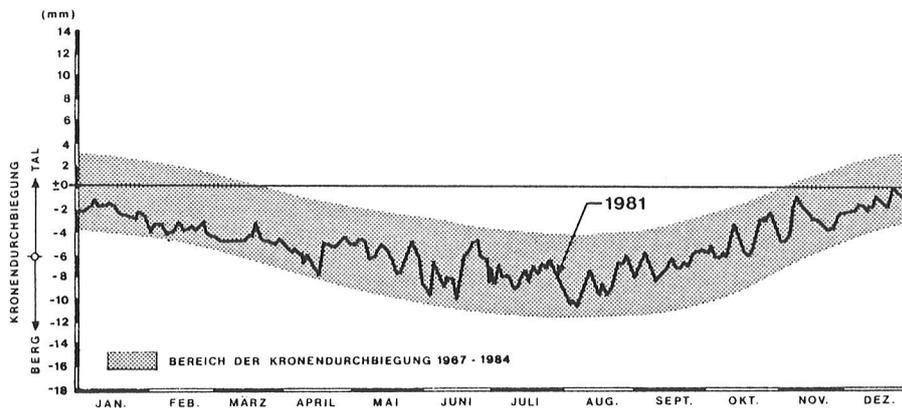


Abb. 2 Margaritzensperre, Radialverschiebungen der Krone des höchsten Mauerblockes

Ein Nivellement über die Krone beider Staumauern und über den dazwischenliegenden Felskopf Margaritze, bezogen auf einen Felspunkt etwa 100 m vom linken Widerlager der Bogenmauer Möll entfernt, zeigt nur bei der Bogenmauer Möll stauabhängige Vertikalbewegungen, signifikante Langzeittendenzen sind nicht erkennbar (Abb. 3).

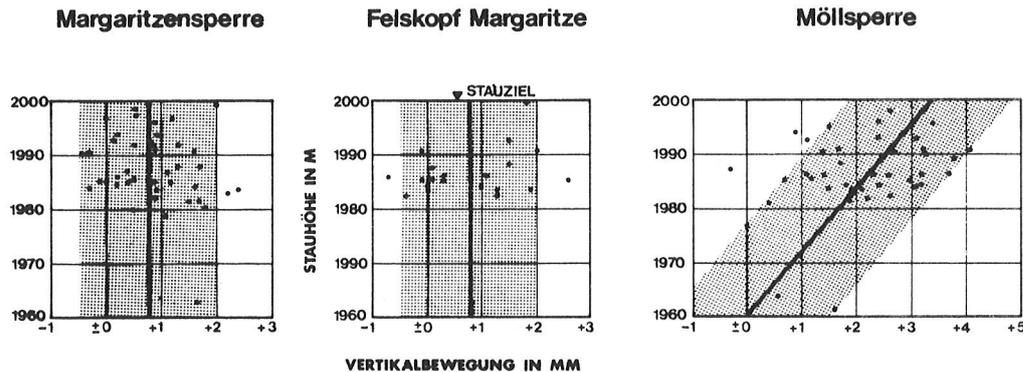


Abb. 3 Vertikalverschiebungen der Margaritzen- und Möllsperre (Kronenmitte) und des Felskopfes Margaritze

Eine Verringerung des Streubereiches könnte durch Annahme einer bleibenden Hebung von 0,1 mm je Jahr für den Felskopf Margaritze und die Möllsperre, jedoch nicht für die Margaritzensperre, erreicht werden, doch scheint diese Annahme aus der bisherigen Beobachtungsreihe nicht zwingend.

#### Schrifttum

F. Breitenstein et al, Safety Control of the Dams of the Glockner-Kaprun Hydro-Electric Development, ICOLD 1956, Q 56, R 59

5.1.9 Sperre Dobra (22)

(H.Sedlacek, Niederösterreichische Elektrizitätswerke A.G.)

Die Sperre Dobra ist eine Gewölbemauer vom Zylindertyp mit einem 65 m langen freien Überfall. Die Höhe über Gründungssohle beträgt 52 m, die Kronenlänge 234 m. Sie wurde in den Jahren 1951 - 1953 errichtet, der erste Vollstau konnte wegen geologisch bedingter Ausfälle im Triebwasserstollen und beim Grundablaß, erst im Jahre 1954 erreicht werden. Die Sperre hat nun eine mehr als dreißigjährige Betriebszeit hinter sich und die große Anzahl von Meßergebnissen, die praktisch alle Belastungsfälle dokumentieren, lassen eine entsprechend sichere Beurteilung des Mauerkörpers zu.

Die Verschiebungen des Hauptmeßquerschnittes (Block 11) werden mittels eines Gewichtslotes mit Koordiskopablesung festgestellt. In den Drittelpunkten des Lotes befinden sich Klemmstellen, sodaß der Verlauf der Biegelinie über die gesamte Sperrenhöhe erfaßt werden kann. Wie aus den vorliegenden Meßwerten ersichtlich ist, hat die Sperre Dobra praktisch ein rein elastisches Verhalten angenommen und da der Stauseebetrieb in den letzten Jahren meist nur in einem Bereich von zwei Metern schwankt, zeigen sich stets gleiche nur in engen Grenzen liegende Deformationsbänder.

Der gesamte Deformationsbereich für den Kronenpunkt des Blockes 11 beträgt ca. 25 mm und zwischen den Werten -5 und +20 mm wird dieser Meßpunkt seit 25 Jahren stets eingemessen. Wenn man bedenkt, daß die ersten drei Betriebsjahre der Sperre keine Regeljahre waren, da erstens noch die Abbindezeit des Betons eine Neigung zur Luftseite hin verzögerte und weiters zwei Stausee-Entleerungen in dieser Zeit die gleiche Wirkung hatten, so kann die irreversible Radialverschiebung mit ca. 5 mm angenommen werden.

Durch den seit Jahren fast konstanten Stauspiegel, sind auch die Sohlwasserdrücke sehr gleichmäßig. Je Sperrenblock werden drei Werte gemessen. Vor dem Dichtungsschleier beträgt der Mittelwert ca. 90% des Staudruckes, nach dem Schleier ca. 44% und beim luftseitigen Sperrendrittel ca. 38%. Durch das gefüllte Tosbecken sind jedoch am Sperrenfuß ca. 18% Wasserdruck für die Mittelblöcke der Sperre vorgegeben.

Die Sickerungen im Kontrollgang der Sperre sind sehr gering und betragen zur Zeit unter 0,1 l/s.

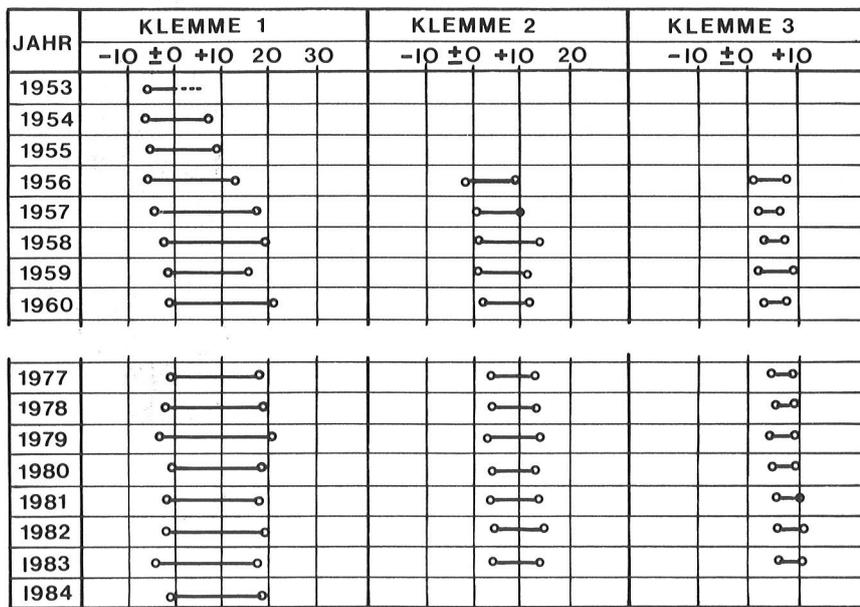


Abb.1 Maximale radiale Durchbiegungen im Block 11 (in mm)

## 5.1.10 Speicher Wiederschwing (25)

(H. Wellacher, P. Tschernutter, F. Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)

### 5.1.10.1 Allgemeines

Das in den Jahren 1951 und 1952 errichtete Kraftwerk Kamering nützt die südlichen Abflüsse der Latschurgruppe und die Nordhänge der Gailtaler Alpen. Der etwa 15 km entfernte Weißensee dient als Fernspeicher für den relativ kleinen Stauraum der Sperre Wiederschwing. Die wesentlichen Kenndaten des Kraftwerkes Kamering und der Sperre sind der Österr. Talsperrenstatistik des Jahres 1964 zu entnehmen.

### 5.1.10.2 Sperre Wiederschwing

Die doppelt gekrümmte Gewölbemauer hat bei einer Betonkubatur von 8000 m<sup>3</sup> eine Höhe von rund 30 m. Das Hochwasser wird über einen fünffeldrigen Kronenüberfall abgeführt und trifft auf einen durch eine Gegensperre erzeugten Wasserpolster am Sperrenfuß. Als zusätzliche Betriebseinrichtungen stehen ein rechtsufriger Grundablaß und eine Entleerungsleitung durch die Sperre zur Verfügung (Abb. 1). Die Stauraumbewirtschaftung erfolgte ursprünglich im Wochen- bzw. Tagesrhythmus. Im derzeitigen Betriebsprogramm wird das Kraftwerk eher dem Wasserdargebot entsprechend genutzt, so daß in der Regel nur mehr die obersten 5 m des Speichers bewirtschaftet werden.

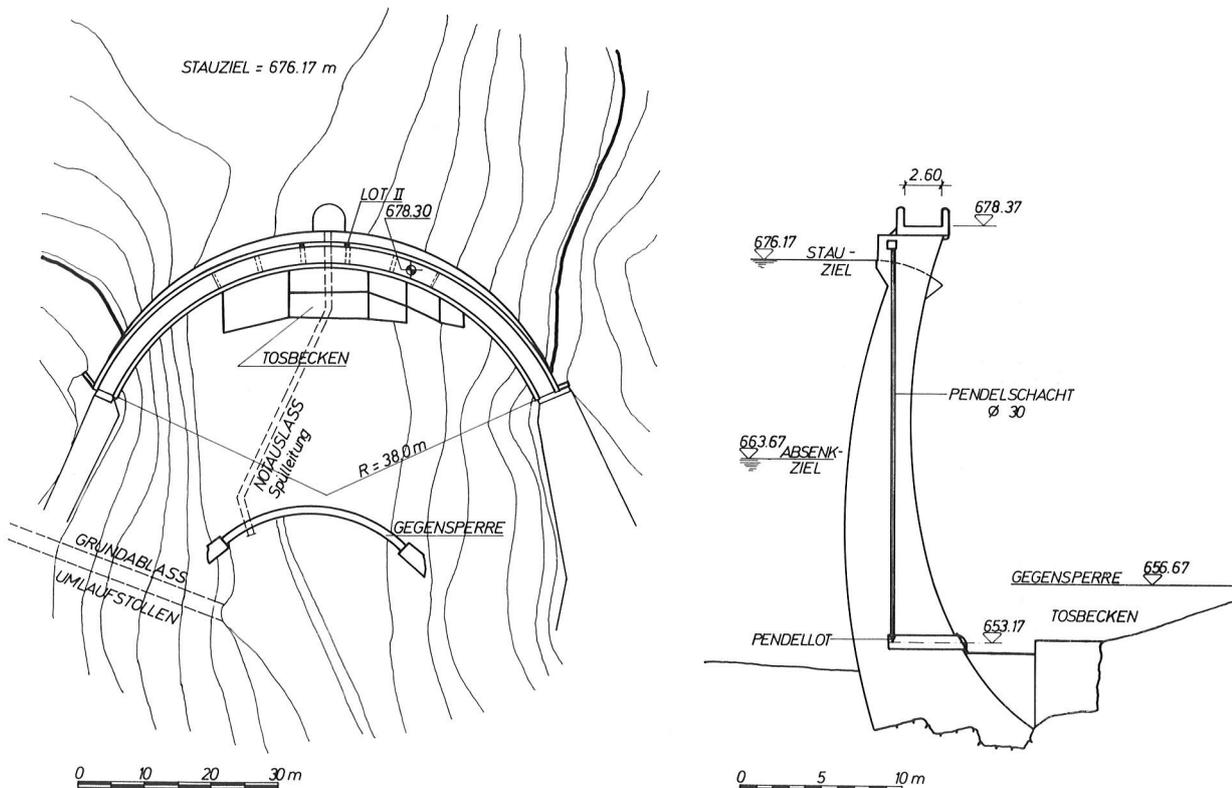


Abb. 1 Sperre Wiederschwing

### Meßeinrichtungen

Die Sperre verfügt derzeit über zwei nicht automatisierte Pendelloteinrichtungen, die bis zur Sohle des Tosbeckens der Hochwasserentlastung reichen. Die Beobachtung von Verformungen im Sperrenuntergrund und eine Messung von eventuellen Sickerwässern wurde wegen der geringeren Sperrenabmessungen nicht vorgesehen.

Weiters werden neben dem Stauspiegel die für die Verformungen von niederen Sperren sehr maßgebenden Luft- und Wassertemperaturen laufend gemessen. Die Nivellementpunkte an der Sperrenkrone und am luftseitigen Fuß wurden erst vor einigen Jahren neu eingerichtet, so daß eine Langzeitaussage noch nicht möglich ist (Abb.1). Für 1985 ist der Umbau des orographisch linken Pendellotes in ein Schwimmlot mit Fernübertragung in die Hauptschaltleitung in Klagenfurt geplant. Die Luft- und Wassertemperaturfühler sollen ergänzt und ebenfalls fernübertragen werden.

### Auswertung der Beobachtungen

Die derzeit installierten Lot- und Temperaturmeßgeräte werden dreimal wöchentlich abgelesen. Die Bestimmung der Lotauslenkungen erfolgt über einen Koordiskopen älterer Bauart und händischer Umrechnung in radiale bzw. tangentiale Verschiebungen. Da die Ergebnisse beider Lote im Langzeitverhalten und auch bei Einzelbelastungszuständen gleich sind, soll nur das Lot 2 näher beschrieben werden.

### Verformungen

Die Tangentialverschiebungen dieses Lotes sind außerordentlich gering und erreichen maximal etwa 2 mm. Lediglich im ersten Betriebsjahr wurde eine maximale Verschiebung von etwa 6 mm gemessen.

Die radialen Verschiebungen sind aufgrund der geringen Sperrenhöhe im wesentlichen vom Verlauf der Luft- bzw. Wassertemperaturen abhängig. Die Beobachtung der Lotauslenkungen in den vergangenen 32 Betriebsjahren zeigte, daß sowohl in der Extremwertstatistik als auch im allgemeinen Verformungsverlauf keine Änderungen eingetreten sind (Abb.2,4).

Die Detaildarstellung eines ausgewählten Jahres (Abb.3) soll den Einfluß von Luft- und Wassertemperaturen bzw. Staudruck auf das Verformungsverhalten näher erläutern. Für die oberen 7 m können kaum direkte Zusammenhänge bzw. Größenordnungen zwischen den Radialverschiebungen und dem Staudruck ermittelt werden. Lediglich tiefe Spiegellagen bis etwa zum Absenkziel und darunter ergeben deutlichere radiale Ausschläge als Folge der fehlenden Wasserlast. Die Größenordnung liegt bei 3 - 4 mm. Die Verschiebungen der Mauer im Jahresgang betragen zur Wasserseite max. etwa 5 mm und haben sich in der gesamten Beobachtungsperiode kaum verändert. Die extremen Ausschläge zur Luftseite betragen bis zu 10 mm und treten temperaturbedingt im Winter auf.

Die Mauer verformt sich elastisch zufolge Temperatur- und untergeordnetem Staudruck insgesamt etwa 15 mm. Lediglich die ersten Betriebsjahre brachten geringfügig höhere Verschiebungen zur Wasserseite.

EXTREMWERTE LOT II radial SPERRE WIEDERSCHWING

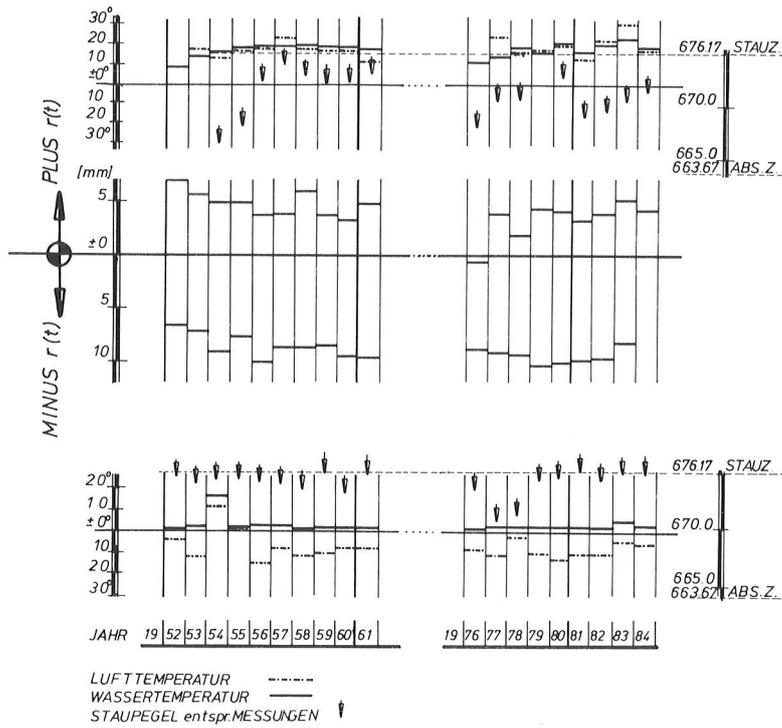


Abb.2 Sperre Wiederschwing - radiale Extremwerte des Lotes II

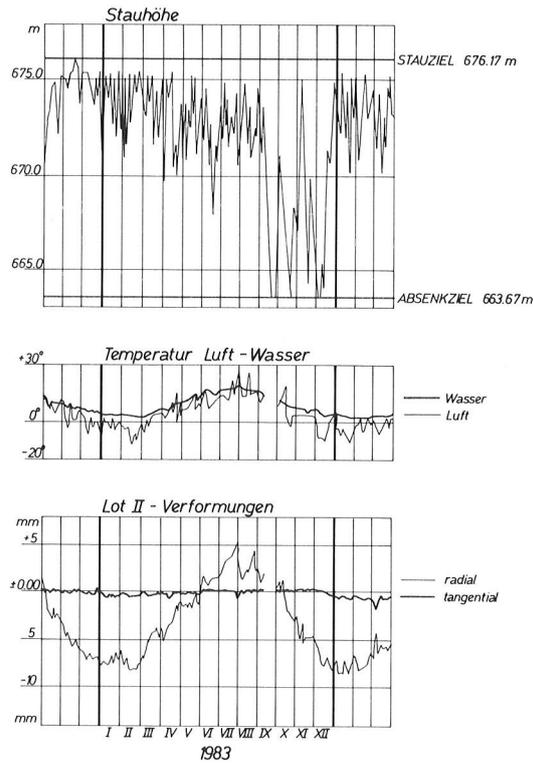


Abb.3 Sperre Wiederschwing - Zusammenhang Verformungen, Stauhöhe, Luft- und Wassertemperatur für das Jahr 1983

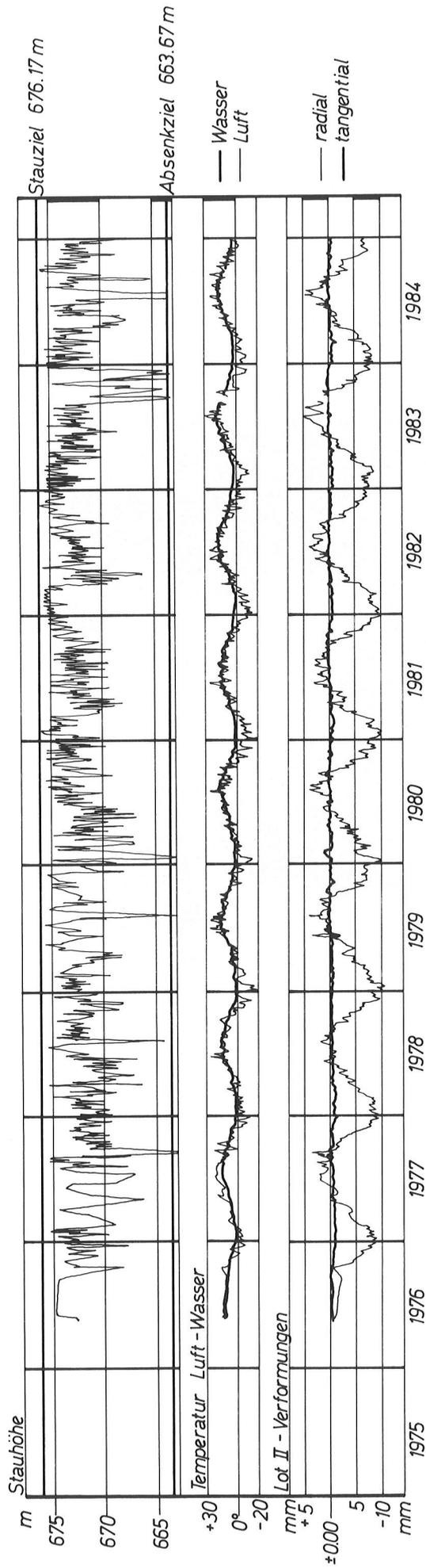
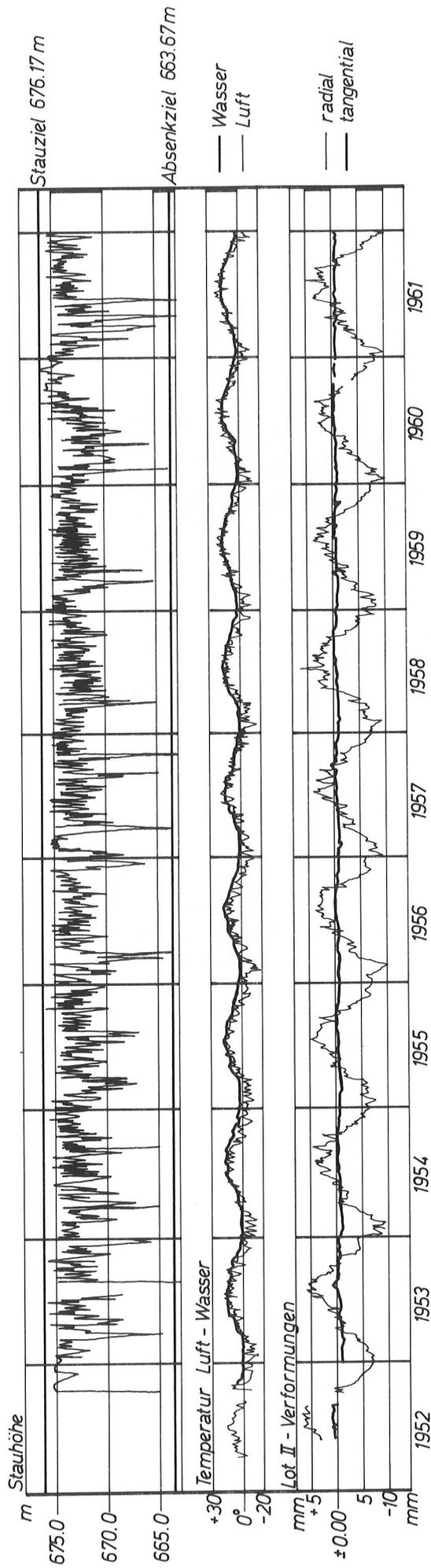


Abb. 4 Sperre Wiederschwing - Stauspiegel-, Temperatur- und Verformungsverlauf

### 5.1.11 Bogenmauer Klaus (50)

(G.Schönmayr, Ennskraftwerke A.G.)

Die doppelt gekrümmte Bogenmauer Klaus mit einer Höhe von 55 m und einer Kronenlänge von 188 m wurde in den Jahren 1973 bis 1975 errichtet. Mit einer Betonkubatur von 39 000 m<sup>3</sup> wurde ein Stauraum mit einem Gesamtvolumen von 12,6 Mio. m<sup>3</sup> für ein Talsperrenkraftwerk geschaffen, von denen maximal 7,8 Mio. m<sup>3</sup> durch Vorabsenkung bei zeitgerechter Hochwasserwarnung als Retentionsraum genutzt werden können. Die Anlage wird als Laufkraftwerk mit nahezu konstantem Stauspiegel betrieben.

Die Radialverschiebungen an der Krone werden mit einem Gewichtslot im Mittelschnitt gemessen und sind im wesentlichen temperaturbedingt. Nach Abzug des Anteiles der Wasserlast zeigen die Radialverschiebungen einen sinusförmigen Jahresgang mit einer Doppelamplitude von rund 13 mm. Da die Sperre gegenüber der Lufttemperatur mit einer Phasenverzögerung von rund 14 Tagen reagiert, wurde jene Temperaturmeßstelle (TL 38) als Bezugsgröße gewählt, die aus der Sinusanalyse die gleiche Phasenverzögerung wie das Lot zeigt.

In Abbildung 1 sind die Radialverschiebungen in Abhängigkeit von der Bezugstemperatur dargestellt, und zwar für das Jahr 1975 der gesamte Jahresverlauf und für die Folgejahre bis 1984 zur Wahrung der Übersichtlichkeit nur der Zeitraum der Frühjahrserwärmung. Zwischen den Radialverschiebungen und der Bezugstemperatur besteht daher eine lineare Abhängigkeit, und zwar entspricht 1 mm Radialverschiebung einer Änderung der Bezugstemperatur von 1,2°C. Auch die Tendenz einer bleibenden Verschiebung zur Luftseite ist erkennbar.

In Abbildung 2 ist nun die Radialverschiebung der Sperrenkrone in jedem Jahr während des Frühjahrs bei einer Bezugstemperatur von 7,5°C aufgetragen. Das Abklingen des Zuwachses an bleibenden Verformungen seit Staubeginn ist deutlich zu erkennen.

Auch bei dieser Sperre ist der Sohlgang unmittelbar auf den Fels aufgesetzt. Die stauabhängigen Wasserzutritte erreichten anfangs maximal 3,0 l/s und sind in den letzten Jahren auf etwa 0,3 l/s zurückgegangen.

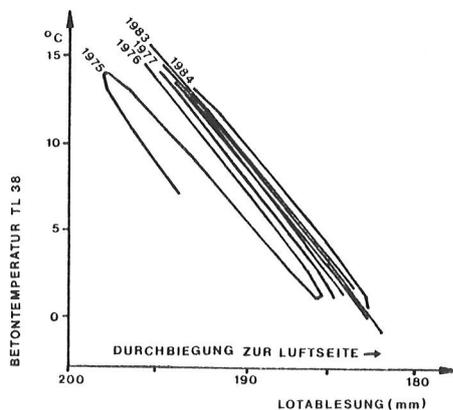


Abb. 1 Abhängigkeit Lotablesung und Betontemperatur 1975 bis 1984 (bei konst. Stauspiegel)

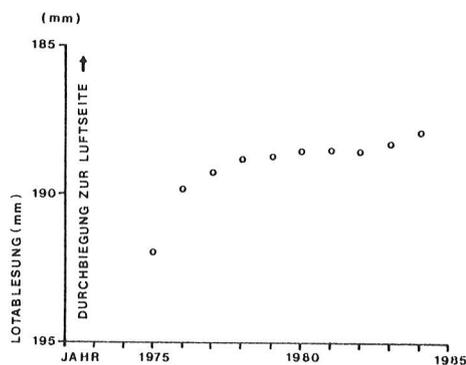


Abb. 2 Jahresmittel der Lotablesung bezogen auf  $T = 7,5^{\circ}\text{C}$  (Betontemperatur)

### 5.1.12 Speicher Mooserboden

(R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)

Im Rahmen der Oberstufe der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun wurde in den Jahren 1952 bis 1955 die Gewichtsmauer Mooser und die Bogenmauer Drossen zur Schaffung eines Speichers mit 85 Mio. m<sup>3</sup> Nutzinhalt errichtet. Nach einem Zwischenstau im Jahr 1955 (73% der Stauhöhe) wurde 1956 erstmals das damalige Stauziel 2 035 m erreicht, das dann 1959 auf 2 036 m erhöht wurde. Mit den Verformungsmessungen wurde bei beiden Sperren im Sommer 1956 bei etwa 2/3 der Stauhöhe begonnen, sodaß die bleibenden Verformungen erst ab dem tiefsten Stauspiegel nach Erreichen des ersten Vollstaues, also ab Frühjahr 1957 erfaßt werden können.

#### 5.1.12.1 Gewichtsmauer Mooser (26a)

Für die 107 m hohe, leicht gekrümmte Gewichtsmauer Mooser mit einer Kronenlänge von 494 m, deren vertikale Blockfugen zur Erhöhung der Gleitsicherheit injiziert wurden, waren 665 000 m<sup>3</sup> Beton erforderlich. Die Meßeinrichtungen umfassen im wesentlichen 3 Gewichtslote zur Erfassung der Horizontalverschiebungen an der Mauerkrone in 3 Blöcken relativ zur Gründungssohle, Meßwehre zur Erfassung der Wasserdurchtritte zum unmittelbar auf dem Fels aufstehenden Sohlgang, Sohlwasserdruckglocken zur Feststellung der Sohlwasserdrücke sowie zahlreiche Temperatur- und Dehnungsmeßstellen im Beton, die allerdings seither größtenteils ausgefallen sind. Weiters wurden zweimal jährlich geodätische Messungen durchgeführt, wie ein Kronennivellement und die trigonometrische Beobachtung der Horizontalverschiebung von 35 Zielpunkten an der luftseitigen Maueroberfläche und 7 Felspunkten nahe der luftseitigen Einbindung der Sperre.

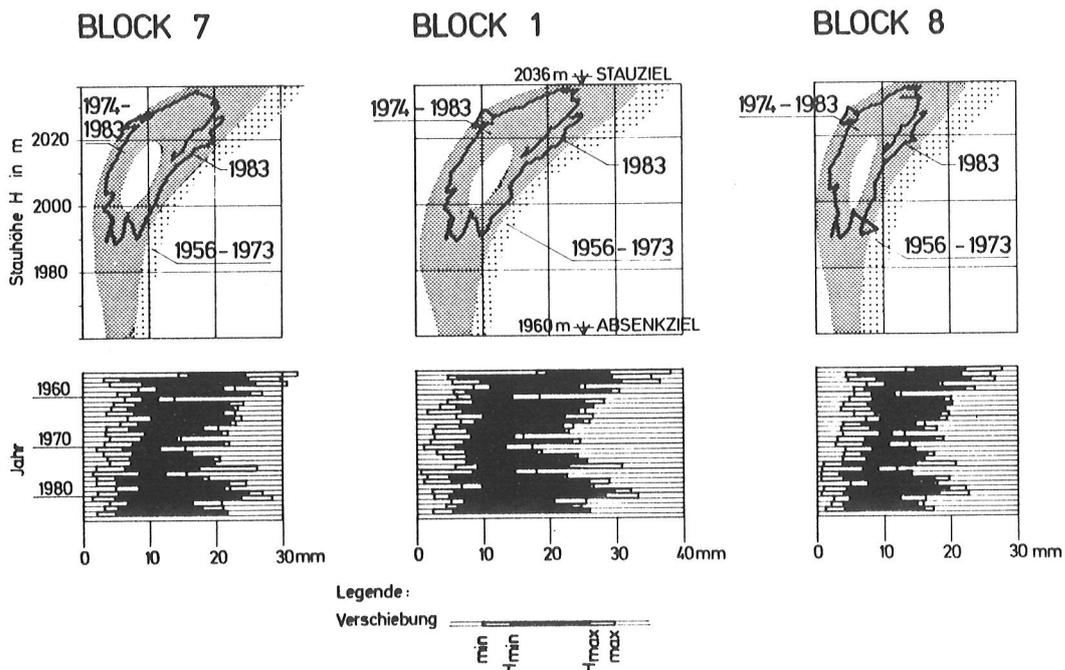


Abb. 1 Sperre Mooserboden, Block 7, 1, 8, Krone  
Radialverschiebung in mm

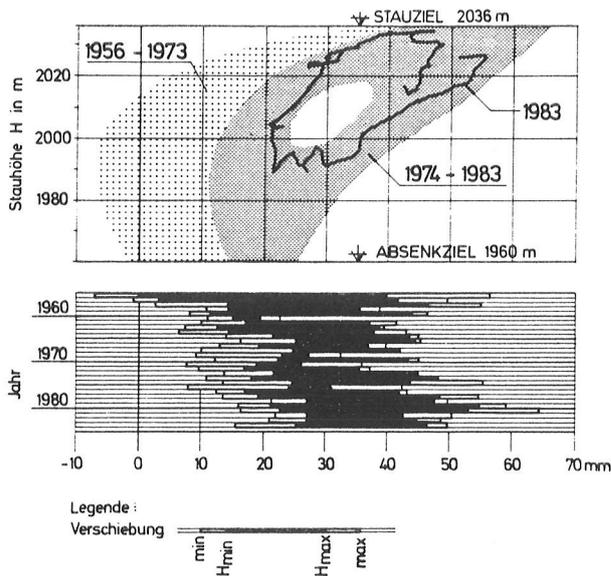


Abb. 4 Drossensperre Block 0, Krone  
Radialverschiebung in mm

erkennen und zeigen ein jahreszeit- bzw. stauabhängiges Spiel von 5 mm mit dem gleichen Streubereich wie die Gewichtsmauer Mooser. Der Felskopf zwischen den beiden Sperren zeigt nur eine geringe stauabhängige, aber keine signifikante Langzeitrendenz einer Vertikalverschiebung (Abb. 2).

Eine Messung mit einem Fluchtfernrohr in einem 17 m langen Bohrloch im östlichen Widerlager etwa auf Höhe 1 985 m ergab einen Schwankungsbereich der Höhenverschiebung von  $\pm 0,2$  mm und in den ersten Jahren eine relative Horizontalverschiebung von 0,6 mm, die seither von einem Schwankungsbereich von  $\pm 1,5$  mm abgesehen als konstant betrachtet werden kann.

Wie bei allen Staumauern mit einem unmittelbar auf dem Fels aufsitzenden Sohlgang zeigen die wasserseits des Sohlganges gelegenen Sohlwasserdruckglocken einen Druck bis zur jeweiligen Stauhöhe, die luftseits des Sohlganges gelegenen Meßstellen maximal 15% der jeweiligen Stauhöhe an. Die stauabhängigen Wasserzutritte zum Sohlstollen sind von etwa 7 l/s im ersten Vollstaujahr auf derzeit 0,5 l/s zurückgegangen (Abb. 5), ähnlich hat die jährliche Sickerwasserfracht von etwa 57 000 m<sup>3</sup> auf derzeit 9 000 m<sup>3</sup> abgenommen (Abb. 3).

Eine weitere Meßstelle für Wasserdurchtritte wurde in einem Blindstollen in der Ostflanke auf Höhe 1 934 m in Verlängerung des Sohlganges eingerichtet; die Wasserzutritte liegen bei etwa 0,8 l/s bei Absenkziel und erreichten etwa 1,7 l/s bei Stauziel. Die jährliche Sickerwasserfracht ist mit rund 40 000 m<sup>3</sup> während der gesamten Beobachtungsperiode annähernd gleich geblieben. Hier dürfte es sich weniger um Undichtigkeiten im Untergrund als um eine Drainage des Bergwasserspiegels handeln, dessen Höhe großräumig vom Stauspiegel mitbestimmt wird.

#### Schrifttum

F. Breitenstein et al, Safety Control of the Dams of the Glockner-Kaprun Hydro-Electric Development, ICOLD 1956, Q 56, R 59

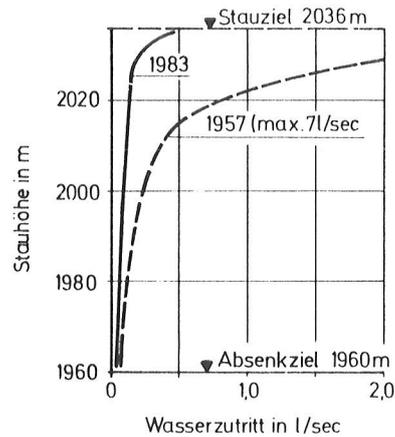


Abb. 5 Wasserzutritte zum Sohlstollen in Abhängigkeit von der Stauhöhe

### 5.1.13 Sperre Ottenstein (27)

(H.Sedlacek, Niederösterreichische Elektrizitätswerke A.G.)

Die Sperre Ottenstein ist eine doppelt gekrümmte Bogenmauer (VAC) mit einer Höhe von 69 m und einer Kronenlänge von 240 m. Sie wurde in den Jahren 1954-1956 errichtet, sodaß nun, nach 30 Jahren Betriebszeit, eine entsprechend sichere Beurteilung der vorliegenden Meßwerte gegeben erscheint.

Bei den 4 Lotschächten der Sperre werden jeweils die Radial- und Tangentialverschiebungen des Kronenbereiches gemessen. Beim Hauptmeßquerschnitt, das ist der Mittelblock Nr. 0, kann außerdem noch eine eventuelle Deformation in der Fundamentfuge mittels eines Schwimmlotes festgestellt werden. Bei der Erstausrüstung der Sperre mit Meßgeräten reichte ein Gewichtslot bis ca. 10 m unter die Fundamentsohle, da jedoch in den Jahren 1965 und 1966 Beulungen in der Schachtpanzerung auftraten, wurde aus Sicherheitsgründen ein Schwimmlot bei dieser Meßstelle eingebaut. Der Verankerungspunkt dieses verkehrten Lotes liegt am Schachtboden, während sich der Schwimmerbehälter und die Meßstelle im Kontrollgang befinden. Die bisherigen Meßwerte im Bereich der Fundamentfuge zeigen jedoch nur Deformationen von einigen Zehntel Millimetern an bzw. liegen innerhalb der Meßgenauigkeit.

Die allgemeinen Messungen lassen erkennen, daß der Großteil der irreversiblen Deformationen bei der Sperre Ottenstein bereits erreicht ist, doch kann für die nächsten Jahre mit einer weiteren bleibenden Verformung in der Größenordnung von 1-2 mm gerechnet werden. Mit einer entsprechenden Regressionsanalyse und durch Extrapolation der Ausgleichsparabel wurden die bis zum Jahr 1990 zu erwartenden Maxima-Werte für die Radialverschiebung im Block 0 erstellt. Bei der Eingabe der vorliegenden jährlichen Extremwerte wurden jedoch drei Jahre, wo betriebsbedingte Stauschwankungen weit außerhalb der Regeljahre lagen, ausgeklammert. Man kann aussagen, daß die bleibende Radialverschiebung für den Kronenpunkt des Mittelblockes bei 12 mm liegt und somit im bekannten Bereich bei Sperren dieser Größenordnung.

Die Tangentialverschiebungen der Meßpunkte sind bei allen Blöcken sehr gering und bewegen sich in Bereichen von 1-2 mm. Diese kleinen Verformungen, die praktisch an der Grenze der Meßgenauigkeit liegen, werden auch durch die Fugenmessungen an der Sperrenkrone bestätigt. Auch hier kann man nur bei grafischen Auftragungen die Bewegungstendenz der Fugenöffnungen erkennen (Bereich an der Mauerkrone ca. 1 mm, im Kontrollgang unter den Stauklappen ca. 0,3 mm).

Die Messungen des Sohlwasserdruckes im unteren Kontrollgang der Sperre zeigen, daß der Wasserdruck in der Sohlfuge von der Wasser- zur Luftseite hin rasch abnimmt. Vor dem Dichtungsschleier werden im Mittel 76% des Staudruckes und nach dem Schleier, d.i. ca. im Viertelpunkt der Sperrenaufstandsfläche, 56% festgestellt. In der Mitte werden rd. 40% gemessen und beim luftseitigen Sperrendrittel ca. 26%. Die Sohlwasserdruckmessungen in Richtung Sperrenfuß sind problematisch, weil hier bei vollem Tosbecken bereits 15% Wasserdruck bei den fünf Mittelblöcken vorgegeben sind.

Im unteren Kontrollgang werden auch die anfallenden Sickerwässer gemessen, wobei Einzelaustritte erfaßt und beim Pumpensumpf in Sperrenmitte auch die Gesamtsummen von den beiden Sperrenseiten festgestellt werden. Die Jahresmittelwerte der gesamten Sickerungen schwanken in einem Bereich von 0,1 bis 0,5 l/s. Die höchsten Einzelwerte treten in den Monaten April und Mai auf, lagen jedoch für den gesamten Kontrollgang noch nie über 1 l/s.

Am linken luftseitigen Sperrenhang wurden im Jahre 1967 Telerocmeter zur Messung eventueller Hangbewegungen eingebaut. Die bis jetzt erhaltenen Werte zeigen nur geringe temperaturbedingte Veränderungen von einigen Zehntel Millimetern des Oberflächenbereiches an und lassen keine Tendenz zu einem Talzusub erkennen.

# SPERRE OTTENSTEIN

## KRONENDEFORMATION BLOCK O (1957-1984)

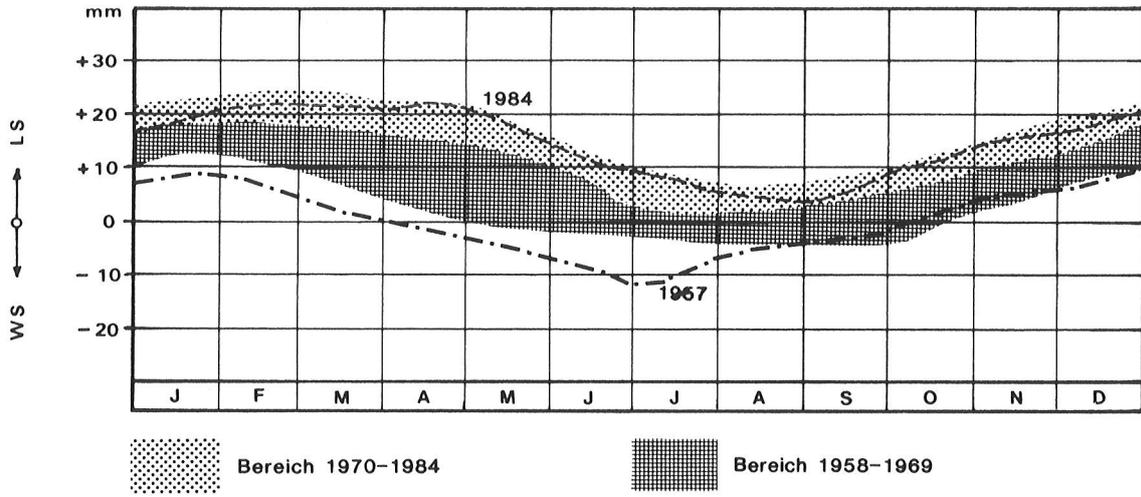


Abb.1 Kronendeformation Block O

#### 5.1.14 Sperre Großer Mühlendorfersee (29)

(H.Ludescher, Österreichische Draukraftwerke A.G.)

Bei der Sperre Großer Mühlendorfer See handelt es sich um eine maximal 46 m hohe Gewichtsmauer mit einem Hohlraum über der Aufstandsfläche. Die Betonkubatur dieser Sperre beträgt 153.000 m<sup>3</sup>. Die Abdichtung des Felsuntergrundes erfolgte mit einem Injektionsschleier, der 1 m vor dem Mauerfuß liegt und 12 m tief einbindet. Die Sperre wurde in den Jahren 1954 bis 1957 errichtet. Das Stauziel mit der Kote 2.319 m wurde erstmals im August 1958 erreicht.

An Meßeinrichtungen wurden Sohlenwasserdruckglocken, Temperaturmesser, Blockfugenweitenmesser, zwei Hängelote, eine Gallileomeßkette, Spannungsmeßdosen und geodätische Höhenbolzen eingebaut. Zum größten Teil sind diese Meßeinrichtungen konzentriert in den Blöcken 14 und 22 angeordnet. Der Block 14 ist 45 m hoch, über seiner Aufstandsfläche ist der erwähnte Hohlraum angeordnet. Der Block 22 ist 32 m hoch, an seiner Aufstandsfläche ist nur ein kleiner Kontrollgang vorhanden.

Durchgehende Meßwertreihen seit 1957 liegen von folgenden Beobachtungen vor:

##### 5.1.14.1 Stauverlauf (Abb.1)

Seit Fertigstellung der Sperre wurde das Stauziel mit Kote 2319 m bis jetzt erst fünfmal, in den Jahren 1958, 1960, 1965, 1966 und 1975, erreicht. Die relativ geringen Stauhöhen um Kote 2.300 m und darunter in den Jahren 1961, 1968, 1969 und 1976 sind eine Folge des geringen Wasserdangebotes bzw. eine Folge von Abdichtungsmaßnahmen an der Wasserseite dieser Sperre.

Die niedrigste Wasserspiegellage mit Kote 2260 m wurde bis jetzt dreimal, in den Jahren 1957, 1962 und 1969, jeweils im April beobachtet.

Der durchschnittliche Füllungsgrad des Speichers errechnet sich seit der Inbetriebnahme im Jahre 1958 mit rd. 79 %.

##### 5.1.14.2 Lufttemperatur (Abb.1)

Da sich neben der Wasserlast vor allem die Temperaturverhältnisse auf das Verhalten einer Gewichtsmauer auswirken, wurde in die Meßwertdarstellung auch das Monatsmittel der Lufttemperatur aufgenommen. Das höchste Temperaturmittel wurde bis jetzt im Juli 1983 mit + 12° und das niederste Temperaturmittel jeweils im Jänner 1963 und 1981 mit - 11° C gemessen.

##### 5.1.14.3 Radiale Horizontalverschiebungen der Sperrenkrone (Abb.1)

Die radialen Horizontalverschiebungen der Sperrenkrone werden mit zwei Hängelotanlagen in den Blöcken 14 und 22 beobachtet. Der Lotdraht verläuft an diesen Stellen annähernd parallel zur wasserseitigen Sperrenoberfläche und ist von dieser rd. 2 m entfernt. Mit dieser Anlage ist es möglich, die relative Verschiebung der Sperrenkrone gegenüber der Aufstandsfläche zu verfolgen.

Beim 45 m hohen Block 14 beträgt die jährliche, durchschnittliche, horizontale Kronenverschiebung während eines Aufstaus 7 bis 9 mm.

Die wasserseitigste Lage der Sperrenkrone wurde im Jahre 1968 mit + 9 mm und die am weitesten zur Luftseite gerichtete Kronenlage im Jahre 1959 mit - 2,5 mm gemessen. Daraus errechnet sich eine maximale Kronenverschiebung von 11,5 mm.

Beim 32 m hohen Block 22 beträgt die durchschnittliche Kronenverschiebung während eines Aufstaus 4 bis 6 mm. Auch bei diesem Block wurde die wasserseitigste Kronenlage im Jahre 1968 mit + 9 mm und die luftseitigste Kronenlage 1959 bis + 0,5 mm beobachtet. Daraus errechnet sich eine maximale Kronenverschiebung von 8,5 mm.

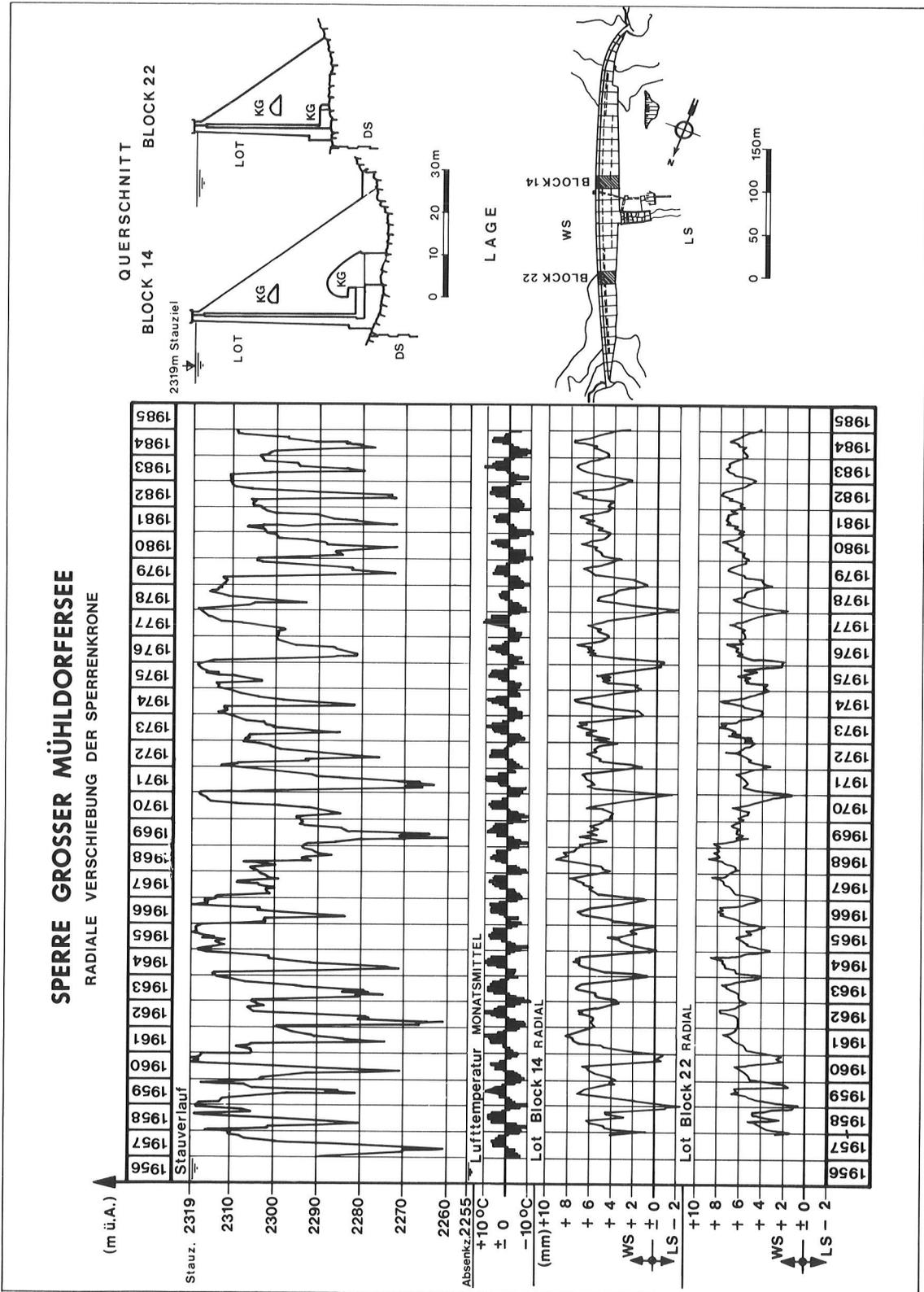


Abb.1 Stauverlauf, Lufttemperatur und radiale Verschiebungen der Sperrenkronen als Funktion der Zeit

Da die jährlichen, maximalen Staukoten sehr unterschiedliche Werte aufweisen, kann für die radialen Kronenverschiebungen nicht angegeben werden, welcher Anteil aus der Wasserlast und welcher Anteil aus dem Temperatureinfluß stammt. Schließlich gibt es Hinweise, daß vor Inbetriebnahme der Eisfreihaltungsanlage auch die Eisdecke des zugefrorenen Sees eine Beeinflussung der Kronenverschiebungen zur Folge hatte.

#### 5.1.14.4 Sohlenwasserdruck (Abb.2)

Der Sohlenwasserdruck wird an der Aufstandsfläche der Blöcke 8, 12 und 14 gemessen. In den Blöcken 8 und 12 ist je eine Meßglocke und im Block 14 sind 14 Meßstellen eingebaut.

Die Sohlenwasserdruckglocke 8 G1 liegt in einer geologischen Störungszone, 2,5 m von der Wasserseite entfernt. Diese Meßstelle zeigt entsprechend ihrer Nähe zur wasserseitigen Sperrenoberfläche bei hohen Wasserspiegellagen einen Sohlenwasserdruck der bis 80 % der gestauten Wasserstände beträgt.

Die Sohlenwasserdruckmeßstelle 12 G1 liegt luftseitig des Sohlganges und zeigt schon aus diesem Grund keine Beeinflussung durch den Staubetrieb.

Im Block 14 sind nur die Glocken G1 bis G9 von Interesse. Sie geben auf Grund ihrer flächenhaften Anordnung einen Aufschluß über die Verteilung des Sohlenwasserdruckes. Die Meßstellen G1, G4 und G7 sind 1,5 m von der Wasserseite entfernt und reagieren schon aus diesem Grunde am stärksten auf die Wasserspiegelschwankungen. So zeigt die Glocke G1 Werte, die 90 % der Stauhöhe entsprechen. Die Werte der Glocken G4 und G7 entsprechen bei hohen Wasserspiegellagen etwa 70 % der Stauhöhe. Den raschen Abbau des Sohlenwasserdruckes zeigt dann die nächste Gruppe von Meßstellen G2, G5 und G8, die bereits 5 m von der Wasserseite entfernt sind. Diese Glocken sprechen erst bei hohen Wasserspiegellagen an und zeigen nur geringe Werte.

Zusammenfassend kann man feststellen, daß sich bei hohen Wasserspiegellagen am wasserseitigen Rand der Aufstandsfläche ein hoher Sohlenwasserdruck einstellt, der sich aber in der Folge rasch abbaut. Interessant ist diese Erscheinung deshalb, weil sich der Sohlenwasserdruck in einem Bereich luftseitig des Injektionsschleiers aufbaut, in dem die errechneten Normalspannungen bei Vollstau über 30 kp/cm<sup>2</sup> Druck betragen.

#### 5.1.14.5 Sickerwasser (Abb.3)

Die höchsten Sickerwasserdurchtritte wurden in den ersten drei Betriebsjahren beobachtet. Der Spitzenwert wurde 1958 mit 36,6 l/s gemessen. Erst nach einer besonderen Abdichtung der Fugen der wasserseitigen Plattenverkleidung nahmen die Durchtritte stark ab und erreichten in den folgenden zwanzig Jahren je nach Staukote Höchstwerte von 6 bis 8 l/s.

Nach einer neuerlichen Abdichtung der Plattenfugen und des Einbaues einer Eisfreihaltungsanlage verringerte sich das Sickerwasser weiter und erreicht heute Werte zwischen 3 und 4 l/s.

Interessant ist auch die Beobachtung, daß die Sickerwasserschüttung nach Überschreiten der Staukote 2.300 m stark zunimmt.

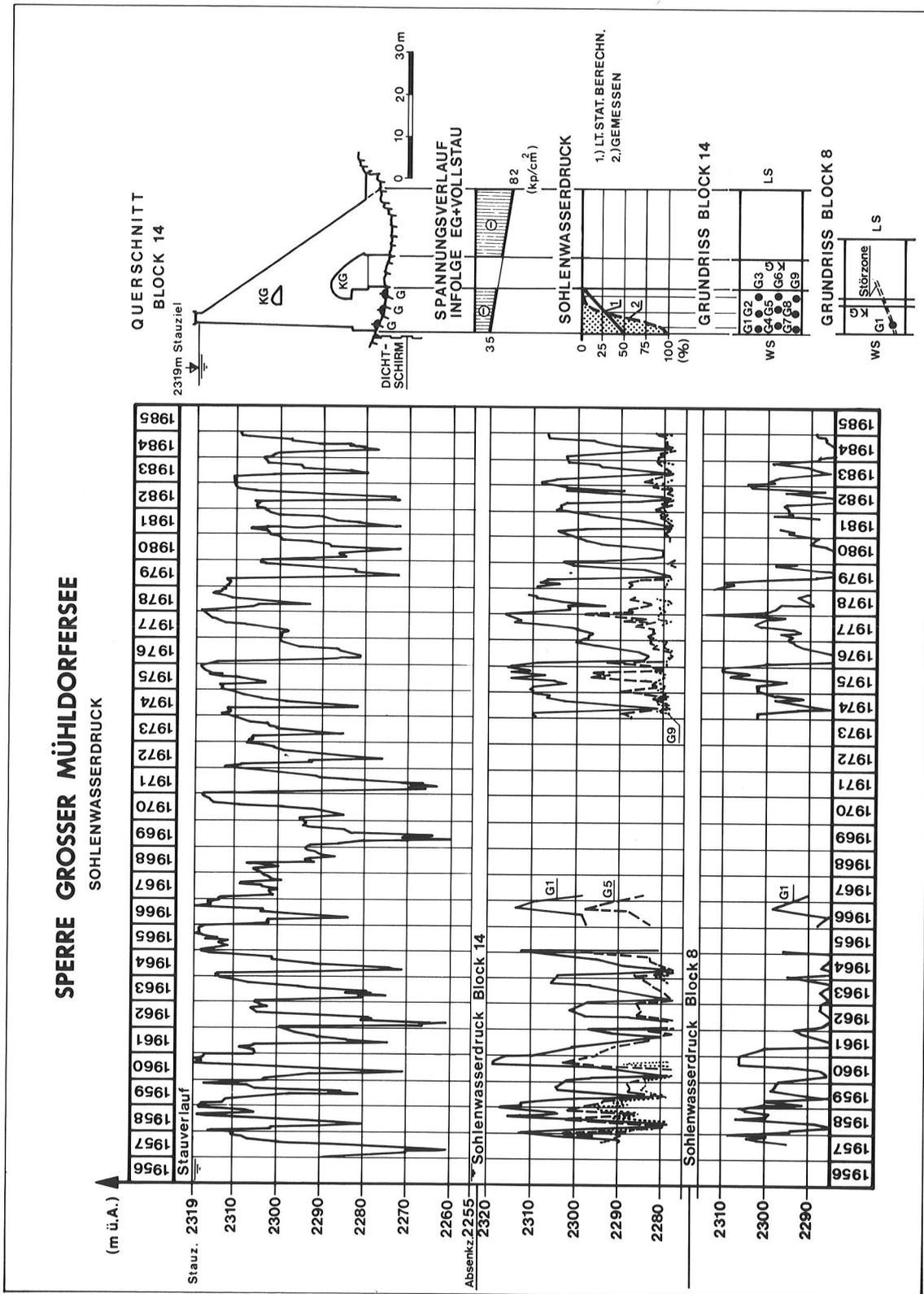


Abb.2 Stauverlauf und Sohlenwasserdruck als Funktion der Zeit

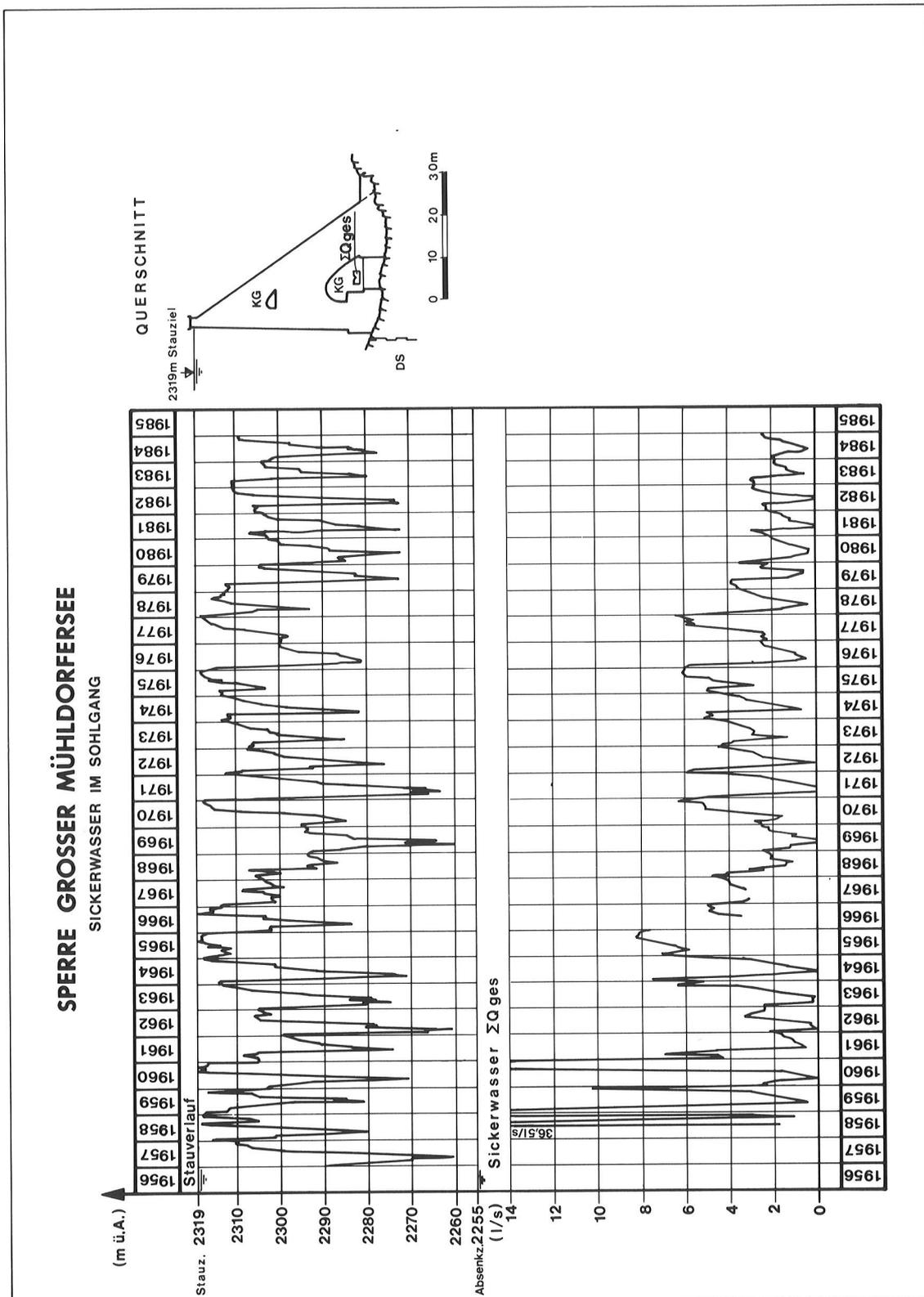


Abb.3 Stauverlauf und Sickerwasserverluste als Funktion der Zeit

#### 5.1.15 Sperre Kleiner Mühdorfersee (30)---

(H.Ludescher, Österreichische Draukraftwerke A.G.)

Bei der Sperre Kleiner Mühdorfer See handelt es sich um eine maximal 41 m hohe Gewichtsmauer mit einem Hohlraum über der Aufstandsfläche. Die Betonkubatur dieser Sperre beträgt 60.000 m<sup>3</sup>. Als Dichtungsmaßnahme wurde ein Injektionsschleier unter dem wasserseitigen Sperrenfuß bis in eine Tiefe von 14 m ausgeführt. Die Sperre wurde in den Jahren 1956 bis 1958 errichtet und der erste Vollstau im August 1959 erreicht.

An Meßeinrichtungen sind in dieser Sperre ein Pendellot, mehrere Gallileo-Dehnungsmesser und eine Sickerwassermeßstelle eingebaut.

In den ersten Betriebsjahren wurden bei Vollstau Wasserdurchtritte von 10 bis 12 l/s gemessen. Heute beträgt der Sickerwasserdurchfluß 5 bis 6 l/s.

Durchgehende Meßwertaufzeichnungen seit 1958 liegen nur vom Stauverlauf und der Lotanlage vor.

##### 5.1.15.1 Stauverlauf (Abb.4)

Seit dem ersten Vollstau im Jahre 1959, wurde das Stauziel von 2.379 m bisher nur mehr zweimal, nämlich in den Jahren 1962 und 1979 erreicht. Die niedrigste Wasserspiegellage wurde 1964 und 1969 mit der Höhenkote von 2.330 m erreicht.

Der durchschnittliche Füllungsgrad dieses Speichers errechnet sich mit 87 %.

##### 5.1.15.2 Horizontalverschiebungen der Sperrenkrone (Abb.4)

Die Lotanlage ist im 40 m hohen Block 2 eingebaut, der sich ganz in der Nähe der linken Talflanke befindet. Der Lotdraht verläuft parallel zur wasserseitigen Sperrenoberfläche und hat von dieser einen Abstand von rd. 2,00 m. Bemerkenswert ist es, daß der Lotdraht an einer Stelle liegt, an der die Sperre im Grundriß einen Knick aufweist. Das ist der Grund, warum neben der radialen Verschiebung auch die tangentialen Verschiebungsrichtungen gemessen werden.

Die durchschnittliche radiale Kronenverschiebung während einer Aufstauphase beträgt 3 bis 5 mm. Die wasserseitigste Lage der Sperrenkrone wurde im Jahre 1968 mit - 1 mm und die am weitesten zur Luftseite gerichtete Kronenlage im Jahre 1984 mit + 6 mm gemessen. Die maximale Kronenverschiebung errechnet sich daraus mit 7 mm.

Die durchschnittlichen tangentialen Verschiebungen an dieser Stelle betragen während einer Aufstauphase 2 bis 4 mm. Die maximale, tangentiale Kronenverschiebung wurde mit 6 mm errechnet.

##### 5.1.15.3 Zusammenfassung

Das Verhalten der Sperren Großer und Kleiner Mühdorfer See kann insgesamt als regulär bezeichnet werden. Dies kam zuletzt wieder bei der technischen Überprüfung beider Sperren durch den Unterausschuß für Talsperrenüberwachung der Staubeckenkommission, im Juli 1984 zum Ausdruck. Anlässlich dieser Kontrolle wurde auch festgelegt, die nunmehr 30 Jahre alten Beobachtungseinrichtungen zu erneuern und die Meßwert-Fernübertragungsanlage zu erweitern. In Zukunft werden neben den Lotablesungen auch die Sickerwasserwerte in die Zentralwarte der Kraftwerksgruppe Reißbeck-Kreuzeck übertragen.

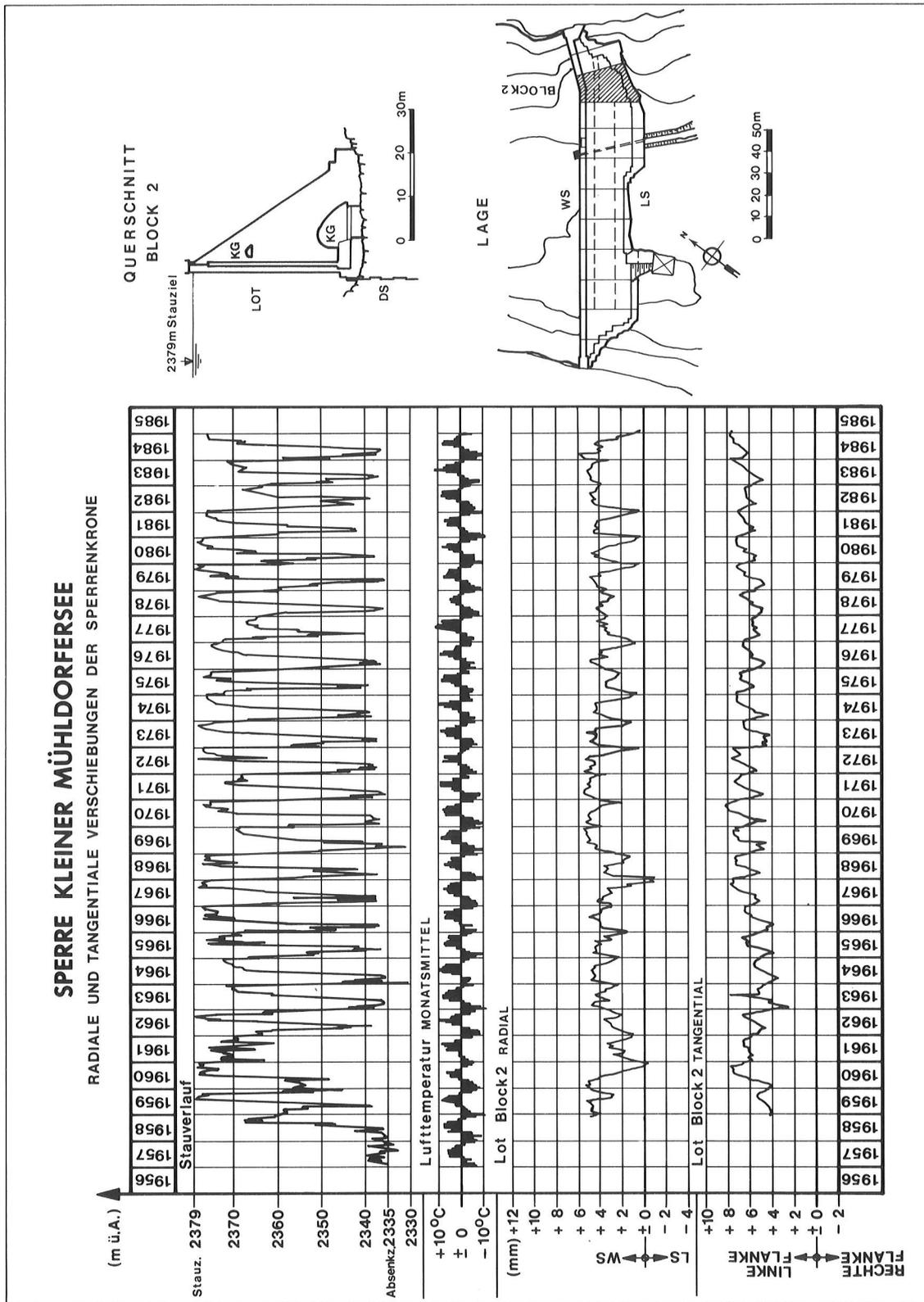


Abb.4 Stauverlauf, Lufttemperatur und radiale Verschiebungen der Sperrdamme als Funktion der Zeit

### 5.1.16 Staumauer Lünersee (33)

(E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)

Kennzeichnend für die 1956 bis 1958 errichtete, 30 m hohe Gewichtsmauer ist, daß sie auf einer, einen natürlichen Talabschluß bildenden Seebarre aufgesetzt ist und daß durch den Aufstau auch der "Gewichtskörper" Seebarre zusätzlich belastet wird. Die Sperre hat im Grundriß eine gekrümmte Linienführung, wodurch sich unterschiedliche Orientierungen einzelner Blöcke zur Sonneneinstrahlung ergeben, was für die Beurteilung der Bewegungen neben der Lufttemperatur auch die Berücksichtigung des Bewölkungsgrades bzw. Wettercharakters erfordert. Ferner ist die seit Jahren hohe Stauhaltung mit Wasserspiegelschwankungen von rd. 10 m im Bereich des Stauzieles von Bedeutung. Ein Bericht über die Meßeinrichtung und die Meßergebnisse der ersten Betriebsjahre der Lünerseesperre wurde von BUCHEGGER 1964 gegeben.

#### 5.1.16.1 Horizontalverschiebungen

In den beiden höchsten Mauerblöcken 8 und 23 sind Pendellote mit Aufhängung knapp unterhalb der Krone und Meßstellen etwa in Mauermitte und im Gründungsfels, rd. 3 m unterhalb der Aufstandsfläche, angeordnet. Der vorwiegend temperaturabhängige Bewegungsverlauf zeigt keinerlei tendenzielle Entwicklungen.

Von besonderer Bedeutung ist die Beobachtung der Seebarre. Dazu wurde im Bereich der größten Mauerhöhe (Einsattelung in der Seebarre) ein Pendellot eingerichtet, das vom luftseitigen Mauerfuß bis zum 62 m tiefer liegenden Grundablaßstollen reicht. Dieses Lot zeigt einen deutlich stauabhängigen Verlauf und bei Vollstau eine Verschiebung des luftseitigen Mauerfußes gegenüber dem Grundablaßstollen von 1,5 mm.

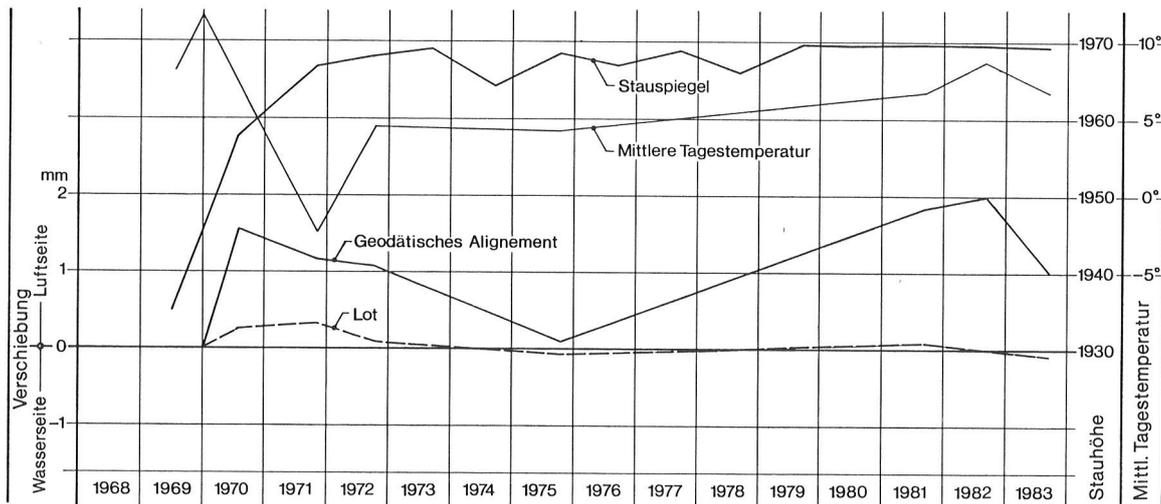


Abb. 1 Lünersee, Mittelkopf  
Gegenüberstellung der Meßergebnisse  
Geodätisches Alignment-Lot

Im Jahre 1968 wurde im Mittelkopf, einer Erhebung der Seebarre etwa in Mauermitte (geringste Mauerhöhe), ein 61 m tief reichendes Schwimmlot installiert.

Bei der ersten und zweiten Stauperiode wurden 1,3 mm bzw. 1,5 mm Ausschlag gemessen. Bemerkenswert ist, daß bei abgesenktem Stauspiegel und starker Sonneneinstrahlung auf die Wasserseite der Seebarre eine luftseitige Verschiebung bis 0,5 mm registriert werden konnte. In Abb. 1 sind die Ergebnisse aus den Lotmessungen und den geod. Alignements mit dem Stau und der mittleren Temperatur der der Ablesung vorangegangenen 5 Tage aufgetragen. Die Beobachtung der Temperatur bei Vollstau ist wegen eines geringfügigen Einflusses auf die Seebarre selbst und wegen deren Einflusses auf den Alignementpfeiler erforderlich. Die Genauigkeit des Winkelalignements für den Mittelkopf beträgt  $\pm 0,45$  mm. Unter Berücksichtigung aller genannten Einflüsse zeigt sich ein Übereinstimmen der Ergebnisse beider Beobachtungsverfahren und, daß selbst der tiefliegende Lotverankerungspunkt noch meßbare elastische Verschiebungen erfährt.

#### 5.1.16.2-----Vertikalverschiebungen

Durch ein jährlich einmal durchzuführendes Präzisionsnivellement wird der Mauergang und die Mauerkrone auf Höhenänderungen beobachtet.

Die bei der Staumauer Vermunt und Silvretta beobachteten Phänomene können hier - vermutlich aufgrund der wesentlich höheren Betonqualität und des geringeren Alters - nicht nachgewiesen werden.

#### 5.1.16.3-----Verdrehungen

Durch Messung von Querprofilen im Zuge des Nivellements können im Bereich des Mittelkopfes auch Neigungsänderungen dargestellt werden. Zufolge des ständig hohen Staus bewegen sich die Veränderungen lediglich in engem Bereich und ohne tendenzielle Entwicklung.

#### 5.1.16.4-----Sohlwasserdrücke, Sickerwässer

##### Mauer

In der Mauer und der Aufstandsfläche werden Sickerwassermessungen durchgeführt. Alle Vertikalschächte in den wasserseitigen Blockfugen sind bis zu 3 m in den Felsuntergrund geführt. Drei Schächte zeigen Wasserzutritte, alle anderen sind trocken. Eine Veränderung in den Sickerwasserhältnissen wurde bis jetzt nicht beobachtet.

##### Seebarre

Besondere Bedeutung kommt den Sickerwasser- und Quellmessungen in und an der Seebarre zu.

Durch Aufbringung einer Spritzbetonoberflächendichtung auf der Wasserseite der Seebarre während des Baues und nach Durchführung von Injektionsarbeiten im Jahre 1968 ist die ursprünglich natürliche Durchsickerung von mehreren hundert auf wenige Liter pro Sekunde zurückgegangen. Es werden eine Vielzahl von Sickerwasser- und Quellmessungen durchgeführt. Naturgemäß sind die Ergebnisse vereinzelt stark niederschlagsabhängig, zeigen aber langfristig einen kontinuierlichen, praktisch stauunabhängigen Verlauf.

Interessant ist, daß eine Quelle, die seit der ersten Vollstauphase ab einer gewissen Stauhöhe nahe Vollstau anspringt, nachweislich nicht von Seewasser gespeist wird. Es wird vermutet, daß durch den Aufstau der Bergwasserspiegel

im Bereich, wo die Seebarre westlich in die seitlichen Flanken einbindet, angehoben wird und Bergwasserströme, die bei niedrigem Stau in den See entwässern, dann umgelenkt werden.

Im Jahre 1982 sind bei hohem Stau in unmittelbarer Nachbarschaft oben genannter Quelle in einem früher nur feuchten Gebiet weitere drei kleine Quellen zutage getreten. Die Schüttungen sind seitdem das ganze Jahr über annähernd gleich. Hier könnte ein warmer Sommer nach einem schneereichen Winter und ein damit zusammenhängender hoher Bergwasserspiegel einmal zu einem Durchbruch geführt haben, der nunmehr offen bleibt. Chemische Analysen haben auch hier ergeben, daß es sich nicht um Seewasser handelt.

#### Literatur

BUCHEGGER, W. "Ergebnisse der Messungen und Beobachtungen an den Sperren der Vorarlberger Illwerke Aktiengesellschaft" in "Österreichische Talsperren", Heft 14, 1964

### 5.1.17 Staumauer Kops (38)

(E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)

Die 122 m hohe Bogengewichtsmauer wurde in den Jahren 1962 bis 1967 errichtet. Die Meßeinrichtung und die Beobachtungsergebnisse der ersten beiden Teilstau und der anschließenden drei Vollstauperioden wurden von GANSER 1968 und 1970 ausführlich beschrieben. Nachfolgend soll an ausgewählten Meßstellen die Weiterentwicklung im Verhalten von Sperre und Untergrund gezeigt werden.

#### 5.1.17.1 Horizontalverschiebungen

Aufgrund der vorhandenen Meßeinrichtung können Horizontalverschiebungen in der Aufstandsfläche der Mauer nur durch die im Felsuntergrund verankerten Schwimm-  
lote erfaßt werden. Die Verschiebungen des Lotverankerungspunktes werden, wengleich mit geringerer Genauigkeit als bei Lotmessungen, jährlich einmal durch geodätische Messungen überprüft. Dazu werden die Koordinatenänderung von Meßpfeilern im höchsten Mauergang mittels Polygonzug bei einer Genauigkeit von  $\pm 1,5$  mm bestimmt. Zudem werden Triangulationen im Zehnjahresrhythmus durchgeführt.

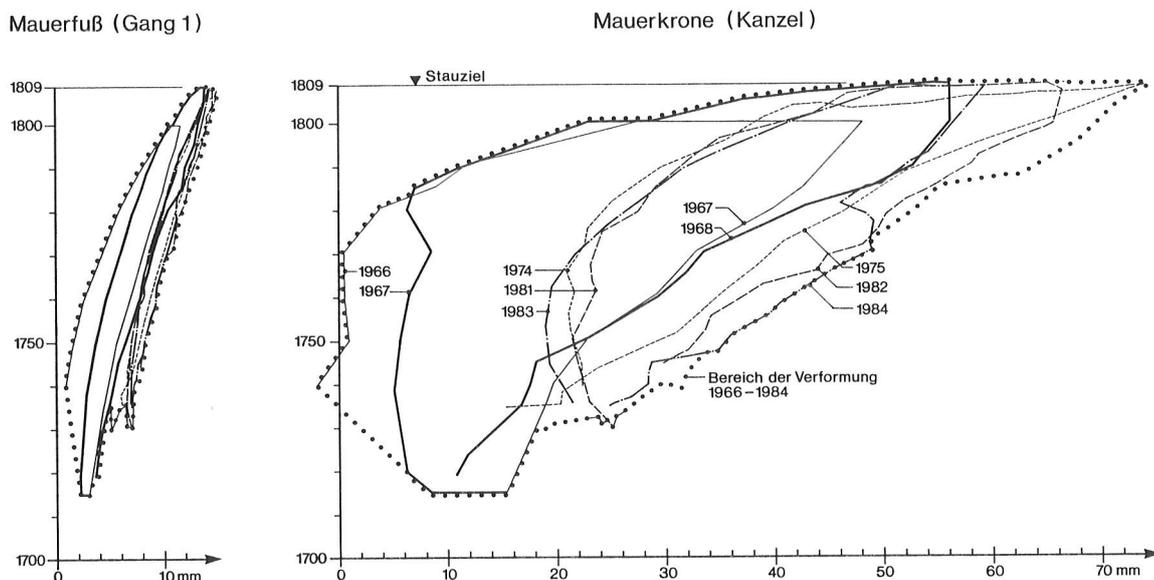


Abb. 1 Staumauer Kops  
Ergebnisse der Lotmessungen im höchsten Mauerblock (Block 15)  
Stauabhängige Radialverformung für Mauerfuß und Mauerkrone

In Abb. 1 sind stauabhängig die Lotergebnisse in radialer Richtung für den höchsten Mauerquerschnitt im tiefsten Kontrollgang (Bereich der Aufstandsfläche) und für die Mauerkrone dargestellt. Wie die Darstellung zeigt, ist der Bewegungsverlauf der letzten Jahre praktisch gleich; d.h., es erfolgt kein Zuwachs an bleibenden Verformungen mehr. Die Abb. 2 zeigt in zeitabhängiger Darstellung ebenfalls das Abklingen der bleibenden Verschiebungen, und zwar

sind für den höchsten Mauerblock die durch die Polygonzugmessungen ermittelten und die gleichzeitig mit dem Schwimmlot erfaßten radialen Lageänderungen dargestellt. Die Differenz zwischen den beiden ist die Bewegung des Lotverankerungspunktes, welche im Falle des Leerstaues kleiner wird. Zusätzlich sind die in den verschiedenen Stauperioden erreichten Maxima und Minima der Lotausschläge bei Vollstau und leerem Becken sowie die Maxima und Minima der Lotausschläge bei einem Stau von 1805 m ü.A. (das ist 4 m unter Vollstau) dargestellt. Sie unterliegen, temperaturbedingt, stärkeren Schwankungen, zeigen jedoch durch ihren Verlauf das Abklingen bleibender Formänderungen.

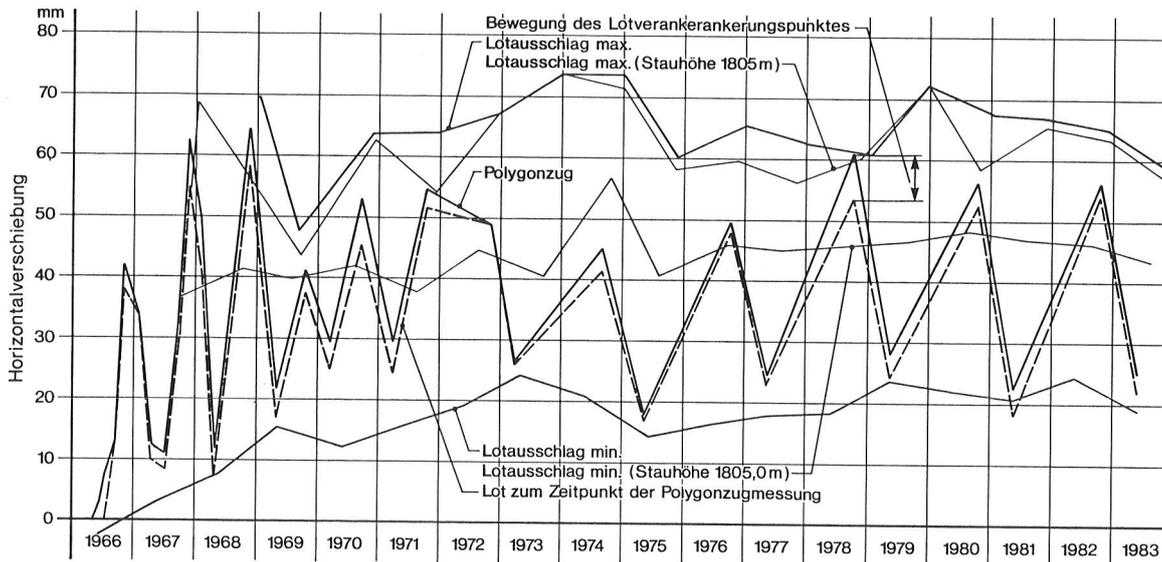


Abb. 2 Staumauer Kops  
Gegenüberstellung der Meßergebnisse aus den Lotmessungen und den Polygonzugmessungen sowie maximale und minimale Lotausschläge für den höchsten Mauerblock (Block 15)

#### 5.1.17.2 Vertikale Verschiebungen

Die Erfassung der vertikalen Verschiebungen im Felsuntergrund erfolgt durch laufende Extensometermessungen (Teleroemeter), jene des Sperrenkörpers durch die jährlich abwechselnd einmal bei Voll- und einmal bei Leerstau durchgeführten Nivellements. Während Extensometer nur in den beiden Felswiderlagern in Richtung der kalkulierten Kämpferresultierenden bzw. normal dazu angeordnet sind, erfolgt die Höhenbestimmung an einer Vielzahl von Punkten längs des gesamten Mauerfußes, in den Kontrollgängen, an der Mauerkrone und in verschiedenen Sondier-, Meß- und Kontrollstollen im Widerlagerbereich sowie im Vorland der Sperre. Da von Betonierbeginn an - vorerst an Wasser- und Luftseite, später nur mehr von der Luftseite aus - Höhenbestimmungen erfolgt sind, können die vertikalen Bewegungen und deren Entwicklung an verschiedenen Mauerschnitten gezeigt werden. Dazu wird seit dem ersten Teilstau die wasserseitige Einsenkung aus dem luftseitigen Mauerfußnivelement mit den Ergebnissen der Klinometermessung errechnet.

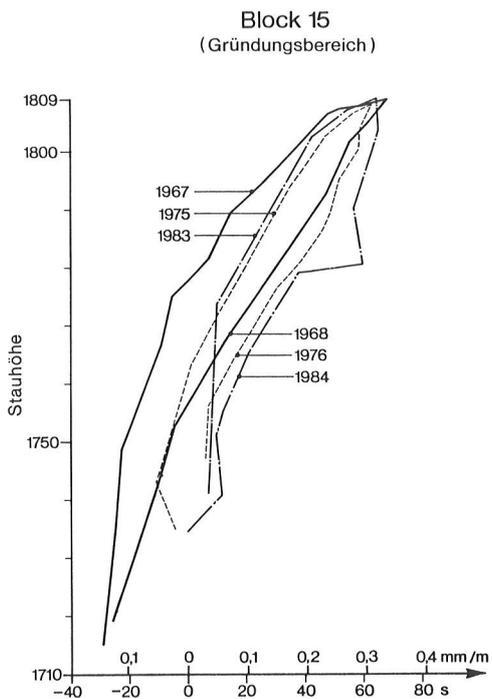


Abb. 4 Staumauer Kops  
Ergebnisse der Klinometermessung,  
Block 15 (Gründungsbereich)

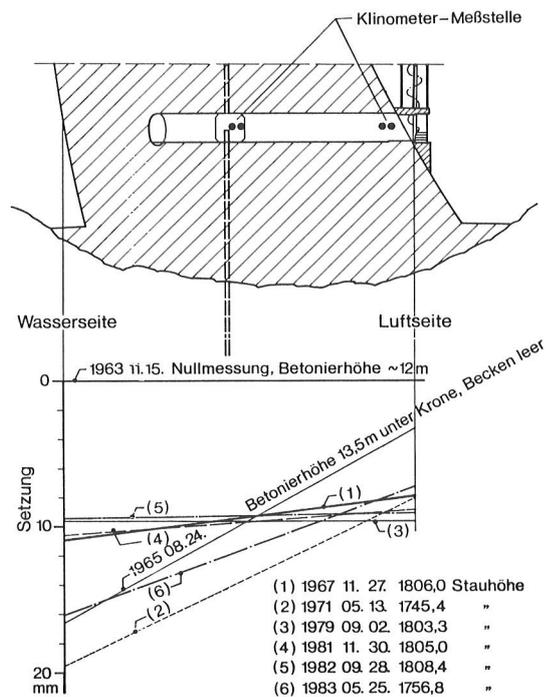


Abb. 3 Staumauer Kops  
Verformungsspiel im Bereich  
der Aufstandsfläche, Block 15

In Abb. 3 ist für den Bereich des höchsten Mauerblockes das Verformungsspiel in der Aufstandsfläche seit Fertigstellung der Mauer dargestellt. Danach betrug bei weitgehender Fertigstellung der Mauer die wasserseitige Einsenkung des Mauerfußes 17 mm, die luftseitige dagegen nur 4 mm. Beim ersten Vollstau 1967 reduzierte sich die Einsenkung wasserseitig auf 10 mm, die luftseitige nahm auf 8 mm zu. Bei tiefem Speicherwasserspiegel im Jahre 1983 wurde wasserseitig eine Einsenkung von 16 mm bei einer gemessenen luftseitigen Setzung von 7 mm errechnet. Im Jahr 1982 betrug bei vollem Speicher die wasserseitige Setzung 9,1 mm, die luftseitige 9 mm. Die luftseitigen Entlastungsbewegungen bei leerem Becken sind also bescheiden, während die Amplitude der vertikalen Bewegungen wasserseitig etwa 7 mm beträgt und bei Vollstau eine Einsenkung von 10 mm verbleibt, wovon nur ein geringerer Teil elastischer Natur sein dürfte.

#### 5.1.17.3 Verdrehungen

In Abb. 4 sind die Neigungsänderungen im Gründungsbereich des höchsten Mauerblockes stauabhängig dargestellt. Es zeigt sich, daß bei vollem Staubecken die Neigungsverhältnisse vom ersten Vollstau an gleich geblieben sind, während bei leerem Becken nicht mehr die Ausgangsneigung erreicht wird. Diese korrespon-

diert mit der bleibenden luftseitigen Einsenkung der Mauer (sh. auch Abb. 4). Zu der in der wasserseitigen Hälfte installierten Klinometermeßstelle kam 1982 eine am luftseitigen Ende des Querganges hinzu. Beide zeigen einen ausgeprägten Parallellauf, was auf ein "Ebenbleiben des Querschnittes" bei den betrachteten luftseitigen zwei Drittel des Querschnittes hinweist.

#### 5.1.17.4 ----- Wasserdrücke, Wasserdurchtritte

Im Bereich des Künstlichen Widerlagers und der Seitenmauer werden Wasserdrücke und Sickerwassermessungen in der Aufstandsfläche durchgeführt. Im Bereich der Hauptmauer wurden ursprünglich im rechten Widerlager luftseitig Piezometer- und Sickerwassermessungen, im linken Widerlager nur Sickerwassermessungen an den Entlastungsbohrungen des luftseitigen Vorlandes durchgeführt. Die Ergebnisse beider Messungen zeigten mit Ausnahme des Piezometers im Bereich der rechtsufrigen Einbindung der Mauerkrone nur eine bescheidene Stauabhängigkeit.

Im Lauf der letzten Jahre haben jedoch die Schüttungen aus den Entlastungsbohrungen im linken Widerlager trotz Spülungen mit Hochdruckwasserstrahl ständig etwas abgenommen. Da dies nicht mit Sicherheit auf einen Dichtungseffekt zurückzuführen war, wurden 1981 hier ebenfalls Piezometer eingerichtet. Einige, im Bereich zum Künstlichen Widerlager hin, zeigen einen stauabhängigen Verlauf. Der höchste Piezometerwasserspiegel liegt bei Vollstau auf Höhe der Gründungssohle, zeigt aber keine steigende Tendenz.

Von den 10 in der Aufstandsfläche des Künstlichen Widerlagers eingerichteten Sohlwasserdruckmeßstellen zeigen die zwei vor dem Dichtungsschirm liegenden seit dem ersten Vollstau in einem Fall eine deutliche, im anderen eine bescheidene Stauabhängigkeit. Von den restlichen, hinter dem Dichtungsschirm liegenden Meßstellen zeigt lediglich eine Meßstelle einen wenig deutlichen stauabhängigen Verlauf. Die Ergebnisse unterliegen seit dem ersten Vollstau nur unwesentlichen Schwankungen und zeigen keine Tendenz in Richtung einer Veränderung.

#### Literatur

GANSER, O. "Die Meßeinrichtung der Staumauer Kops" in "Österreichische Tal-sperrren", Heft 16, 1969; Heft 18, 1970

### 5.1.18\_Sperre\_Raggal\_(41)\_

(H.Neyer, Vorarlberger Kraftwerke A.G.)

#### 5.1.18.1\_Allgemeines\_

Die Staumauer Raggal wurde in den Jahren 1966 und 1967 gebaut. Der erste Einstau erfolgte im September 1967, der erste Vollstau wurde im Mai 1968 erreicht.

#### 5.1.18.2\_Ergebnisse\_und\_Beurteilung\_der\_Messungen\_

##### Sohlwasserdruck

Für die Lage der Meßglocken wurden jeweils möglichst wasserführende, klüftige Bereiche ausgewählt.

Für den Standsicherheitsnachweis wurde ein Sohlwasserdruck an der Wasserseite von 85 % angenommen, der gegen die Luftseite auf Null abnimmt.

Die Meßstellen 1 und 2, die innerhalb des Dichtschleiers situiert sind, zeigten in den ersten 10 Betriebsjahren ein Ansteigen des Sohlwasserdruckes. In den späteren Jahren ist eine geringfügige Abnahme der max. Sohlwasserdrücke beobachtet worden.

Die Manometer der Meßstellen luftseitig der Sohl drainage zeigen etwa dieselben Veränderungen, lediglich der Sohlwasserdruck der Meßstelle 6 ist unter den Wert des 1. Vollstaus gesunken.

Zur Kontrolle des Sohlwasserdruckes luft- und wasserseitig der Sohl drainage wurden Bohrlöcher ca. 2 m in den Fels abgeteuft und Manometer dicht angeschlossen.

Die beobachteten max. Sohlwasserdrücke sind größtenteils wesentlich unter den für den Standsicherheitsnachweis angenommenen Werten. Lediglich im Bereich des Tosbeckenanschlusses werden die Berechnungsannahmen überschritten (siehe Abb. 1). Da das Tosbecken ständig mit Wasser gefüllt ist, kann der Sohlwasserdruck in diesem Anschlußbereich nicht auf Null absinken. Für die Standsicherheit ergeben sich daraus keine Nachteile.

In der Abb. 1 sind die Sohlwasserdrücke beim 1. Vollstau am 7.5.1968 und beim Vollstau am 6.6.1983 im Vergleich zur Berechnungsannahme aufgetragen.

##### Sohldrainagewassermenge

Die Sohl drainage wurde ca. 80 cm breit im Längsschnitt der Sperre an beiden Flanken bis auf Kote 695 hochgezogen. Sämtliche in die Sperre einsickernde Wasser werden in der Sohl drainage gesammelt und beim Pumpensumpf gemessen.

Bereits nach dem 1. Betriebsjahr ist die Drainagewassermenge von max. 0,37 l/s stark zurückgegangen. Nach 5 Jahren wurden nur noch 0,12 l/s, nach 10 Jahren 0,07 l/s und nach 15 Jahren 0,03 l/s gemessen (siehe Abb. 2).

Die Sickerwasserfracht betrug 1968 9.145 m<sup>3</sup> und ist bis 1983 auf 799 m<sup>3</sup> zurückgegangen.

Diese äußerst geringe Drainagewassermenge dürfte neben dem sehr sorgfältig ausgeführten Dichtschleier auf die starke Verlandung bzw. Schlammablagerung zurückzuführen sein. Die Mächtigkeit der Ablagerung betrug im Jahre

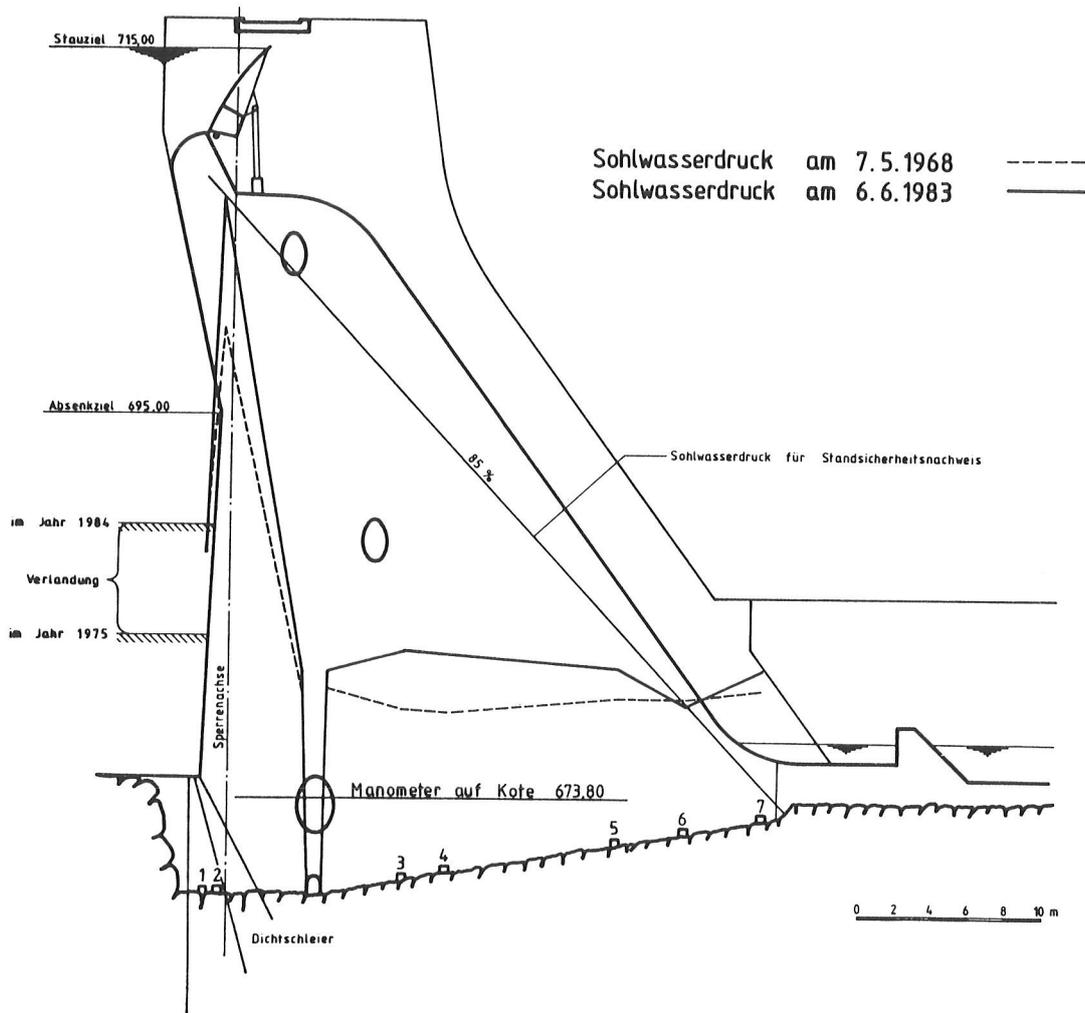


Abb. 1 Sperre Raggal  
Radialschnitt mit Sohlwasserdruckverteilung bei Vollstau

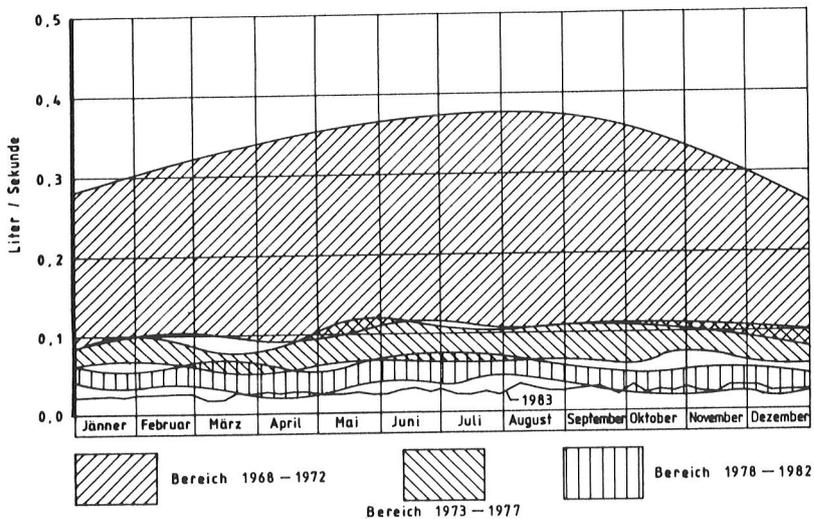


Abb. 2 Sperre Raggal  
Sohldrainage - Wassermenge 1968 - 1983

1975 bereits 9 m und ist bis zum Jahre 1984 auf ca. 15 m angewachsen. Durch den Einsatz eines Saugbaggers werden in den nächsten Jahren einige Meter Schlamm ausgebaggert und dann die Baggerungen laufend wiederholt, damit die Anlandung die Höhe von ca. 10 m nicht mehr überschreitet.

Aufgrund des verbleibenden Schlammteppichs ist eine Änderung der Sohl-drainagemenge nicht zu erwarten.

#### Kronendurchbiegung

Bei der Staumauer Raggal ist die Kronendurchbiegung in erster Linie temperaturabhängig.

Unter der Annahme eines über die Sperrhöhe konstanten linearen Temperaturgefälles  $\Delta t = 1^\circ$  beträgt die Kronenverschiebung 0,6 mm, sodaß bei  $\Delta t = 10^\circ$  mit einer Kronenauslenkung von  $\pm 6$  mm zu rechnen ist.

Infolge Vollstau beträgt die Durchbiegung der Mauerkrone nur ca. 2 mm.

Aufgrund der Setzung des luftseitigen und Hebung des wasserseitigen Mauerfußes wurde für die Vollbelastung eine Verschiebung der Mauerkrone zur Luftseite bis zu rund 10 mm als möglich erachtet.

Die größte beobachtete Kronendurchbiegung beträgt 8,2 mm und liegt damit wesentlich unter den erwarteten Werten. Das ist auf die geringere Nachgiebigkeit des Untergrundes als auch auf eine gegenüber der Berechnung verstärkten Gewölbewirkung zurückzuführen. Das der Berechnung zugrunde liegende Gedankenmodell berücksichtigt für die Abschätzung der Gewölbewirkung nur die Biegesteifigkeit, nicht aber die anderen Bindungen, wie z.B. die Membran- und Torsionssteifigkeit.

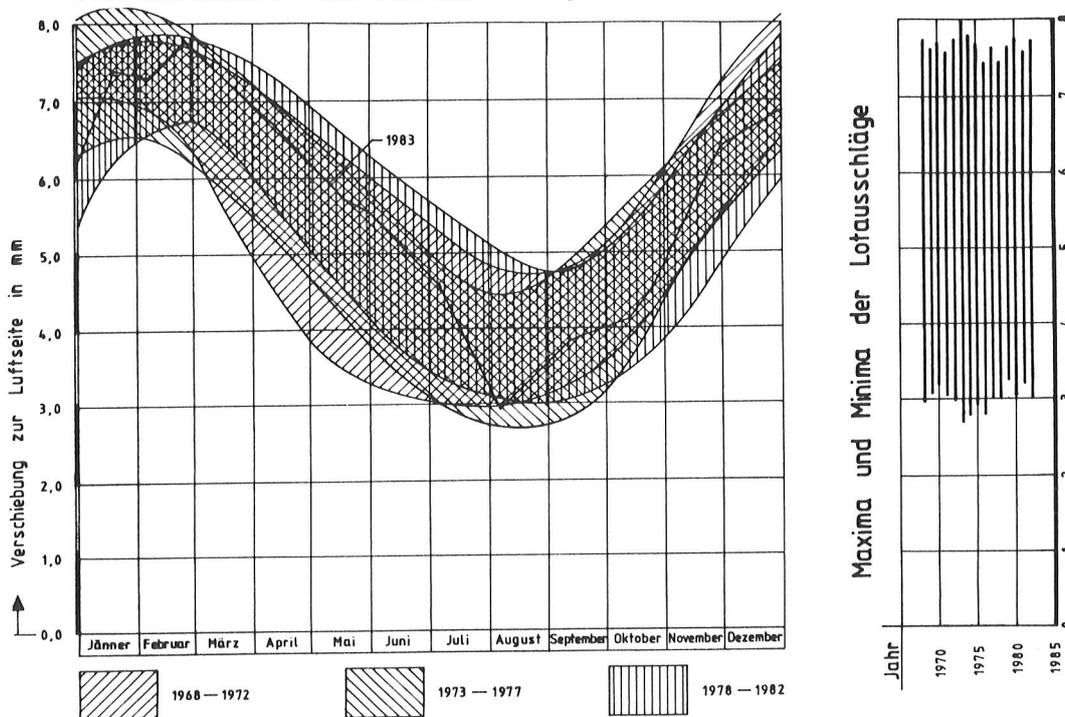


Abb. 3 Sperre Raggal - Kronendurchbiegung bei Vollstau rechte Flanke (Leitmauer rechts der Hochwasserentlastung)

Da der Temperatureinfluß gegenüber der Stauabhängigkeit überwiegt, wurde die jahreszeitabhängige Darstellung der Kronendurchbiegung in den Abbildungen 3 und 4 gewählt. Es ist zu erkennen, daß die Kronendurchbiegung der rechten Flanke einen größeren Schwankungsbereich als an der linken Flanke aufweist. Die Meßstelle ist jeweils neben der Hochwasserentlastung.

Die rechte Flanke ist der Sonneneinstrahlung stärker ausgesetzt als die linke, sodaß dieser Unterschied berechtigt ist.

An der rechten Flanke ist auch der Zeitraum der möglichen geringsten Kronendurchbiegung ca. 1 Monat länger als an der linken Flanke.

Die maximale Kronendurchbiegung ist an der rechten Flanke um ca. 1 mm größer als an der linken.

Dieser Unterschied wurde bereits beim 1. Vollstau beobachtet und hat sich ab diesem Zeitpunkt nicht mehr verändert.

Die mittlere max. Kronendurchbiegung von ca. 6,5 mm an der linken Flanke setzt sich nach den bisherigen Beobachtungen aus nachstehend angeführten Einflüssen zusammen.

Infolge: Wasserdruck	2,0 mm
Temperaturgefälle 6,5°C	3,5 mm
Bewegung der Aufstandsfläche	1,0 mm

Die Durchbiegung der Mauerkrone im Bereich des linken Lotes schwankt temperaturbedingt in einem jahreszeitabhängigen Band von ca. 2 mm bis 2,5 mm Breite.

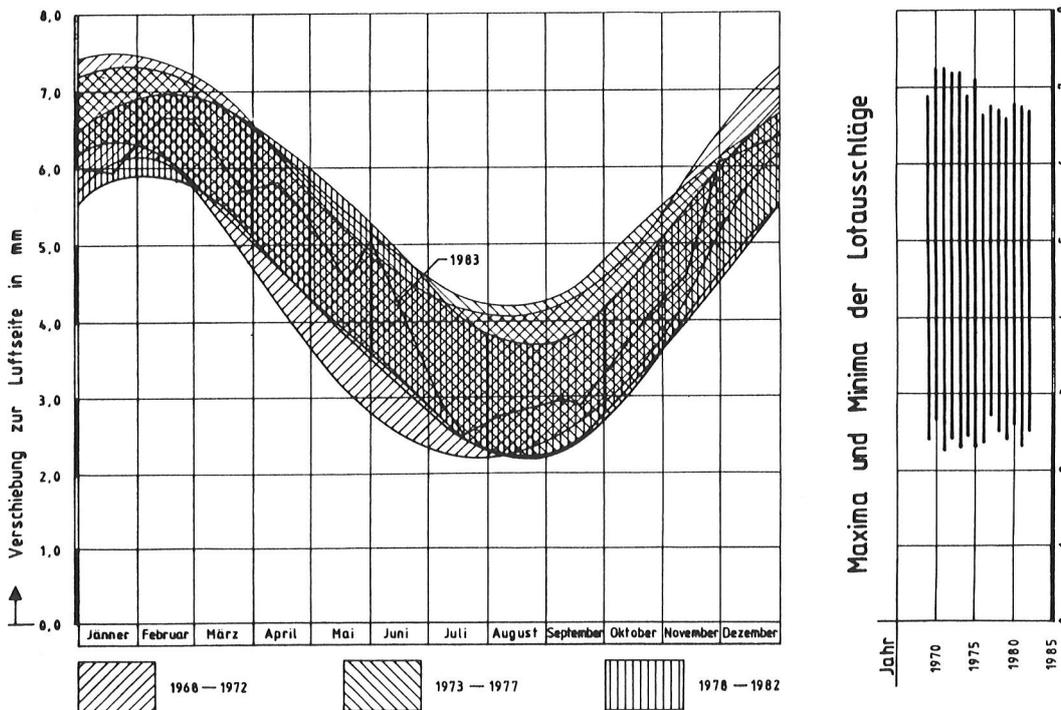


Abb. 4 Sperre Raggal - Kronendurchbiegung bei Vollstau  
linke Flanke (Leitmauer links der Hochwasserentlastung)

Im Bereich des rechten Lotes beträgt die Bandbreite der Kronendurchbiegung 3 mm bis 4 mm. Dieser um ca. 1 mm größere Wert ist größtenteils durch die längere Sonneneinstrahlung auf diesen Sperrenbereich und zum geringeren Teil auf die an der rechten Flanke ungünstigeren geologischen Verhältnisse zurückzuführen.

Die größte Kronendurchbiegung wurde im Jahre 1971 gemessen (große Kälte im Winter 1970/1971).

Die min. Kronenverschiebungen wurden mit annähernd denselben Werten in den Jahren 1971, 1976, 1980 und 1982 beobachtet.

Die Kronendurchbiegung zeigt seit dem 1. Vollstau im Jahre 1968 nur geringfügige Abweichungen vom temperaturbedingten Jahresgang.

#### Betontemperaturen

Die Betontemperatur wird in 2 Blöcken in jeweils 3 Horizonten gemessen.

In jedem Horizont sind 5 bis 7 Telethermometer eingebaut.

Im Bereich der Sperrenachse, also im Überfallblock, wurde das Temperaturgefälle in Höhe des Tosbeckens mit  $- 2,5^{\circ}$  bis  $+ 2,5^{\circ}$  ermittelt. Der Verlauf der einzelnen Jahre ist sehr gleichmäßig.

In Höhe des mittleren Kontrollganges wurde das Temperaturgefälle mit  $- 5^{\circ}$  bis  $+ 10^{\circ}$  berechnet. Die Extremwerte der einzelnen Jahre differieren bis zu  $1^{\circ}\text{C}$ .

Das Temperaturgefälle im oberen Meßhorizont wurde mit  $- 1/2^{\circ}$  bis  $+ 6^{\circ}\text{C}$  ermittelt. Auch hier betragen die Unterschiede in den einzelnen Jahren knapp  $1^{\circ}$ .

Das aus den 3 Meßhorizonten abgeleitete mittlere Temperaturgefälle wurde mit  $- 1^{\circ}$  bis  $+ 6^{\circ}$  ermittelt, wobei die Extremwerte um  $\pm 1/2^{\circ}$  variieren.

Die aus diesem Temperaturgefälle ermittelte Kronenverschiebung entspricht den beobachteten Werten.

#### Extensometer A

In dem links der Hochwasserentlastung anschließenden Block wurde etwa 4,5 m von der Wasserseite gegen die Luftseite entfernt ein 42 m langes Extensometer vertikal versetzt. Die Verankerung dieses Meßgestänges ist ca. 38 m unter der Sperrenaufstandsfläche.

Die Messungen zeigen seit Staubeginn eine Hebung um ca. 1,8 mm.

Im ersten Jahr betrug diese Hebung 0,8 mm, in den nächsten 5 Jahren wiederum 0,8 mm und in weiteren 10 Jahren ca. 0,2 mm (siehe Abb. 5).

Die temperaturbedingte Veränderung des Meßwertes innerhalb eines Jahres beträgt ca. 0,2 mm und ist praktisch jedes Jahr gleich.

Die Hebung beim Extensometer A deutet auf eine Verdrehung der Aufstandsfläche hin. Da jedoch die Kronenverschiebung nicht die Charakteristik der Hebung beim Extensometer A ausweist, ist die Ursache anderweitig zu suchen. Die Beobachtungen zeigen im Frühjahr ein rasches Ansteigen der Hebung, die in den Wintermonaten nicht mehr voll rückläufig wird. Die Hebung ist umso ausgeprägter, je rascher der Stau nach der Winterabsenkung bis zum Vollstau ansteigt. Da jedoch das Bewegungsdiagramm innerhalb eines je-

den Jahres etwa ähnlich dem Lufttemperaturdiagramm verläuft, dürfte Lufttemperatur und Wasserdruck Ursache der beobachteten Hebung sein.

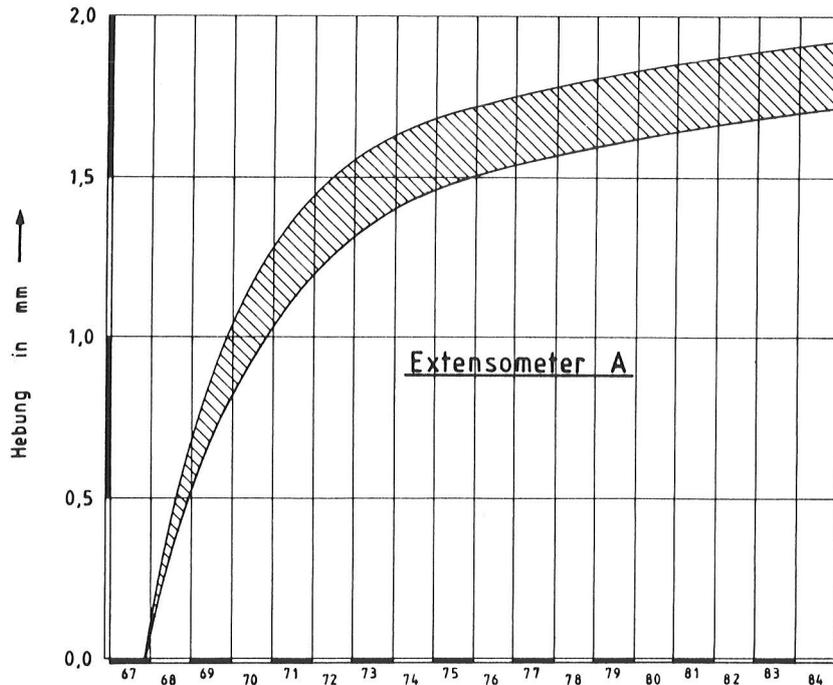


Abb. 5 Sperre Raggal - Extensometer A  
max. und min. Hebung in mm

Bei Vollstau treten an der Wasserseite Zugspannungen von etwa  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  auf (ohne Berücksichtigung der Bogenwirkung), während bei Eigengewicht allein  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  Druck berechnet wurden.

Es ist somit sicher, daß der Fels einer Wechselbeanspruchung ausgesetzt ist. Bei jeder dieser jährlichen Wechselbelastungen bleibt eine geringe Resthebung zurück. Diese jährliche Resthebung der letzten Jahre beträgt etwa  $0,02 \text{ mm}$  und erscheint für diese Felsqualität durchaus möglich.

#### 5.1.18.3 Zusammenfassung

In dem nun mehr als 15-jährigen Betriebs- und Beobachtungszeitraum haben sich bei der Sperre Raggal weder beim Sohlwasserdruck, bei der Sohlrainagewassermenge, bei der Kronendurchbiegung noch bei allen anderen Messungen für das Bauwerk ungünstige Resultate ergeben.

Etwas überraschend sind die Meßwerte des Extensometer A, die immer noch eine leichte Zunahme aufweisen. Da aber auch diese Zunahme im Abklingen ist, kann das Verhalten der Sperre Raggal sicherlich als den Erwartungen entsprechend bezeichnet werden.

### 5.1.19 Bogenmauer Schlegeis (43)

(R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)

#### 5.1.19.1 Einleitung

Mit der Bogenmauer Schlegeis wurde in den Jahren 1968 bis 1971 ein Jahresspeicher mit einem Nutzinhalt von 127 Mio. m<sup>3</sup> für die Kraftwerksgruppe Zemm-Ziller geschaffen. Bei der für die Mauerhöhe von 131 m großen Kronenlänge von 725 m war eine Betonkubatur von 960 000 m<sup>3</sup> erforderlich. Die Bogenmauer ist auf ziemlich einheitlichem Zweiglimmergneis gegründet, dessen Schieferungsebene etwa parallel zur rechten Sperrenflanke streicht und steil gegen die Luftseite hin einfällt. In der Schieferungsebene liegen in größeren Abständen weiche Biotitglimmereinschlüsse bis zu einer Stärke von mehreren Dezimetern. Nach zwei Zwischenstauperioden in den Jahren 1970 und 1971 mit 50% und 70% der Stauhöhe wurde 1973 erstmals der Vollstau erreicht, nachdem 1972 der Vollstau aus wasserwirtschaftlichen Gründen nicht ganz erreicht werden konnte. Relativ große Wasserzutritte zum Sohlstollen, der wie bei allen anderen Staumauern der Tauernkraftwerke AG unmittelbar auf dem Fels aufsitzt, zwangen zu verschiedenen Sanierungsversuchen jeweils im Frühjahr der Folgejahre, ohne daß der normale Staubetrieb nennenswert beeinflusst wurde. So wurde im Frühjahr 1979 ein Sohlgewölbe eingezogen, mit dem zwar die Wasserzutritte unterbunden werden konnten; gleichzeitig führten hohe Sohlwasserdrücke zu einer Änderung im Verformungsverhalten der Sperre, was dann wieder Anlaß zu entsprechenden Drainagebohrungen war. Die endgültige Sanierung bestand in der Anordnung einer vertikalen, elastischen Dichtwand aus dem Sohlgang, die in drei Abschnitten jeweils im Frühjahr 1981 bis 1983 ausgeführt wurde und einen vollen Erfolg brachte (Schlosser 1985).

Ein umfangreiches Meßsystem, insbesondere für das Verhalten des Untergrundes, ermöglicht zu jedem Zeitpunkt ein vollständiges Bild über die Verformungen von Sperre und Untergrund und die Wasserdruckverhältnisse im Untergrund. Für die Auswertung der umfangreichen Meßergebnisse wurde eine Regressionsanalyse verfeinert, mit der alle Reaktionen von Sperre und Untergrund letztlich auf den zeitabhängigen Stau- und Temperatureinfluß zurückgeführt werden konnten.

Die Regressionsformel geht von der Annahme aus, daß die Verformungen auf einen bleibenden, einen temperaturabhängigen und einen stauabhängigen Anteil zurückgeführt werden können. Der bleibende Anteil  $v_B$  ergibt sich in den ersten 10 - 15 Jahren mit einem Ansatz mit einer e-Potenz, in den späteren Jahren mit einem linearen Ansatz. Der temperaturabhängige Anteil  $v_T$  ergibt sich aus der mittleren Lufttemperatur des betrachteten Tages und der Temperatur-Vorgeschichte, die je nach Stärke der Mauer bis zu 3 Monaten berücksichtigt werden kann. Ähnlich ergibt sich der stauabhängige Anteil  $v_W$  mit einem Potenzansatz aus der Stauhöhe des betrachteten Tages (unmittelbarer Einfluß)  $v_W'$  und der Stauvorgeschichte (verzögerter Einfluß)  $v_W''$ , mit der die Kriecheigenschaften des Betons bzw. Untergrundes berücksichtigt werden können.

#### 5.1.19.2 Der Mauerkörper

Für das Verformungsverhalten des Mauerkörpers sind die Betontemperaturänderungen von wesentlicher Bedeutung. In 6 Meßhorizonten wurden je 7 Temperaturgeber angeordnet und aus den Temperaturganglinien über den bisherigen Beobachtungszeitraum von 14 Jahren die linearisierte Temperaturverteilung ermittelt (Abb. 1). Während die Schwankungen der mittleren Betontemperatur von der Mauerstärke abhängen, bleibt die Schwankung der Betontemperaturdifferenz unabhängig von

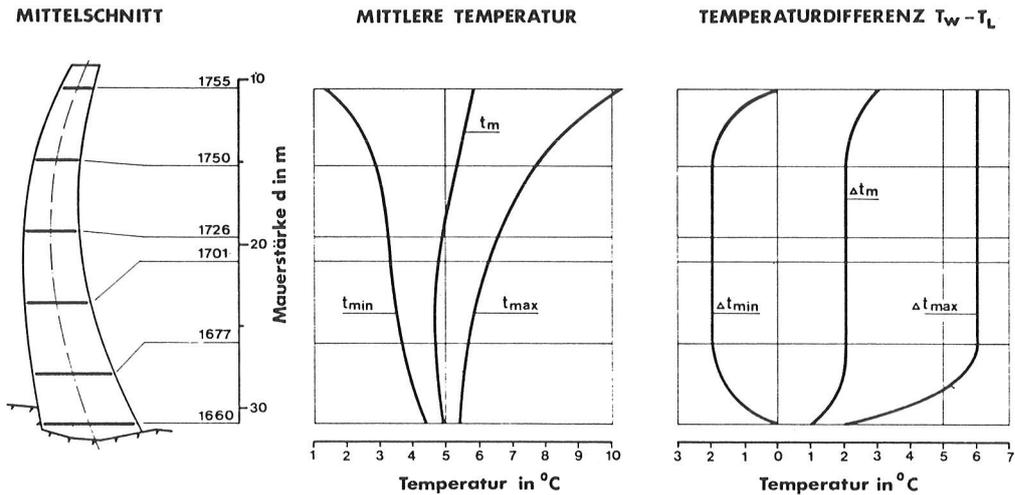


Abb. 1 Linearisierte Betontemperaturänderung

der Mauerstärke. Auffallend ist der stark dämpfende Einfluß des Felsuntergrundes.

Für die Horizontalverschiebungen des Kronenbogens wurden die Ergebnisse der Lotmessungen mit der oben beschriebenen Regressionsanalyse ausgewertet. Die Ergebnisse für den Kronenbogenscheitel sind in Abbildung 2 dargestellt.

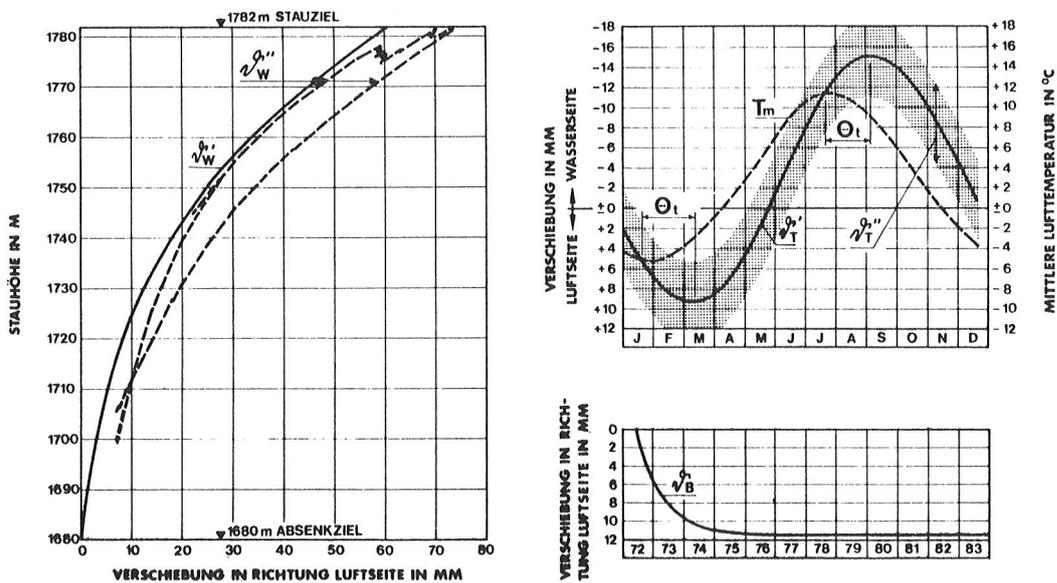


Abb. 2 Ergebnisse für die Regressionsanalyse für die Radialverschiebung des Kronenbogenscheitels

Erwähnt seien hier nur die hohen Korrelationskoeffizienten (über 0,95) und geringen Standardabweichungen (3 - 4%) als Kennziffern für die Güte der Regression. Die Analyse zeigt, daß

- 95% der bleibenden Verformungen etwa 3 Jahre nach dem dem ersten Vollstau folgenden Frühjahr (also 1977) abgeklungen sind;

- der unmittelbare elastische, staubedingte Anteil einem Elastizitätsmodul des Betons von  $25 \text{ kN/mm}^2$  entspricht und der verzögerte elastische Anteil bei längerem, hohem Stau bis zu 15% des unmittelbaren elastischen Anteiles erreichen kann;
- einem mittleren Jahresgang der Lufttemperatur von  $+3^\circ\text{C} \pm 8^\circ\text{C}$  eine um etwas mehr als einen Monat nachhinkende Kronenverschiebung von  $\pm 13 \text{ mm}$  im Scheitel entspricht und der Einfluß der vom langjährigen Mittel abweichenden Temperaturen bis zu  $\pm 4 \text{ mm}$  erreicht.

Aus den Nivellements im obersten Kontrollgang der Mauer läßt sich eine mittlere stau- und jahreszeitbedingte Hebung des Kronenbogenscheitels um etwa  $10 \text{ mm}$  mit einer zum Teil temperaturbedingten Streuung von  $\pm 2 \text{ mm}$  ableiten (Abb 3).

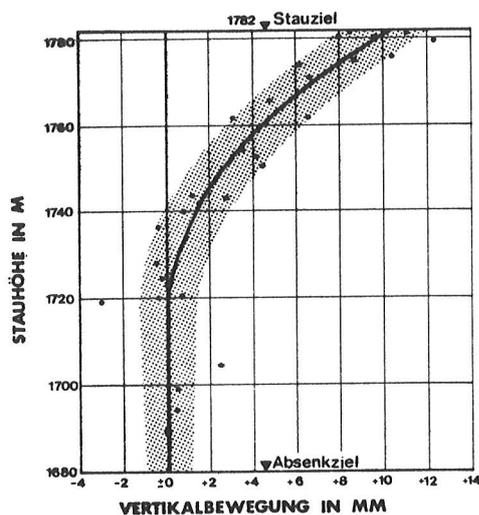


Abb. 3 Hebung der Krone des Mittelblockes

### 5.1.19.3 Der Untergrund

#### 5.1.19.3.1 Verschiebungen an der Aufstandsfläche

Für die Erfassung der Radialverschiebungen an der Aufstandsfläche stehen 5 Schwimmlostanlagen und 7 Extensometer zur Verfügung. Die Regressionsanalyse ergab, daß der Temperatureinfluß auf die Widerlagerverschiebungen vernachlässigbar ist, sodaß außer der bleibenden nur die stauabhängige Komponente zu berücksichtigen war. Auch bei diesen Analysen liegt das Bestimmtheitsmaß über 0,95, die Standardabweichung erreicht maximal  $0,37 \text{ mm}$ . In Abbildung 4 sind die bleibenden und stauabhängigen Verformungen für den Block mit den größten Verschiebungen dargestellt. Im Felsuntergrund

sind 95% der bleibenden Verformungen etwa 3 Jahre nach dem dem ersten Vollstau folgenden Frühjahr, also bis 1977, abgeklungen. Lediglich in jenem Bereich, in dem durch bauliche Maßnahmen zur Abdichtung der Wasserdurchtritte die Verhältnisse im Felsuntergrund mehrfach beeinflußt wurden, dürfte das Abklingen der bleibenden Verschiebungen bis zu 8 Jahren gedauert haben.

Abbildung 5 schließlich zeigt die Größe der bleibenden und elastischen Horizontalverschiebungen in allen Meßquerschnitten. Die Meßwerte wurden auf den Staubeginn 1972 bezogen, da zu diesem Zeitpunkt erstmals der gesamte Sperrkörper zur Aufnahme des Wasserdruckes zur Verfügung stand. Die während der beiden Teilstauperioden 1970 und 1971 aufgetretenen bleibenden Verformungen sind hier nicht dargestellt. Die geringen Differenzen zwischen Lot- und Extensometermessungen zeigen, daß die Verankerungspunkte der radialen horizontalen Extensometer (etwa  $50 \text{ m}$  wasserseits der Sperre) und der Schwimmlothe in der betrachteten Richtung vom Stau nicht mehr beeinflußt werden.

#### 5.1.19.3.2 Kluftwasserdrücke

Zur Überprüfung der Sohl- und Kluftwasserdrücke unter der Aufstandsfläche wurden außer 50 Sohlwasserdruckglocken, teils in 7 Meßquerschnitten, teils nach geologischen Gesichtspunkten, auch je 9 Piezometer in 7 Meßquerschnitten angeordnet. Die Sohlwasserdruckglocken zeigen wasserseits des Dichtungsschirmes

## 5.2 Dämme

### 5.2.1 Bielerdamm (13b)---

(E.Pürer, Vorarlberger Illwerke A.G.)

Der rd. 25 m hohe Bielerdamm wurde in den Jahren 1940 bis 1948 als Schüttdamm mit Betonkerndichtung auf einem Grundmoränenrücken errichtet und ist mit drei luftseitig der Dichtung in Schächten eingebauten Pendellotanlagen und vier Sickerwasser-Summenmeßstellen ausgerüstet. Ferner werden jährlich ein geodätisches Alignement und Nivellement der Krone der Kerndichtung sowie ein Kronennivellement des wasser- und luftseitigen Stützkörpers durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 1 dargestellt. Während die Betonkerndichtung keine Setzungen mehr erfährt, sind die Setzungen des luft-, vor allem aber wasserseitigen Stützkörpers noch nicht abgeklungen. Die zeitabhängige Darstellung im halblogarithmischen Maßstab zeigt jedoch die abklingende Tendenz der Setzungen.

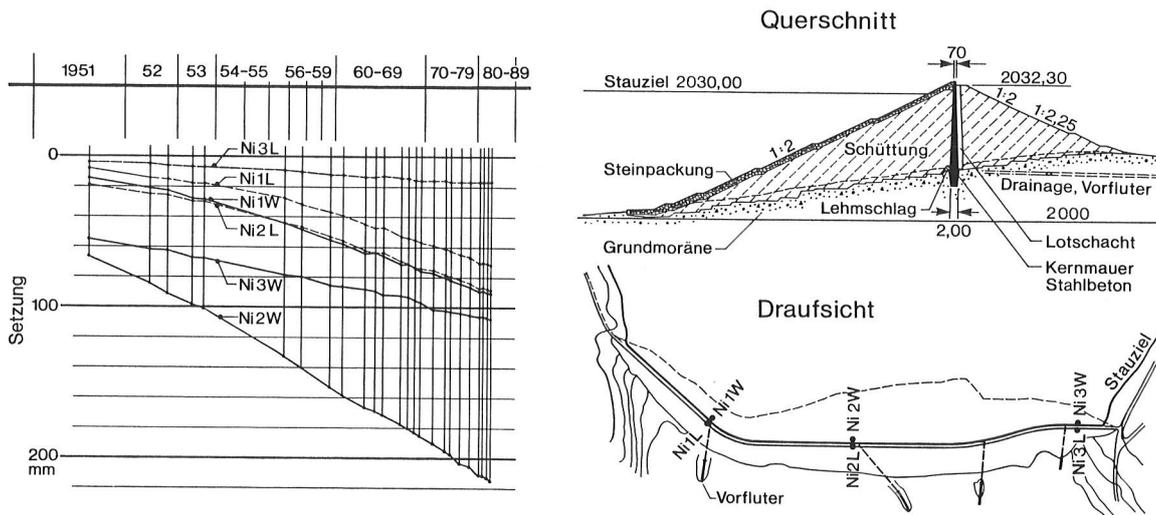


Abb. 1 Bielerdamm, Querschnitt und Draufsicht  
Zeitsetzungsdiagramm der Dammkrone

Die Sickerwässer unterliegen niederschlagsbedingten Schwankungen, sind aber nach langen Schönwetterperioden im Herbst bei Vollstau seit Jahren konstant und betragen rd. 2,8 l/s.

## 5.2.2 Speicher Gepatsch (39)

(W.Zednik, Tiroler Wasserkraftwerke A.G.)

### 5.2.2.1 Staudamm Gepatsch

#### 5.2.2.1.1 Entwurfsgrundlagen

In den Jahren 1961-1964 wurde im Westen Tirols das Kaunertalkraftwerk errichtet. Das Hauptbauwerk der Anlage bildet der im hinteren Kaunertal auf Kote 1700 m ü.A. gelegene, 153 m hohe Steinschüttdamm Gepatsch - mit einem Schüttvolumen von 7,1 Mio m<sup>3</sup> und einer Kronenlänge von 600 m.

Die Gründung des Dammes erfolgte auf einer aus Augengneis des Ötztaler Kristallins aufgebauten Felsschwelle eines ehemaligen Gletschertroges.

Während auf der rechten Talseite der Fels in Form eines Riegels zu Tage tritt, ist er linksseitig und in Talmitte von Hangschutt, umgelagerter Moräne und Bachsedimenten bis zu 30 m hoch überlagert.

Die Überlagerung wurde im Bereich des Dichtungskernes abgeräumt, sodaß dieser durchgehend an den Fels anschließt. Der Fels unter dem Kern wurde durch einen Flächen- und Kontaktschirm, sowie durch einen vertikalen rd. 70 m tiefen Injektionsschirm abgedichtet.

Die beiden Stützkörperhälften des Dammes ruhen mit Ausnahme der rechtsufrigen, luftseitigen Schüttung auf der Überlagerung, deren große Scherfestigkeit und dichte Lagerung dies gestatteten.

In Abbildung 1 ist der Hauptquerschnitt des Staudammes Gepatsch mit seinem Zonen-  
aufbau und den Hauptmaßen dargestellt.

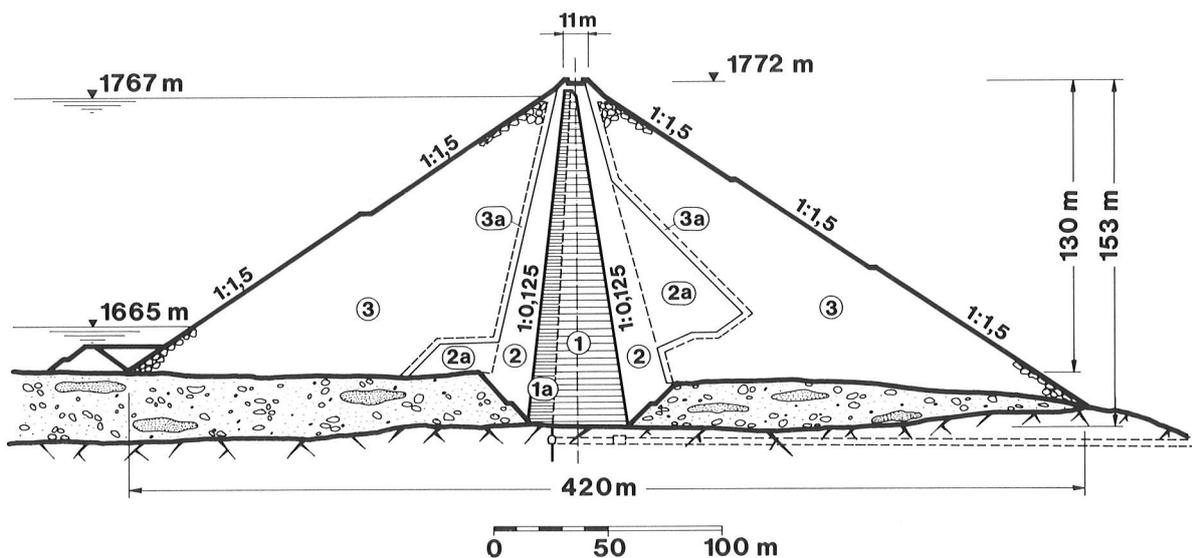


Abb. 1 Staudamm Gepatsch, Hauptquerschnitt

Der Verlauf der Setzungen in Abbildung 3 weist ab 1971 eine deutliche Verflachung auf, wobei der wasserseitige Meßpunkt 1 (wasserseitige Krone) geringere Zuwachsraten erkennen läßt.

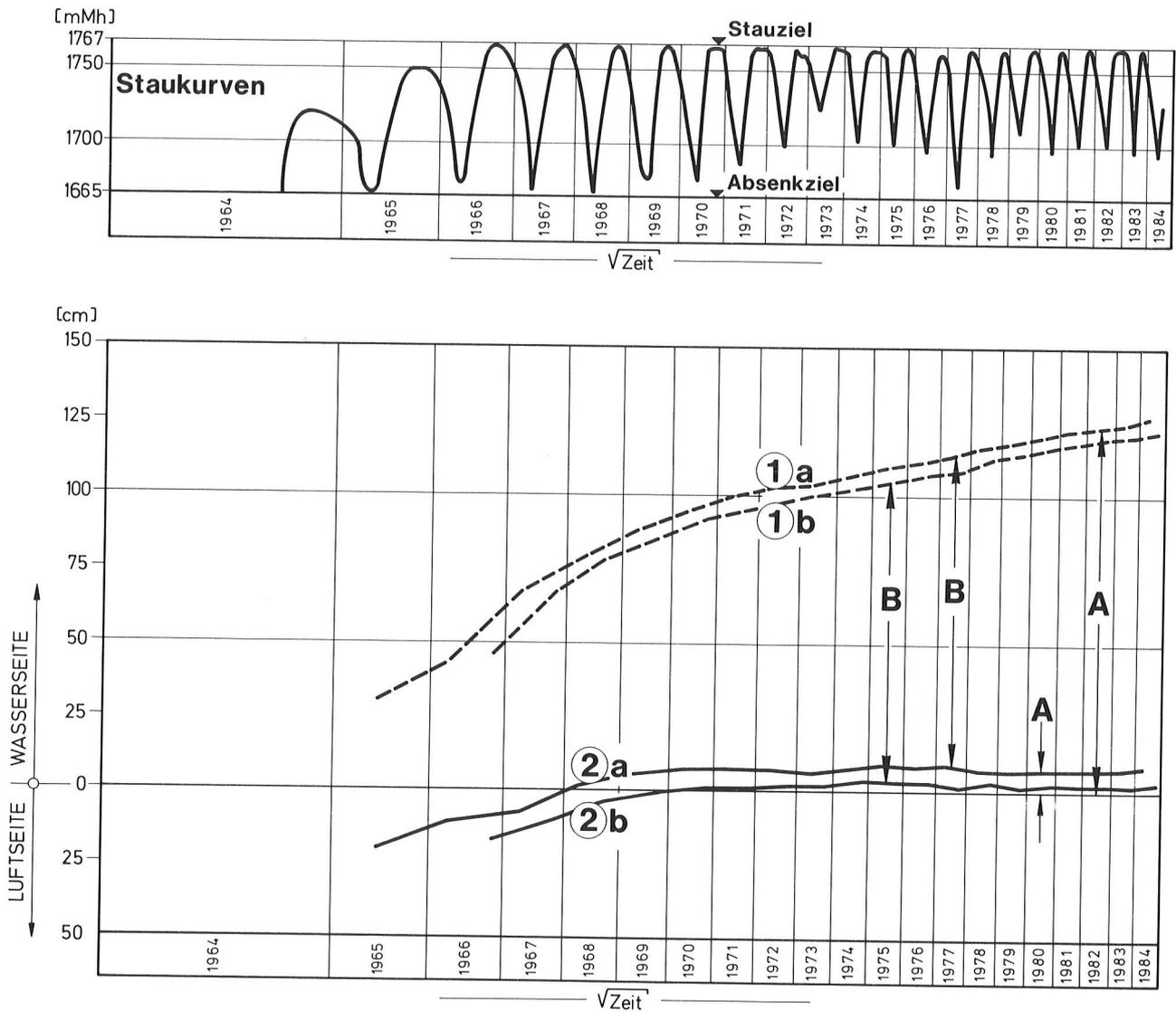


Abb. 4 Ganglinien der Horizontalverschiebungen der Meßpunkte 1 und 2  
a . . . bei Stauhöhe 1700 m Mh  
b . . . bei Stauhöhe 1766 m Mh  
A . . . Irreversible Horizontalverschiebung der Meßpunkte gegenüber der Einbaulage  
B . . . Aufweitung

Die a-Linien in Abb. 4 zeigen im Vergleich zur Einbaulage die Entwicklung der irreversiblen Bewegungen (A-Abstände) für die Meßpunkte 1 und 2 bei tiefem Stau, während die b-Linien den Gang der Bewegungen zur Luftseite aufgrund der Wasserdruckwirkung bei hohem Stau darstellen.

Die B-Abstände zwischen den a- und b-Linien der beiden Meßpunkte geben das Maß der Aufweitung an.

Für Meßpunkt 1 ist ab 1969 eine mehr oder weniger gleichbleibende Horizontalverschiebungsamplitude feststellbar.

Meßpunkt 2 weist nicht nur eine konstante Bewegungsamplitude ab 1970, sondern auch einen gleichbleibenden Verlauf entlang der Verschiebungsnullinie auf.

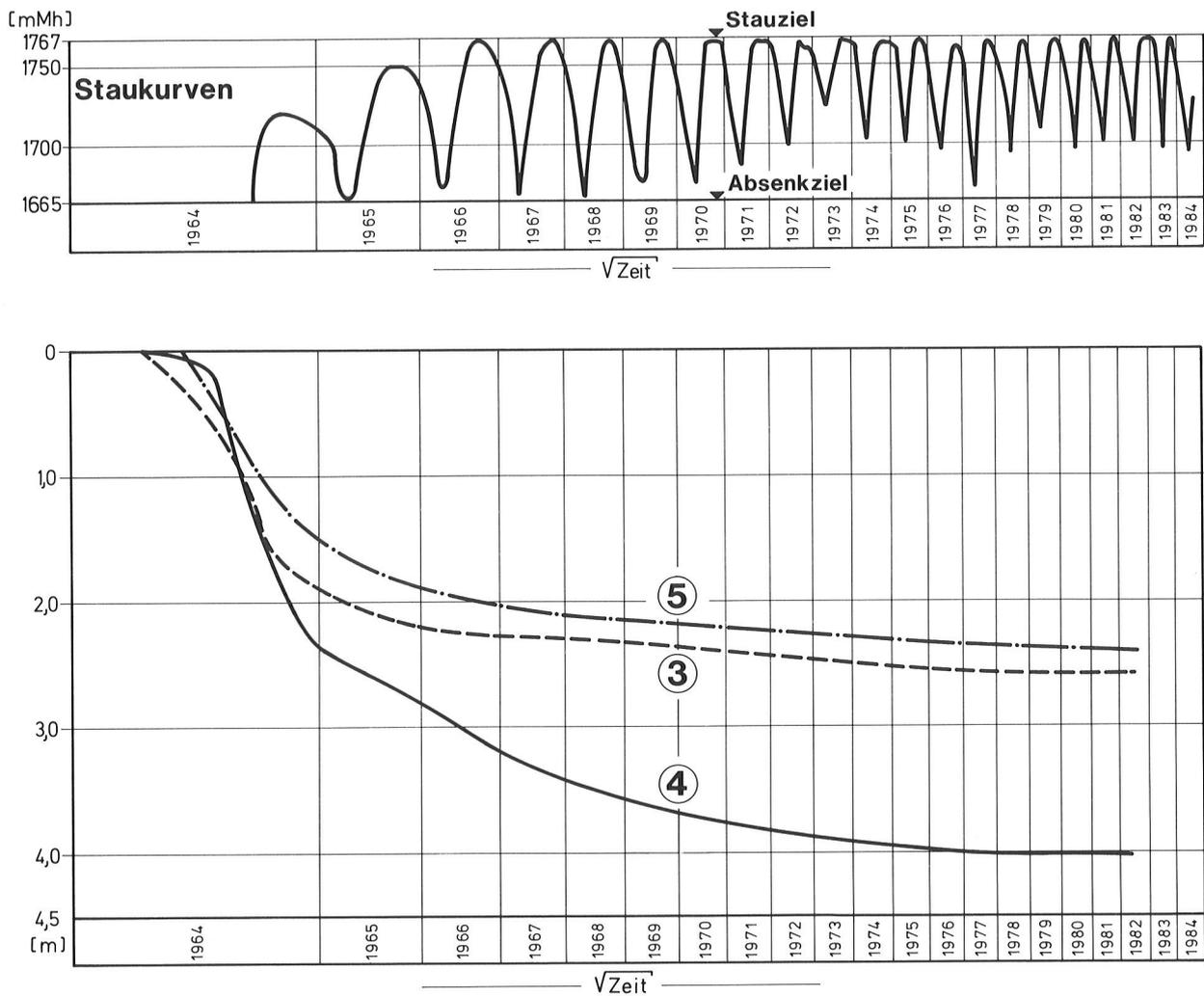


Abb. 5 Ganglinien der Setzungen der Meßpunkte 3, 4 und 5 - bei Stauhöhe 1690 m Mh

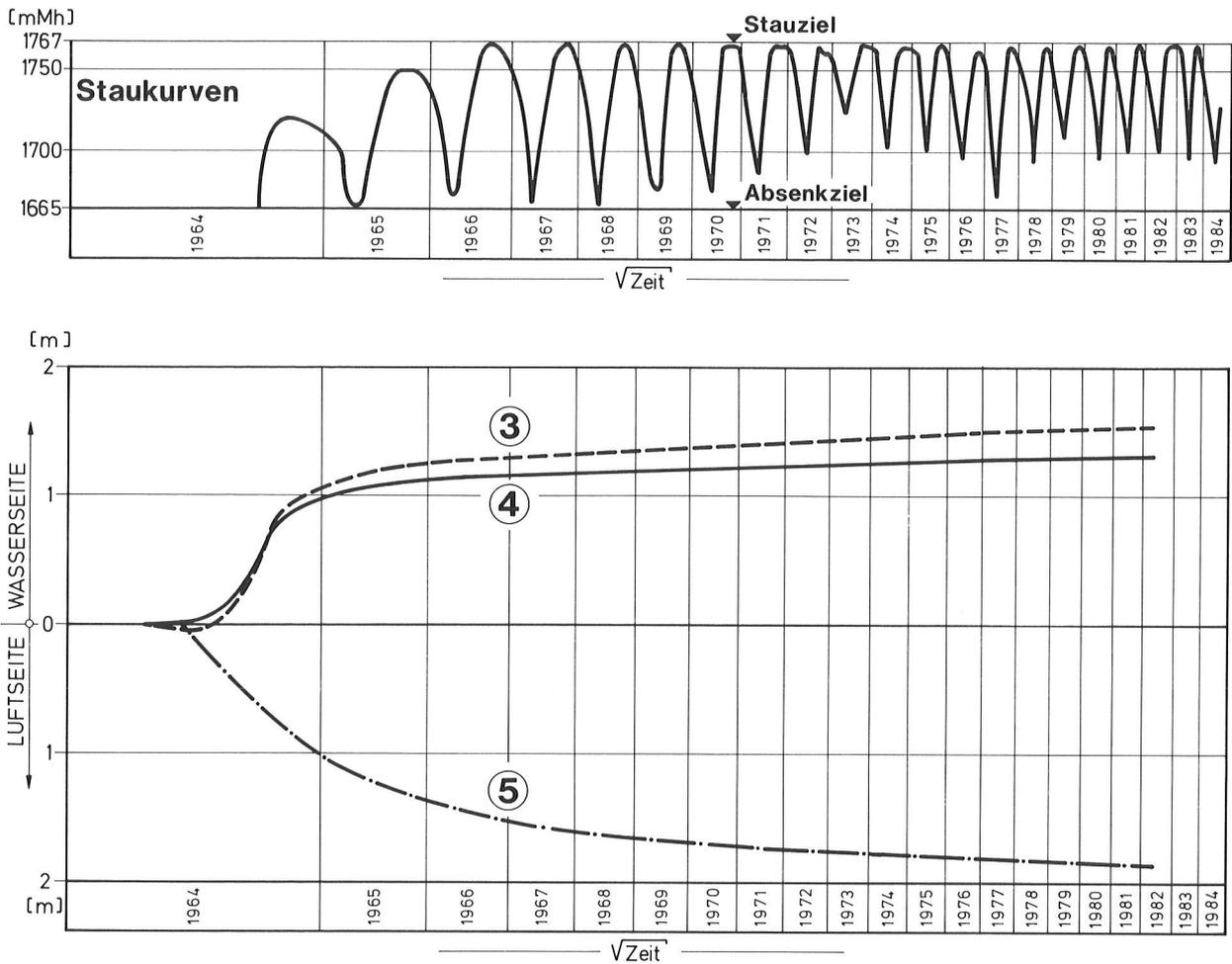


Abb. 6 Ganglinien der Horizontalverschiebungen der Meßpunkte 3, 4 und 5 - bei Stauhöhe 1690 m Mh

Wie die Setzungsganglinien in Abb. 5 erkennen lassen, haben die Meßpunkte 3 und 4 des wasserseitigen Stützkörpers ihren Setzungsvorgang mehr oder weniger beendet und zeigen seit 1979, also nach 14 Betriebsjahren, einen horizontalen Verlauf.

Die Setzungsganglinie des luftseitig gelegenen Meßpunktes 5 deutet aber durch den flachen, weiteren Abstieg darauf hin, daß hier Setzungen in der Größenordnung des Meßpunktes 3 noch erreicht werden sollen.

In Abbildung 6 zeigt der Verlauf der Horizontalverschiebungsganglinien für alle 3 Meßpunkte eine sehr stark abflachende Tendenz. Der größte Horizontalverschiebungszuwachs in den letzten 10 Jahren ergab sich bei Meßpunkt 3 mit max. 12 cm.

Die maximale Gesamtverschiebung betrug für den Meßpunkt 3 1,53 m zur Wasserseite.  
Für den Meßpunkt 5 liegt sie mit 1,85 m in Richtung Luftseite um rd. 21 % höher,  
was auf die horizontale Wasserdruckwirkung zurückzuführen ist.

Sickerwasser

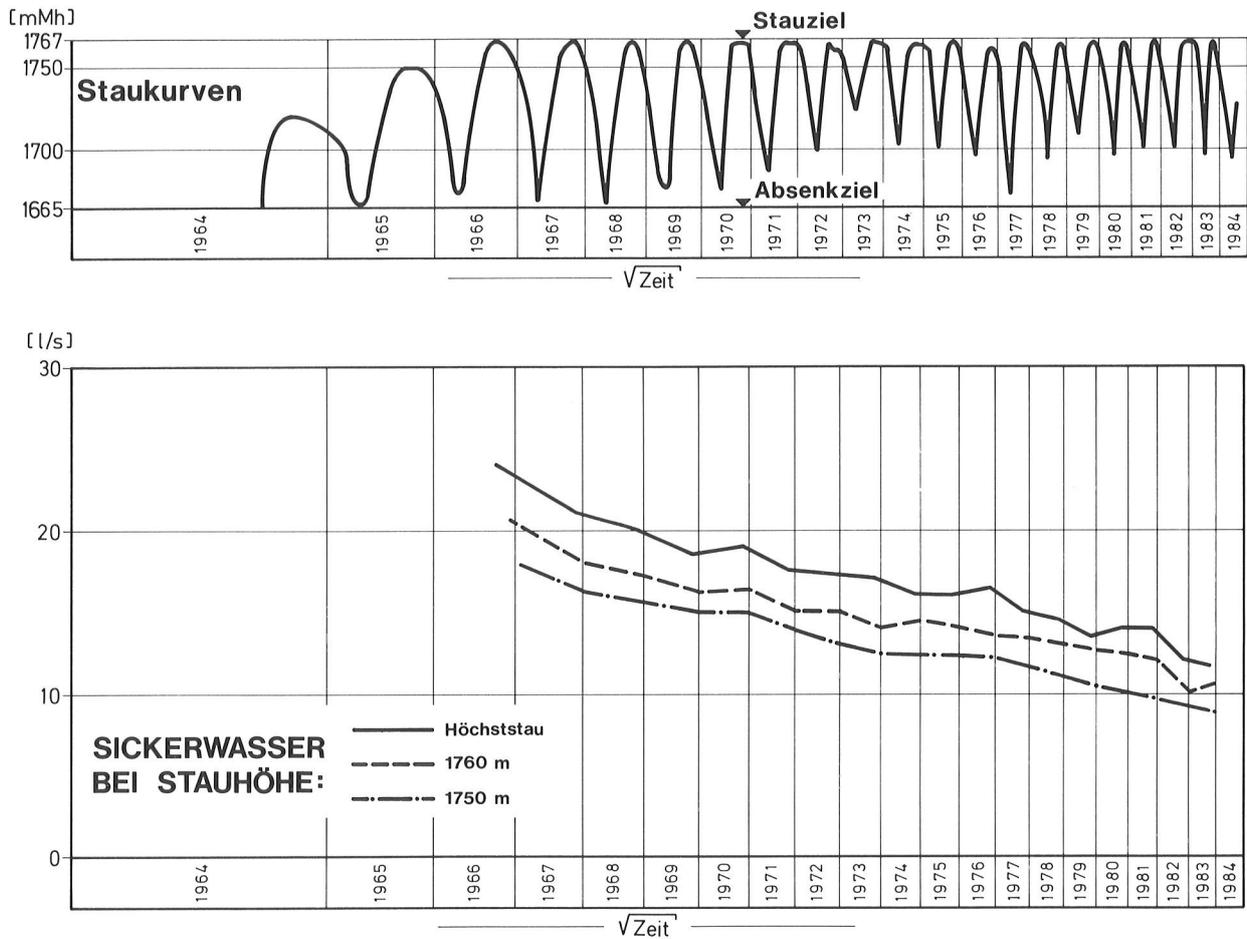


Abb. 7 Sickerwasserganglinien  
 - bei Stauhöhe 1750 m Mh  
 - bei Stauhöhe 1760 m Mh  
 - bei Höchststau

Während die Sickerwasserganglinien "Höchststau" und "1760" zum Teil von jahreszeitlich bedingtem Schmelz- und Niederschlagswasser verfälscht sind, entspricht jene der Jännermessungen bei Stauhöhe 1750 m Mh weitgehend dem tatsächlich auftretenden Dichtungssickerwasser.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß im Zeitraum von 17 Jahren eine Halbierung der Sickerwassermenge durch Selbstdichtung erfolgt ist, wobei eine weitere Abnahme aufgrund der bisherigen Tendenz angenommen werden kann.

### 5.2.2.2 Stauraum

Der Speicher Gepatsch mit einer Nord-Süd-Erstreckung von rd. 6 km, einer größten Breite von 700 m und einem Nutzinhalt von 138 Mio m<sup>3</sup> befindet sich in einem, dem Öztaler Kristallin zugehörigen glazialen Becken des hinteren Kaunertals.

#### 5.2.2.2.1 Geologische Verhältnisse

Von älteren Untersuchungen war bekannt, daß die Talhänge im nördlichen Speicherbereich durch ausgedehnte, nacheiszeitliche Sackungen gebildet wurden. Die Standicherheit dieser Talhänge ist jedoch, da eine tiefe Einbindung in der Talaufschotterung angenommen werden konnte, nicht ungünstig beurteilt worden.

Wie die Aufschließungsbohrungen ergaben, fand in den Bereichen Nasserein und Hochmaiß im Westen, sowie Hapmes und Klasgarten im Osten ein Abgleiten von großflächigen Felsplatten mit Mächtigkeiten von 30 m - 50 m statt, wobei laut geologischem Gutachten die Geschwindigkeit des Gleitvorganges vermutlich sehr gering war.

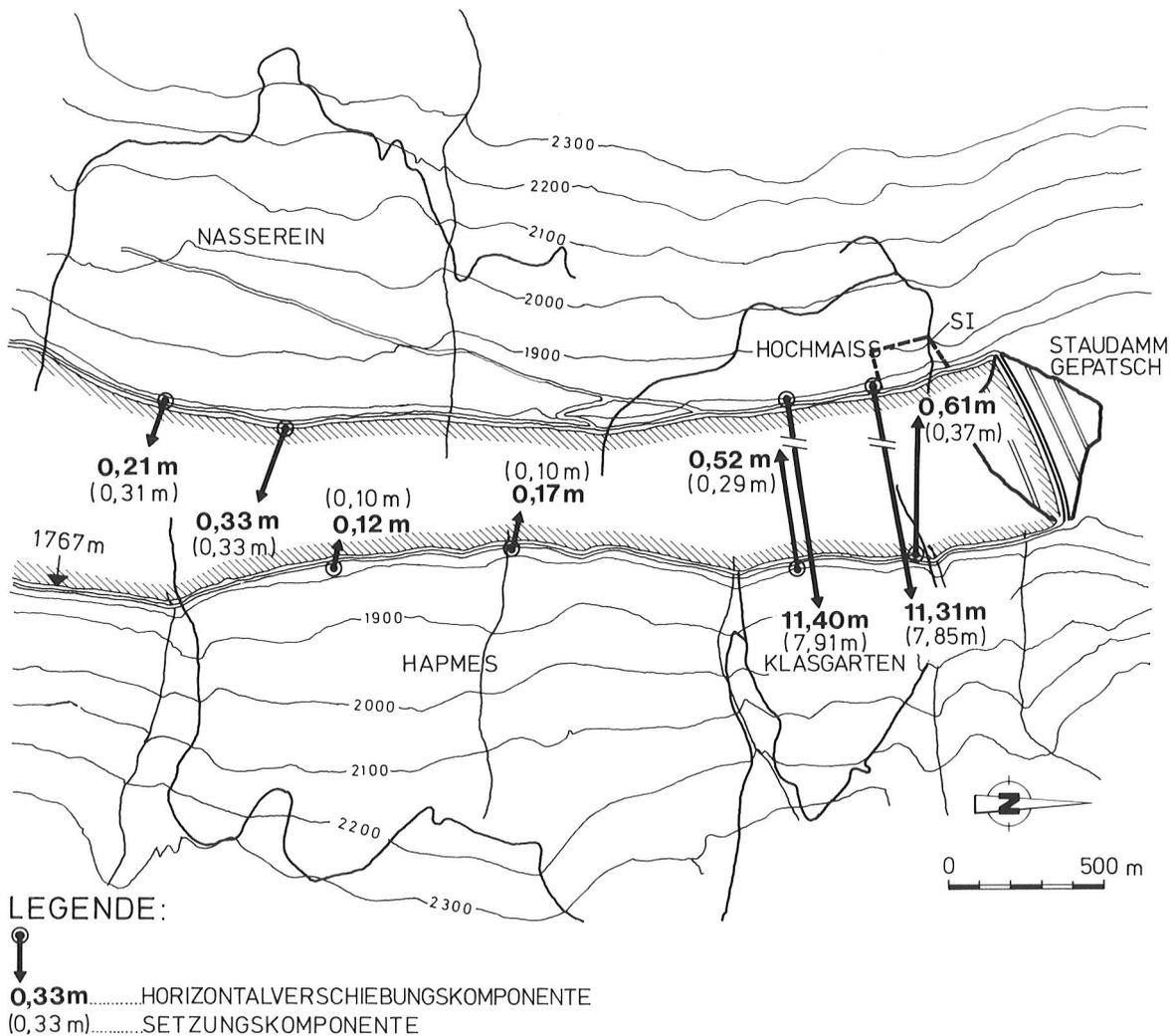


Abb. 8 Speicher Gepatsch, Lageplan - nördliche Hälfte mit Staudamm

Abbildung 8 zeigt den Lageplan der nördlichen Hälfte des Speicherbeckens mit seinen Talhängen. Die nacheiszeitlichen Sackungen und Rutschungen fanden in den Bereichen Hochmaiß und Nasserein an der Westseite und Klaggarten und Hapmes an der Ostseite statt.

#### 5.2.2.2.2 Zeitliche Entwicklung der Stauraumhangbewegungen

Bei der ersten Teilfüllung des Speichers im Herbst 1964 sind im westseitig gelegenen Bereich Hochmaiß größere Hangbewegungen unerwartet aufgetreten, die in der Stauperiode 1965 nach einer Gesamtsetzung von rd. 7,5 m (siehe Abb. 9) und einer Gesamtverschiebung von rd. 10,8 m (siehe Abb. 10) im wesentlichen zur Ruhe gekommen sind.

Die Gesamtzuwächse an Verformungen im Bereich Hochmaiß betragen im Zeitraum September 1965 (Erreichen des Höchststaues 1750 m Mh) bis 1983 rd. 45 cm an Setzung und rd. 60 cm an Verschiebung in Richtung Speicher.

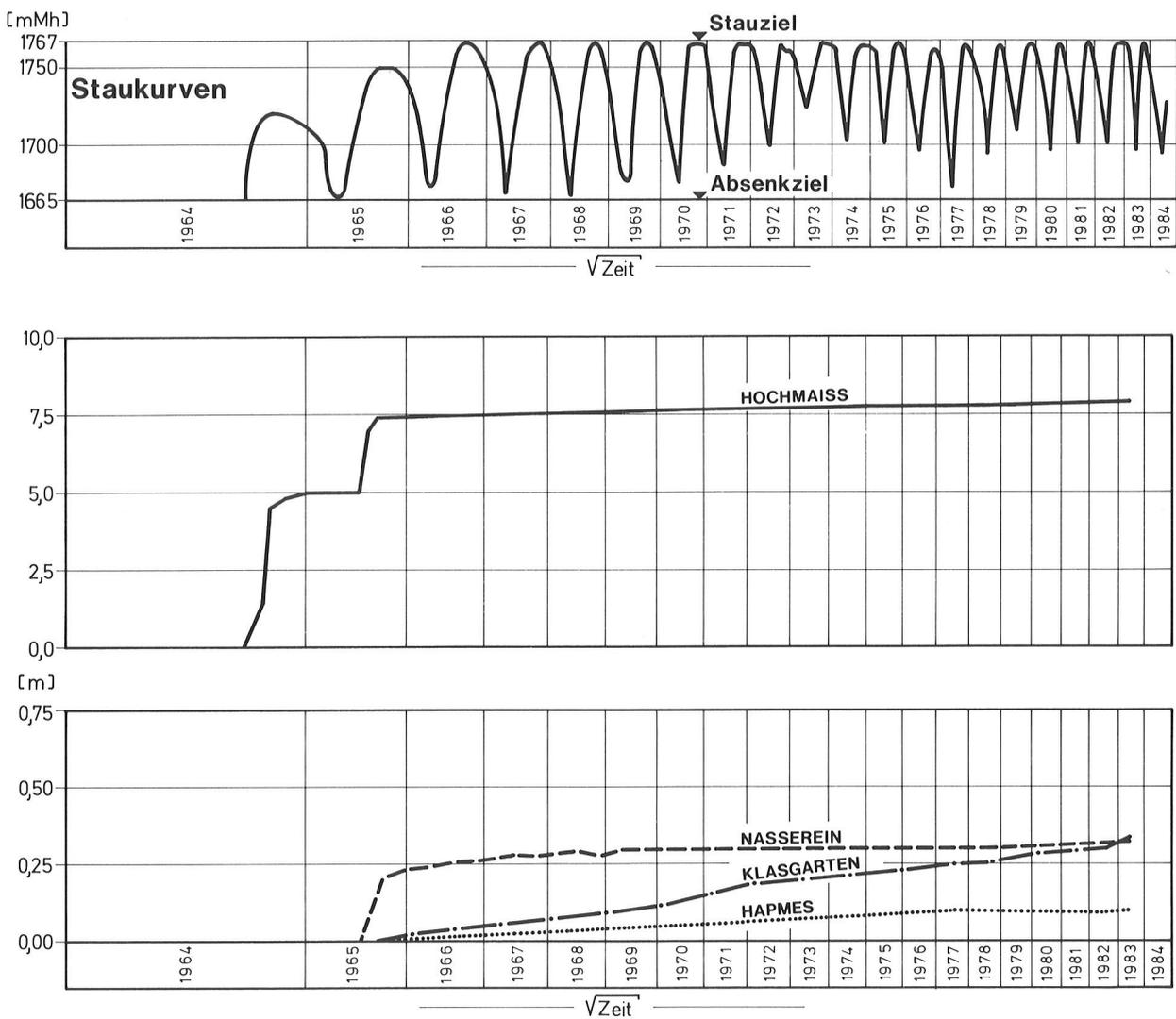


Abb. 9 Ganglinien der Setzungen der Speicherhänge - bei Stauhöhe ca. 1700 m Mh

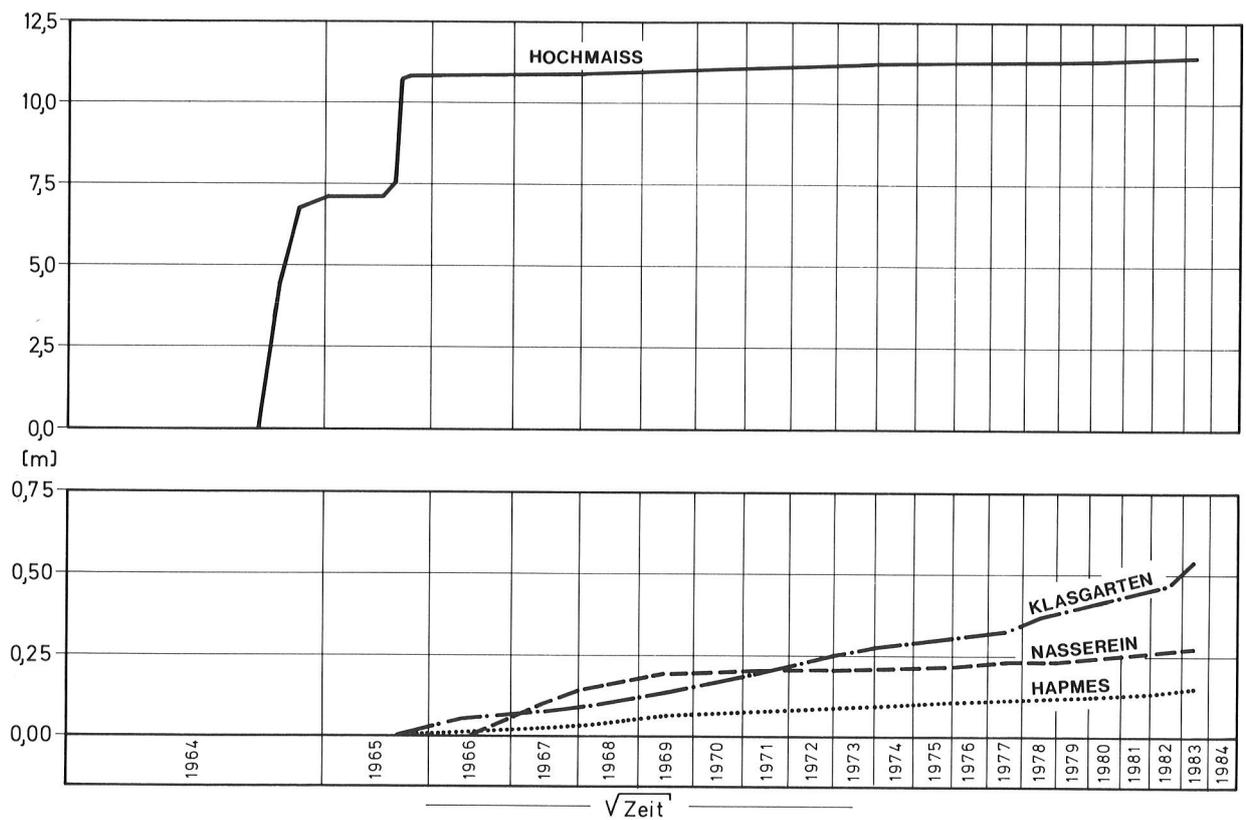
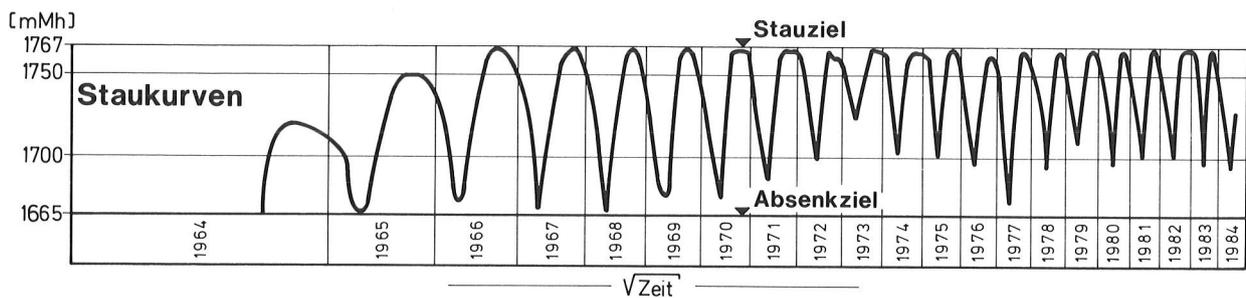


Abb. 1o Ganglinie der Horizontalverschiebungen  
der Speicherhänge - bei Stauhöhe ca. 1700 m Mh

Die Abbildungen 9 und 10 zeigen den Setzungs- bzw. Horizontalverschiebungsverlauf aus den Mittelwerten von 2 im jeweiligen Uferstraßenbereich gelegenen Meßpunkten.

Im Lageplan (Abb. 8) sind die Horizontalverschiebungen als Vektoren mit Angabe des Gesamtverschiebungswertes und Setzungswertes in Klammer für den Zeitraum 1965 bis 1983 dargestellt.

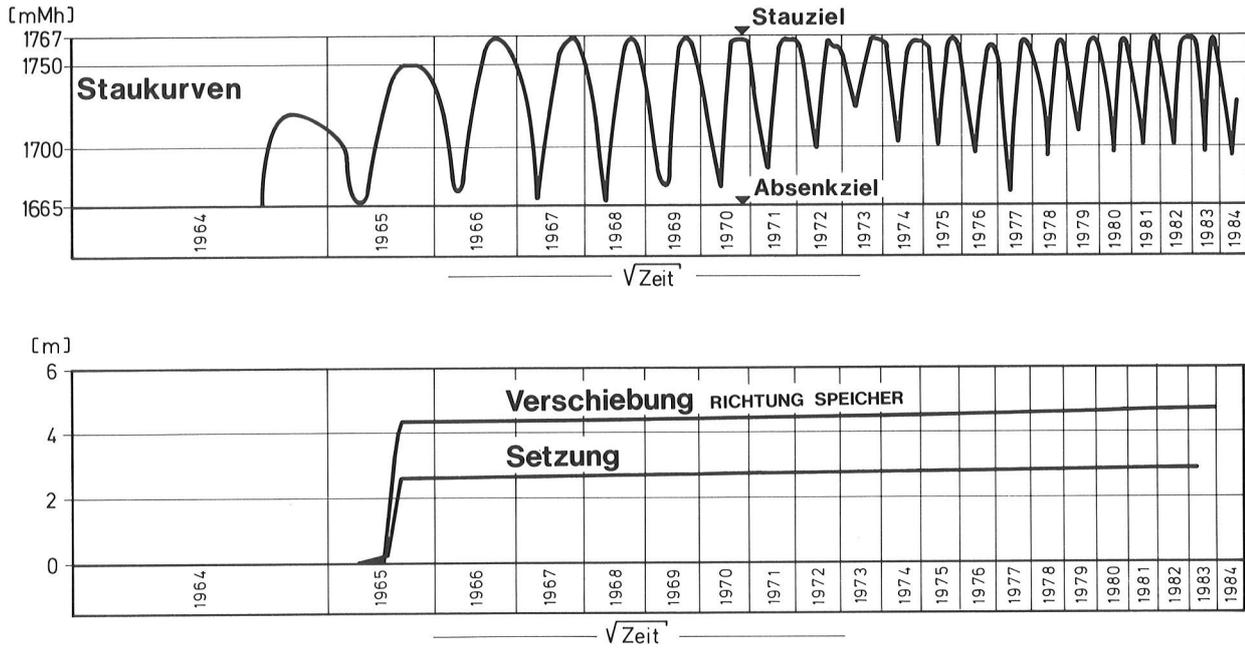


Abb. 11 Ganglinien der Horizontalverschiebung und Setzung im Sondierstollen I (Stollenbrust) - ab 1965 (Bewegungen während des ersten Teilstaus sind nicht enthalten).

Die seit Anfang 1965 durchgeführten Messungen im Sondierstollen I im Rutschungsbereich Hochmaiß (siehe Abb. 8), sind in Abbildung 11 als Ganglinien der Setzung und Horizontalverschiebung dargestellt.

Nach Abklingen der großen Bewegungen im Herbst 1965 zeigen die Setzungs- und Verschiebungsganglinien nur mehr geringe Zuwächse von ca. 2 cm pro Jahr.

Diese geringen Talzuschübe sind mit Bewegungen von steilen alpinen Hängen durchaus vergleichbar.

LITERATURHINWEIS:

Schwab, H. "Staudamm Gepatsch, Analysen zum langjährigen Verhalten", Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 31, Heft 5/6, 1979.



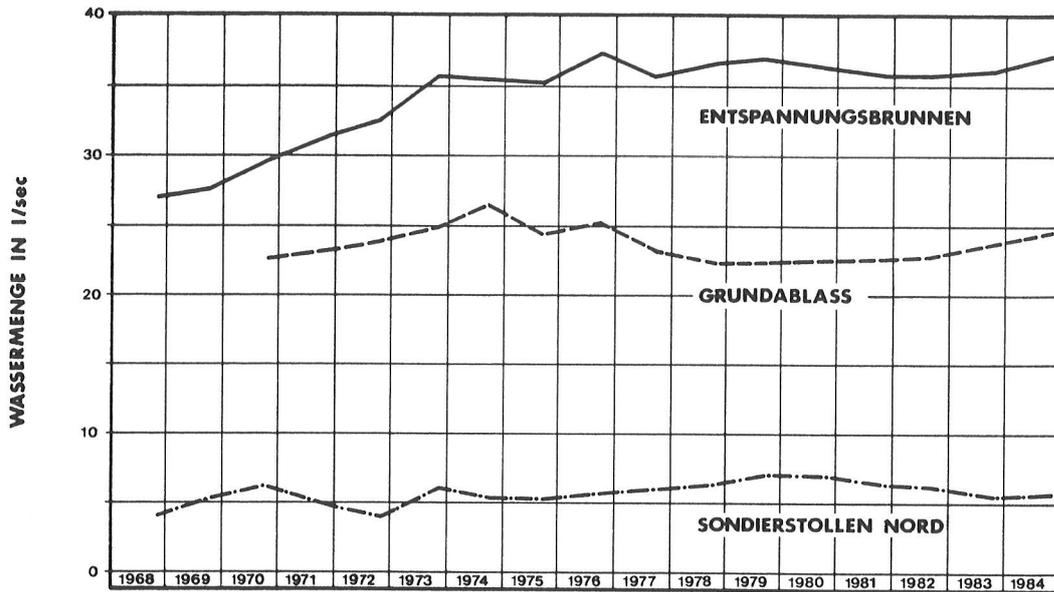


Abb. 2 Damm Durlaßboden, Wassermengen bei Vollstau

pro Jahr nur bei langsamem Abklingen (Abb. 3a). Geht man von der bereits früher entwickelten Grundgleichung für analytische Erfassung des zeitabhängigen Setzungsverhaltens

$$S_{v,t} = \frac{1}{V} \cdot \sum_{t_i=0}^{t_i=t} \Delta p \cdot b \cdot \alpha \left[ 1 - e^{-(t-t_i)/T_1} + \varphi (1 - e^{-(t-t_i)/\tau}) \right]$$

unter den vorgegebenen Belastungsänderungen ( $\Delta p$  auf die Breite  $b$ ) mit dem Einflußwert  $\alpha$  (aus der Theorie der Setzungen einer elastischen Schicht auf starrer Unterlage) aus, so ergeben sich folgende Parameter für die Charakterisierung des Untergrundes:

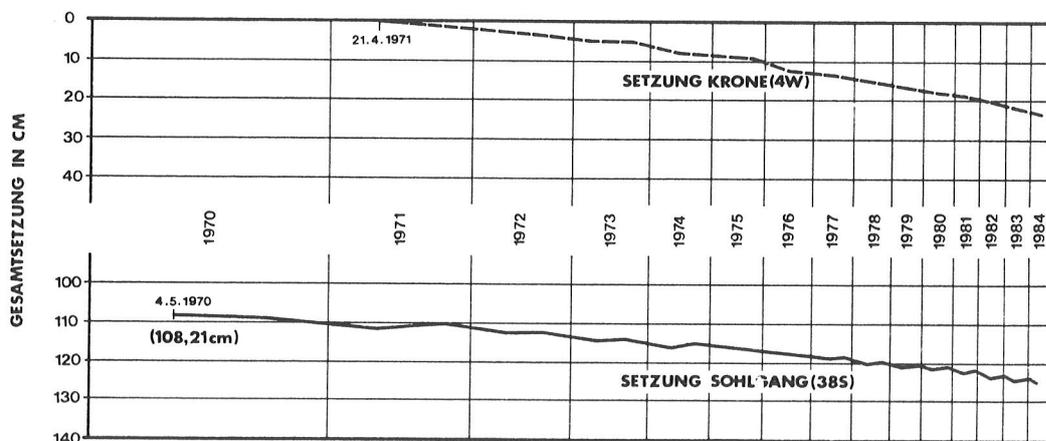


Abb. 3a Damm Durlaßboden, Setzung Sohlgang - Krone

$V = 88 \text{ N/cm}^2$  ..... mittlerer Verformungsmodul des Untergrundes  
 $\psi = 0,32$  ..... Kriechzahl  
 $T_1 = 0,75$  Monate ..... Zeiteinfluß auf die Spannungen  
 $T_2 = 120$  Monate ..... Zeiteinfluß auf die Setzungen

Demgegenüber sind die staubedingten, elastischen Vertikalbewegungen im Sohlgang mit fast 2 cm während der gesamten Betriebszeit annähernd konstant geblieben.

Die stauabhängige Amplitude der horizontalen Verschiebungen ist während der letzten 15 Jahre praktisch gleich geblieben; die unterschiedlichen Schwankungen (Abb. 3b) ergeben sich aus den verschiedenen Stauhöhen zum jeweiligen Meßzeitpunkt. Die Horizontalverschiebungen zeigen jedoch einen durchschnittlichen Verschiebungszuwachs von derzeit etwa 3 mm pro Jahr.

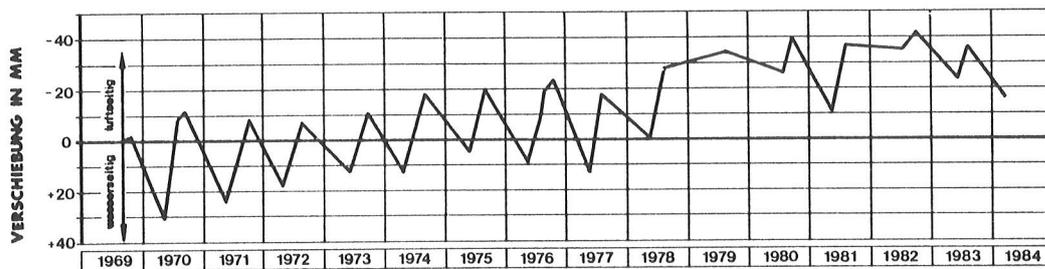


Abb. 3b Damm Durlaßboden, Horizontalverschiebungen in der Dammkrone

#### 5.2.3.2 Der Stauraum

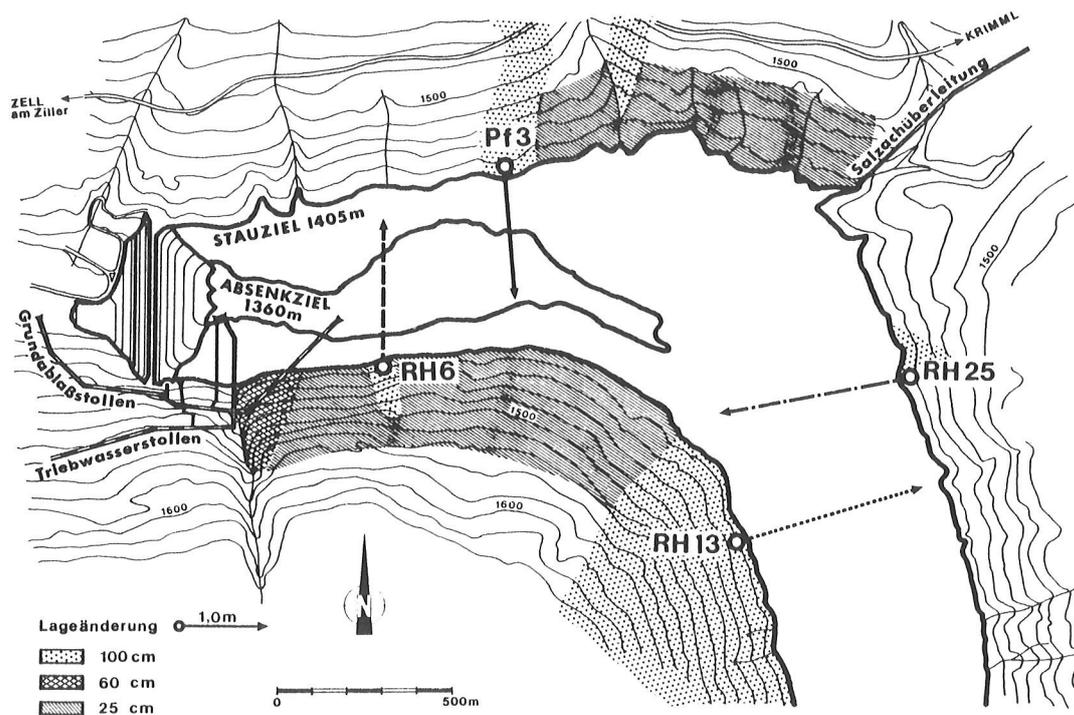


Abb. 4 Stauraum Durlaßboden, Lageplan

Der Stauraum Durlaßboden liegt im sogenannten Tauernfenster am Nordrand des Zentralgneises. Dieser Bereich wird aus unterschiedlichen Schichten der Schieferhülle, der Bündnerschiefer, hier vorwiegend aus reinen schwarzen Phylliten bis Karbonatphylliten, und schließlich grünen Quarziten aufgebaut. Die geologische und morphologische Situation hat die Frage der Standsicherheit der Stauraumhänge im Zusammenhang mit einem freizügigen Staubetrieb in den Vordergrund treten lassen. Für die Überwachung der Hangstabilität mußte daher ein großräumiges Überwachungsnetz aufgebaut werden, um allfällige Sackungen frühzeitig erkennen zu können. Im Übersichtsplan sind die Bereiche mit den größten Verschiebungen eingetragen (Abb. 4).

In Abbildung 5 ist der zeitliche Verlauf der Verschiebungen an je einem maßgebenden Punkt dieser Bereich in halblogarithmischem Maßstab dargestellt. Drei der vier Punkte zeigen ein ziemlich einheitliches Bild mit einem langsamen Abklingen der Verschiebungen, die Schwankungen der Gradienten könnten mit niederschlagsreichen und niederschlagsarmen Jahren korreliert werden. Eine Ausnahme bildet der Punkt RH 6, der als interessantes Beispiel für die Auswirkungen von nicht sachgemäß durchgeführten baulichen Maßnahmen anzusehen ist. Etwa 1970 war anlässlich der Errichtung eines Forstweges bergseitig ein Wassergraben ausgeführt worden, aus dem das Wasser bei der Schneeschmelze und bei Starkniederschlägen an einigen Stellen in den Hang einsickerte. Dies führte zu einer wesentlichen Beschleunigung der Verschiebungen, die unmittelbar nach Abdichtung dieser Einsickerungen wieder auf das ursprüngliche Maß zurückgingen (Abb. 5).

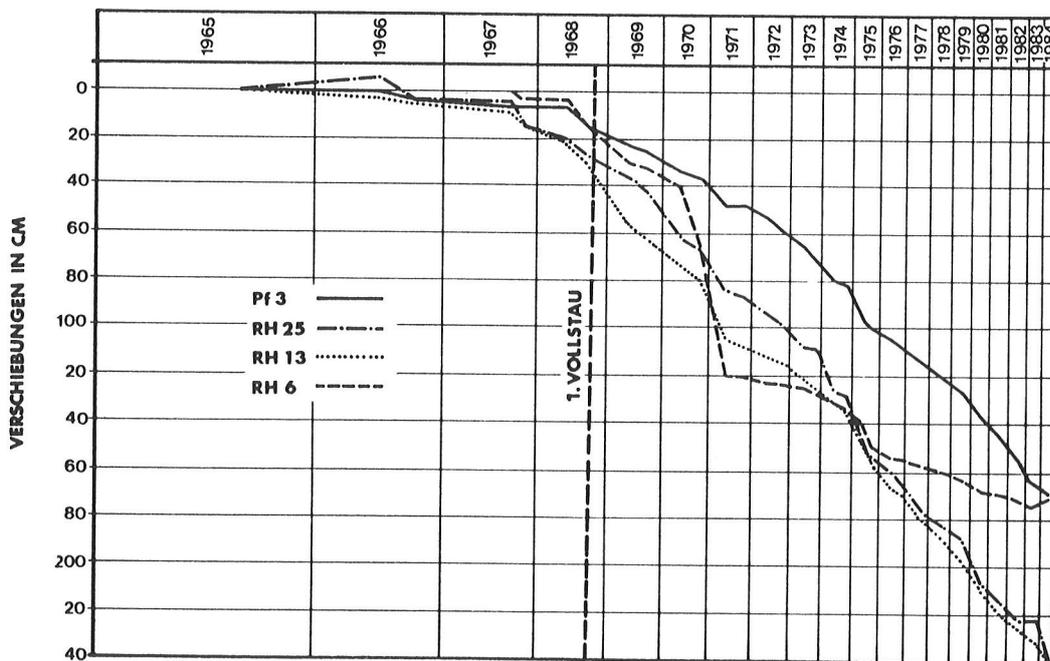


Abb. 5 Stauraum Durlaßboden, Verschiebungen der Vektoren Pf3, RH25, RH13, RH6  
Zusammenfassend kann daher festgestellt werden, daß sich die ausgeführten Maßnahmen und Überwachungseinrichtungen als zweckmäßig erwiesen haben. Die Meßergebnisse zeigen, daß die rheologischen Materialeigenschaften bei der Analyse von Verformungsmessungen von wesentlicher Bedeutung sind.

#### 5.2.4 Damm Eberlaste (44)

(R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)

Die beiden Oberstufen der Kraftwerksgruppe Zemm-Ziller arbeiten das in den Jahresspeichern Schlegeis und Zillergründl gespeicherte Wasser in den Wochenspeicher Stillupp ab, der durch den 28 m hohen Erddamm Eberlaste in den Jahren 1966 bis 1968 geschaffen wurde. Als Dichtungselement des Dammkörpers wurde ein zentraler Asphaltbetonkern von 40 bis 60 cm Stärke gewählt, der auf einer Schlitzwand aus Erdbeton aufsteht. Asphaltbetonkern und Schlitzwand konnten in die an beiden Talflanken anstehenden, steil einfallenden Felswände aus Gneis eingebunden werden. Im Talbereich konnte der Fels jedoch auch mit 100 m tiefen Bohrungen nicht erreicht werden, sodaß nicht nur der Damm auf mehr oder weniger locker gelagerte Talauffüllungen aus einer wechselnden Folge von schluffigen, sandigen und kiesigen Schichten errichtet, sondern auch die Dichtwand nicht in eine ausreichend dichte Schicht eingebunden werden konnte. Daher mußten zur Beherrschung der Unterströmung 15 Entspannungsbrunnen und zur Kontrolle des Grundwasserspiegels luftseits der Dichtwand 14 Piezometer vorgesehen werden (Abb. 1).

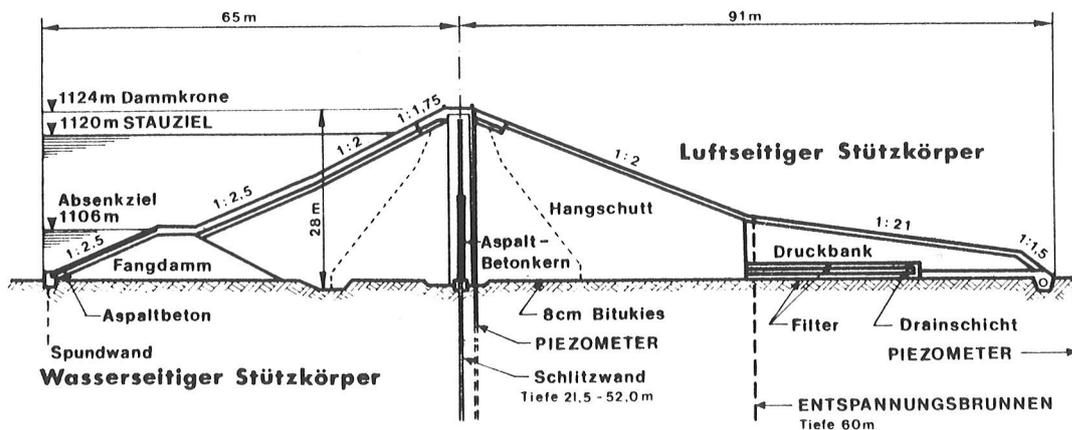


Abb. 1 Damm Eberlaste, Regelquerschnitt

Die Betriebserfahrungen beim ersten Einstau 1969 bis zum ursprünglich genehmigten Stauziel auf Höhe 1 116 m zeigten das erwartete Verhalten von Damm und Untergrund, sodaß nach Umbau der Hochwasserentlastungsanlage das Stauziel auf 1 120 m angehoben werden konnte. Die Schüttung der Entspannungsbrunnen ergab in den bisherigen Betriebsjahren eine annähernd lineare Abhängigkeit von der Stauhöhe, die maximale Schüttung bei Vollstau nahm von etwa 145 l/s anlässlich des ersten Vollstaues 1971 auf 105 l/s im Jahre 1983 ab (Abb. 2). Der Schwebstoffgehalt liegt mit 1 mg/l weit unter jenem des Wassers im Stauraum. In diesem Zeitraum ist der staubedingte Schwankungsbereich der mit den Piezometern erfaßten Wasserdrücke annähernd gleich geblieben.

Bei diesem Damm liegen geodätische Messungen nur für die Verschiebungen an der Krone vor. Die halblogarithmische Darstellung (Abb. 3a) zeigt ein langsames Abklingen der Setzungen in Talmitte, die seit Schüttende 1968 bis 1984 etwa 45 cm erreichten und damit die Notwendigkeit einer Überhöhung der Dammkrone bei der Schüttung bestätigten. Der jährliche Setzungszuwachs liegt derzeit immer noch etwas über 1 cm, der nach den Messungsergebnissen der Setzungspegel ausschließlich dem Untergrund zuzuordnen ist.

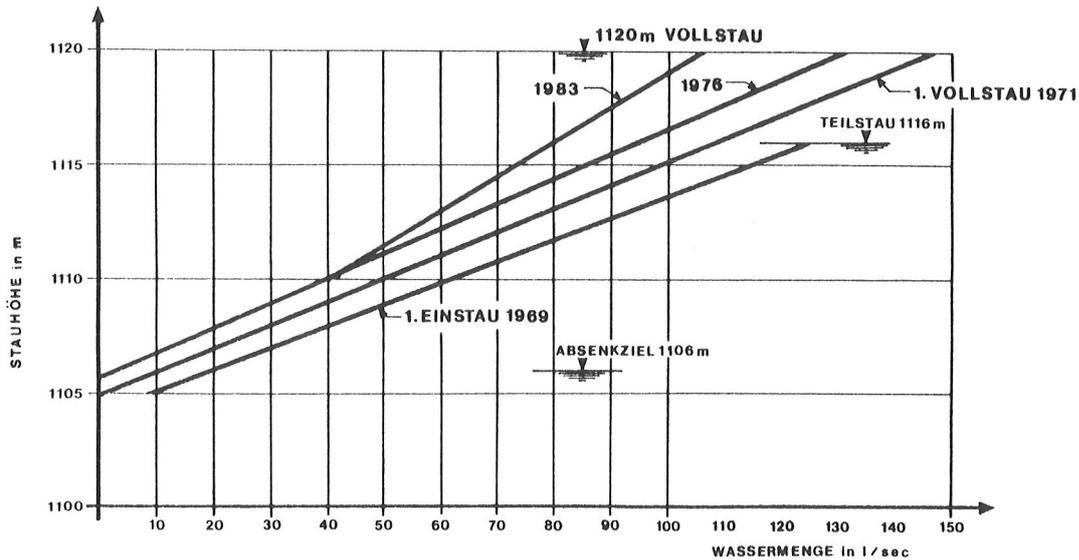


Abb. 2 Schüttung der Entspannungsbrunnen 1969, 1971, 1976 und 1983

Der Schwankungsbereich der Horizontalverschiebungen liegt in Abhängigkeit von der Stauhöhe bei etwa 3 cm (Abb. 3b), der bleibende Anteil erreicht derzeit, bezogen auf den Zeitpunkt des ersten Vollstaues, immerhin etwa 6 cm. Die jährliche Zunahme dürfte, soweit dies aus den eher seltenen geodätischen Messungen bei unterschiedlichem Stauspiegel abgeleitet werden kann, derzeit bei etwa 2 mm pro Jahr liegen.

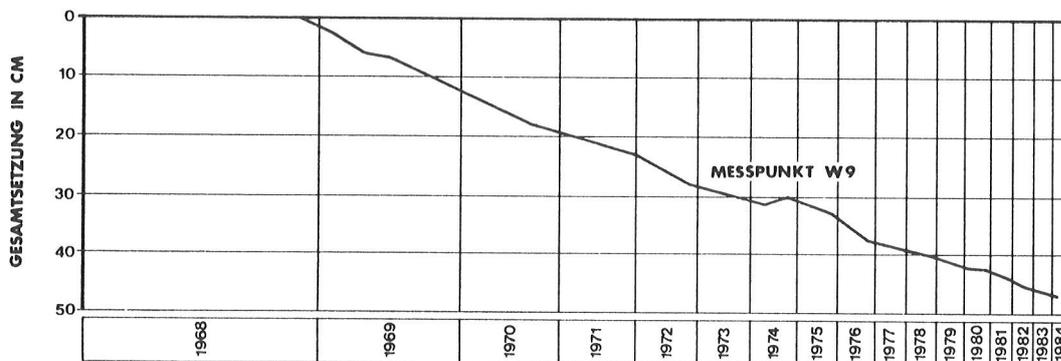


Abb. 3a Setzung der Dammkrone

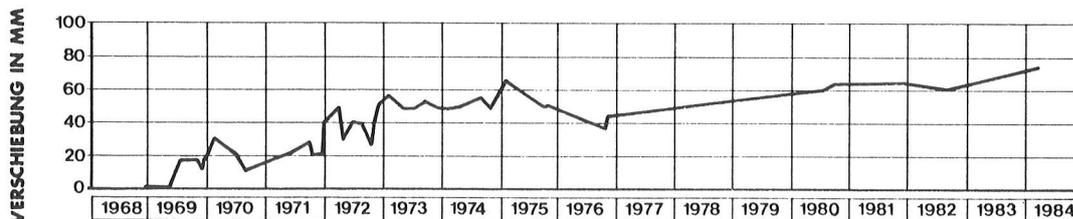


Abb. 3b Luftseitige Horizontalverschiebung der Dammkrone

Der Erddamm Eberlaste ist als interessantes Beispiel für einen Damm mit kontrollierter Unterströmung auf sehr setzungsempfindlichem Untergrund anzusehen, der sich in den bisherigen Betriebsjahren voll bewährt hat.

### 5.2.5 Speicher Wurtenalm (45)

(H. Wellacher, P. Tschernutter, F. Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)

#### 5.2.5.1 Allgemeines

Der Wurtenalmspeicher wird allgemein im Wochenrhythmus für die Wurtenstufe im Kraftwerk Innerfragant bewirtschaftet und dient gleichzeitig als Unterbecken für die Oschenikpumpstufe. Über ein Rohrleitungs- und Stollensystem werden mehrere Bäche aus dem oberen Mölltal beigeleitet. Ebenso wird das im Kraftwerk Zirknitz abgearbeitete Triebwasser der Hauptsperren Zirmsee, Großsee und Hochwurten dem Speicher zugeführt.

Zusätzlich dient der Feldsee als Fernspeicher für den Wurtenalmspeicher. Der teils aus Moräne, teils aus Steinbruchmaterial geschüttete Damm hat eine Kubatur von 265.000 m<sup>3</sup>. Der nutzbare Speicherraum beträgt 2,7 Mio m<sup>3</sup>.

#### 5.2.5.2 Wurtenalmdamm

Der in Achse 42 m hohe Wurtenalmdamm ist rechtsseitig auf einer bis 35 m starken Moräne mit großem Blockwerk, die in der Talsohle liegt, gegründet. Die linke Seite des 1969 bis 1971 errichteten und 1972 erstmals eingestauten Dammes sitzt auf festem Fels.

Als Schüttmaterial wurde im unteren Teil Moräne, im oberen im Steinbruch gewonnener Gneis verwendet.

Die Oberflächendichtung aus Asphaltbeton wurde entsprechend den Erfahrungen zu Beginn der Siebzigerjahre mit zweilagiger Dichthaut auf einer Binderschicht ausgeführt. Zusätzlich erfolgte die Schüttung einer Bremszone mit dazwischenliegender Entspannungsschicht.

Den Übergang zwischen der Oberflächendichtung und dem fünfreihigen Injektionsschleier in der Moräne bis zum Fels bildet eine Stahlbetonherdmauer. Im orographisch linken Dammbereich erfolgte die Untergrunddichtung im Fels mit einem einreihigen Zementinjektionsschleier.



Abb.1 Wurtenalmdamm - Sommer 1984

### Meßeinrichtungen

Das Verformungsverhalten des Dammes wird an sechs Alignment- und Nivellementpunkten auf der Krone und an fünf Nivellementpunkten an der Luftseite über einen Pfeiler und sechs Höhenbolzen beobachtet. Zur Erfassung der inneren Verformungen stehen vier Horizontalpegel zur Verfügung, wovon zwei übereinander im Hauptprofil B angeordnet wurden.

Die Horizontalpegel wurden ursprünglich mit Seilzügen ausgerüstet, die sich jedoch langfristig nicht bewährt haben und daher durch Kunststoffschubstangen ersetzt wurden.

Am luftseitigen Dammfuß erfaßt eine mit Alarmauslösung versehene Summenmeßstelle die Sickerwässer. Wie bereits bei den anderen Sperren erwähnt, wird diese Meßstelle als wichtigster Indikator für das Verhalten des Dammes derzeit ins Fernüberwachungssystem eingebunden.

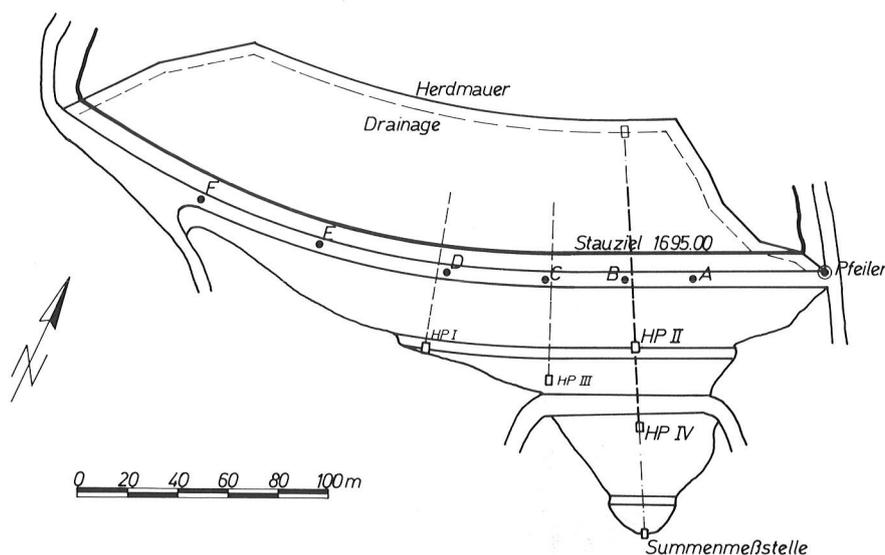


Abb.2 Wurtenalmdamm - Meßeinrichtungen

### Auswertung der Beobachtungen

Die Horizontalpegel wurden bereits teilweise während der Bauzeit des Dammes beobachtet und ausgewertet. Zusammenhängende Ergebnisse liegen ebenso wie für die Oberflächenmeßpunkte und die Sickerwassersummenmeßstelle ab dem Jahre 1972 vor. Geodätische Messungen der Oberfläche und Sonden- bzw. Schlauchwaagenmessungen in den Horizontalpegeln werden wegen des stabilen Verhaltens des Dammes bzw. der relativ geringen Sperrenhöhe einmal pro Jahr durchgeführt. Die Sickerwassermessung erfolgt einmal wöchentlich.

### Verformungen

Die Kronensetzungen verlaufen nach 13 Betriebsjahren sehr gleichmäßig und nahezu unabhängig von der Stauspiegellage. Im Hauptprofil B nehmen sie derzeit maximal etwa 1 - 2 mm pro Jahr zu. Mit 3,2 cm insgesamt hat sich der Damm bezogen auf die größte Dammhöhe seit Fertigstellung um etwa 1 % gesetzt. Dabei wurden nach den ersten drei bis vier Betriebsjahren für denselben Kronenmeßpunkt etwa 2 cm oder 0,5 % gemessen. Es sei darauf hingewiesen, daß der Damm im Profil B auf Fels und im Profil D auf Moräne gegründet ist.

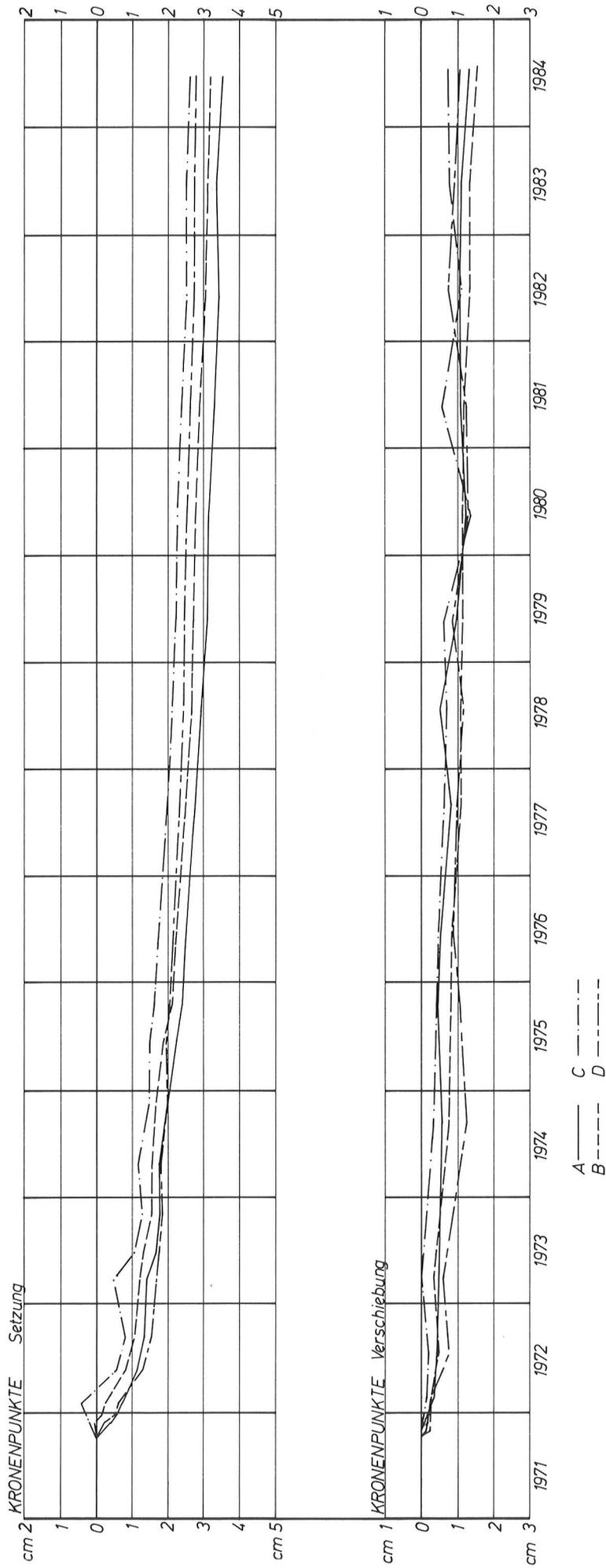


Abb.3 Wurtenalmdamm - Kronenverformungen

In den ersten Betriebsjahren traten im Profil D stärkere Setzungen als im Profil B auf; die Gesamtsetzungen sind derzeit mit etwa 2,8 cm geringer. Die Dammaufschüttung erreicht in D etwa 20 m Höhe, die Felsoberkante liegt in einer Tiefe von etwa 45 m unter der Krone.

Ähnlich wie bei den Setzungen hat sich auch die Krone im Punkt D horizontal in den ersten Jahren geringfügig stärker gegen die Luftseite verschoben als im Punkt B. Während für die sehr steife Schüttung auf Felsuntergrund die Verformungen zufolge wechselnder Staubelastung kaum mehr erkennbar sind, ergeben sich für die Schüttung auf Moränenuntergrund elastische Anteile bis etwa 6 mm. Die Gesamtverschiebung für den Kronenpunkt B ist in Abb.3 dargestellt und beträgt 1,6 cm.

Am Horizontalpegel II - in einer Tiefe von etwa 16 m unter der Dammkrone situiert - wurden die größten Setzungen im Damminneren mit etwa 14 cm gemessen. An der in der Mitte des Dammes deutlich ausgeprägten Setzungsmulde (Station 24) schwanken die gemessenen Werte innerhalb der letzten 10 Jahre zwischen etwa 10 und 14 cm. Die Bestimmung des elastischen Anteiles ist bei den Schlauchwaagenmessungen aufgrund der erzielbaren Genauigkeit und der geringen Anzahl von Messungen je Betriebsjahr schwierig. Die Ergebnisse für die Horizontalpegel I und III entsprechen grundsätzlich jenen der Pegel II und IV (Abb.4); es treten geringere Setzungen auf.

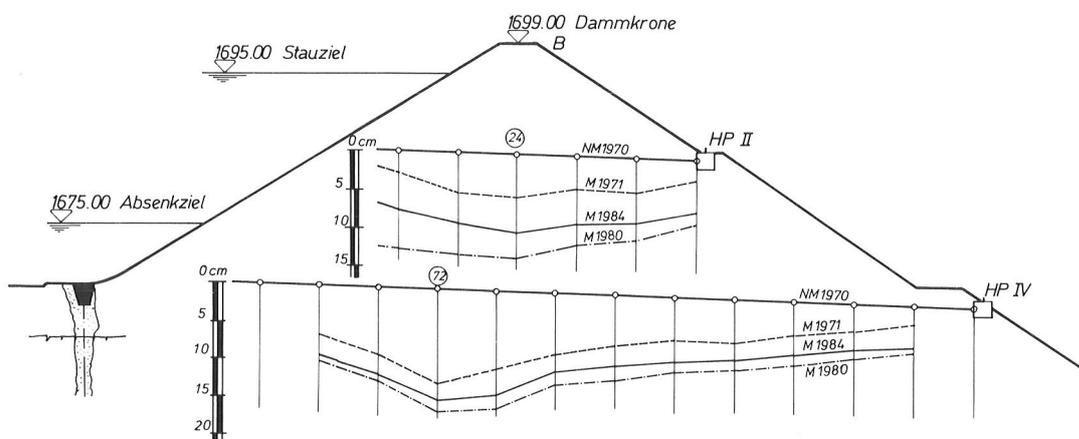


Abb.4 Wurtenalmdamm - Horizontalpegelsetzungen

#### Sickerwasser

Beim Ersteinstau im Jahre 1972 traten bei hohen Staulagen größere Sickerwässer bis etwa 28 l/s auf. In der Folge wurde der Injektionsschleier verdichtet, wodurch die Sickerwasserverluste stark zurückgingen. Im Normalfall stellen Sickerwassermengen von 3 l/s die obere Grenze dar. Bei Niederschlägen können diese Werte beeinflusst werden und kurzzeitig auf etwa das Doppelte ansteigen (Abb.5).

#### Verhalten von Asphaltoberflächendichtungen im Hochgebirge

Die Erfahrungen mit und das Verhalten von Asphalt dichtungen im Hochgebirge wird generell unter Punkt 5.2.6.23 - Oschenikseedamm - behandelt.

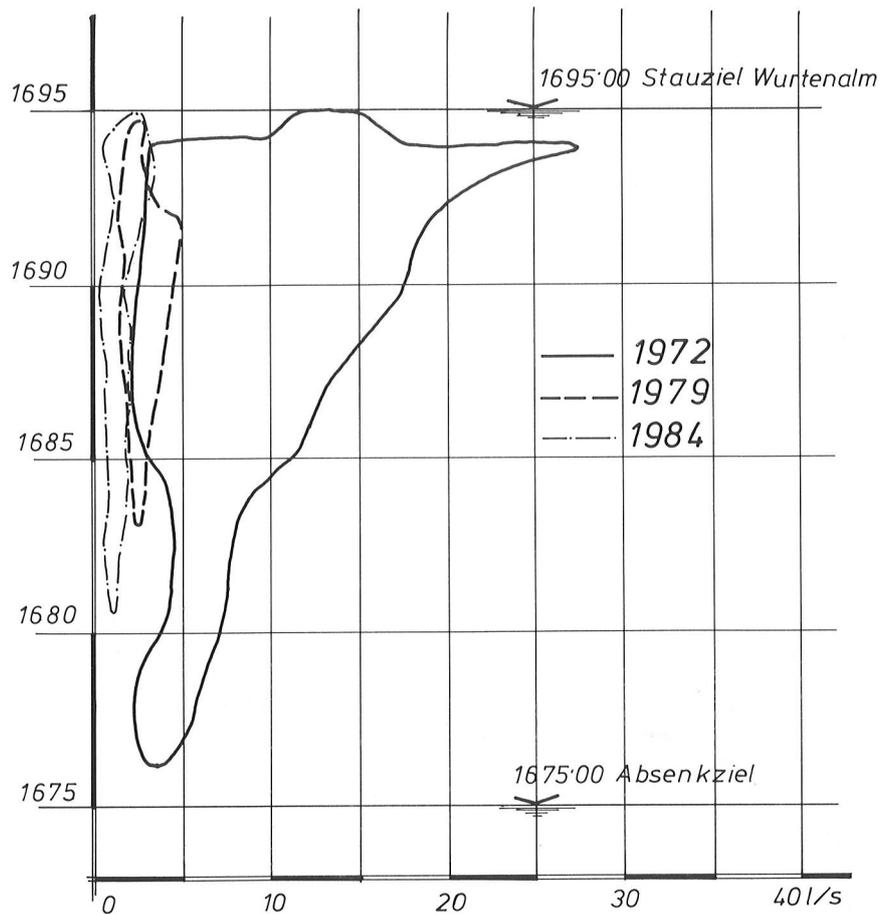


Abb.5 Wurtenalmdamm - Sickerwasserverluste

#### 5.2.5.3 Stauraumhänge

An den Stauraumhängen sind sowohl während des Ersteinstaues als auch in den nachfolgenden Stauperioden keine Hanggleitungen aufgetreten.

#### LITERATUR

- Kießling, H. Planung und Ausführung der Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, 22. Jahrgang (1969), Heft 10, Wien
- Kießling, H. Die Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Wasserwirtschaft Sonderdruck, 31. Jahrgang (1979), Heft 5/6, Wien
- Litscher, H., Weiss, E.H. Die Geologie der Talsperren Österreichs, Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, Heft 29, 1985, Wien
- Partl, R. Statistik 1977 der großen Talsperren und Flußstauwerke Österreichs, Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, Heft 24, 1977, Wien
- Wellacher, H., Tschernutter, P., Neuschitzer, F. Rockfill dams in high mountain region in Carinthia, Materials for Dams 1984, Water Power post conference transcribed proceedings, London 1985

#### 5.2.6\_Speicher\_Oscheniksee\_(49)\_

(H.Wellacher, P.Tschernutter, F.Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)

##### 5.2.6.1\_Allgemeines\_

Der durch eine Seeschwelle auf etwa 2330 m gebildete natürliche Große Oscheniksee mit der enormen Tiefe von 110 m und dem natürlichen Inhalt von etwa 10 Mio m<sup>3</sup> wurde in vier Ausbautappen um etwa 60 m erhöht und ist seit seiner Fertigstellung im Jahre 1979 der Hauptspeicher der Kraftwerksgruppe Fragant.

Die geologische Entstehung der Seewanne wird als tektonischer Senkungstreifen gedeutet, der später durch die eiszeitlichen Verformungen sowie der physikalischen Verwitterung seine jetzige Form erhielt.

Die Füllung des Speichers mit 33 Millionen m<sup>3</sup> Inhalt und einem Stauziel auf 2391,0 m ü.A. erfolgt überwiegend durch Pumpung des Wassers aus tieferliegenden Horizonten über das Kraftwerk Innerfragant und aus dem 1,7 km<sup>2</sup> großen eigenen Einzugsgebiet. Der Jahresspeicher wird zwischen Stau- und Absenkziel mit 146 m Höhenunterschied bewirtschaftet.



Abb.1 Oschenikseedamm - Sommer 1984

##### 5.2.6.2\_Oschenikseedamm\_

Die Seeschwelle, auf der der Damm errichtet wurde, ist im Bereich des Erst- und Zweitausbaues teilweise von einer maximal 12 m mächtigen, blockreichen Moräne überlagert. Die Schüttung der ersten zwei Ausbautappen auf 2351 bzw. 2358 m ü.A. erfolgte zunächst mit Moränenmaterial und darüber mit Steinbruchmaterial. Die Dammschüttkubatur des 1973 fertiggestellten Zweitausbaues betrug 260.000 m<sup>3</sup>.

In der dritten Ausbaustufe - in den Jahren 1974 bis 1976 errichtet - wurde der Speicherinhalt auf 25,1 Mio m<sup>3</sup> und die Dammkrone auf 2378,00 m erhöht. Geschüttet wurde ausschließlich mit im zukünftigen Stauraum gewonnenem Steinbruchmaterial. Im Zuge des 1979 fertiggestellten Letztausbaues mußte der in der Aufstandsfläche des

Dammes liegende natürliche Kleine Oscheniksee ausgepumpt werden. 30.000 m<sup>3</sup> Schlamm wurden unter Zugabe von Wasser über den bestehenden Damm in den Totraum des Oschenikseespeichers gepumpt. Die Schüttung des Dammfußes für den vierten Ausbau erfolgte bis zu einer Höhe von 2337 m mit Möränenmaterial. Darüber wurde Steinbruchmaterial verwendet. Die gesamte Dammkubatur beträgt 2,3 Millionen m<sup>3</sup>.

Entsprechend dem Ettapenausbau wurde eine einlagige Asphaltoberflächendichtung ausgeführt, die auf einem mindestens 50 cm starken Sand-Kies-Filter, einer daraufliegenden etwa 10 cm starken Feinplanie und einem Asphaltbinder liegt. Im unteren Bereich kam bis zur Höhe 2358,0 m im Jahre 1983 nach dem Abfräsen der bestehenden Dichtlage eine zweite im Mittel 9 cm starke Dichtung zur Ausführung. Den Übergang zum einreihigen Zementinjektionsschleier im Untergrund bildet eine bekriechbare Betonherdmauer.

#### Entwurfsgrundlagen

Das Verformungsverhalten des Endausbaues wird an insgesamt 6 Horizontalpegeln, 10 Alignment- und Nivellementpunkten auf der Dammkrone und 51 Oberflächenmeßpunkten an der Luftseite beobachtet. Im Hauptprofil F liegen 3 Horizontalpegel übereinander, wobei der mittlere auf einer Höhe von 2352,50 m etwa 100 m lang ist. Die Oberflächenpunkte werden von 3 Meßpfeilern und 14 Höhenfestpunkten auf Setzung und Verschiebung beobachtet. Zusätzlich wird über den Kronenpunkt F und über mehrere im Gelände liegende Meßpunkte eine Dreiecks- bzw. Distanzmessung durchgeführt.

Im dritten Ausbau standen lediglich Meßpunkte an der Dammkrone zur Verfügung.

Die Sickerwasserbeobachtung erfolgt getrennt aus der rechten und linken Dammhälfte und an der Summenmeßstelle 1 im Grundablaßstollen, die mit drei Alarmgebern ausgerüstet ist und derzeit für eine Fernüberwachung adaptiert wird.

Am luftseitigen Dammfuß ist ferner eine zweite Summenmeßstelle, die Teile der Aufstandsflächen im Bereich des leergepumpten Kleinen Oscheniksee und nahe Oberflächenregionen miterfaßt, angeordnet. Im weiteren Umfeld werden vor allem in tiefer liegenden Horizonten periodisch einzelne Quellen zur Erfassung eventueller Undichtheiten der Seewanne gemessen.

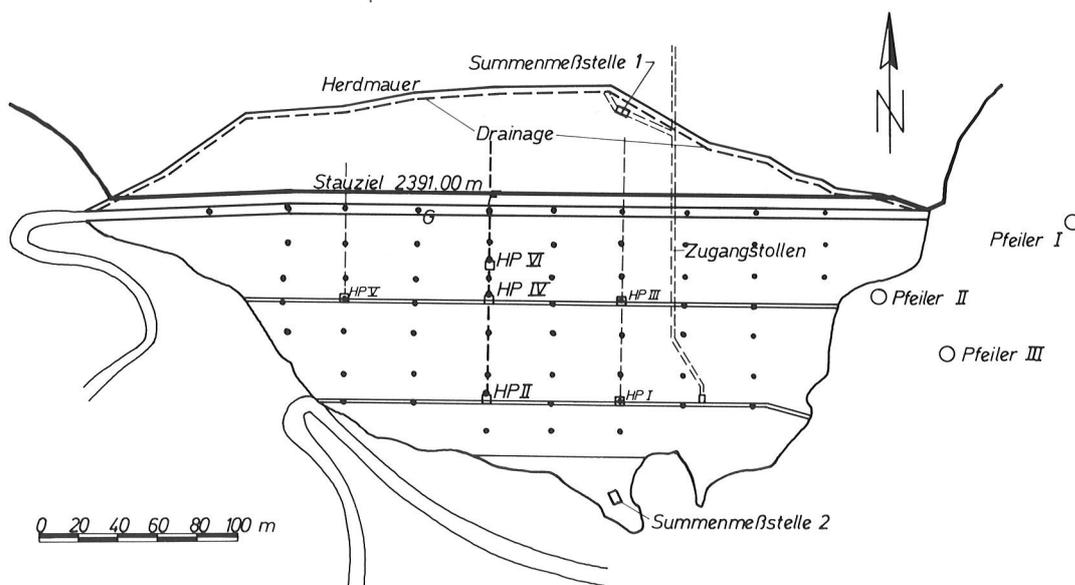


Abb.2 Meßeinrichtungen Oschenikseedamm

### Auswertung der Beobachtungen

Die Meßergebnisse des im Jahre 1979 fertiggestellten Oschenikseedammes reichen bis in das Jahr 1974 zurück, in dem das erste Mal der Spiegel des natürlichen Sees überschritten wurde.

Nach der Installation der Horizontalpegel im Dritt- und Endausbau erfolgte die Beobachtung der Verformungen gemäß einem Meßprogramm, welches eine Messung bei tiefer und eine bei hoher Seespiegellage vorsieht.

Dasselbe gilt auch für die geodätische Beobachtung von Kronen- und Oberflächenpunkten. Wegen der großen Anzahl an Meßpunkten werden derzeit nur mehr Hauptpunkte zweimal pro Jahr eingemessen.

Die Stauspiegelschwankungen werden kontinuierlich aufgezeichnet, die Sickerwässer in der Regel einmal pro Woche. Eine automatische Übertragung der Summenmeßstelle 1 bis nach Klagenfurt ist für die kommenden Stauperioden vorgesehen.

### Verformungen

Nach der Fertigstellung des Endausbaues hat sich die Krone maximal im Hauptschnitt F um 17,1 cm gesetzt. Bezogen auf die Dammhöhe in Achse - etwa 80 m in diesem Profil - würde dies einer Setzung von 2,2 ‰ entsprechen. Diese Größe dürfte das Setzungsverhalten jedoch verzerren, da ein Teil der Schüttung bereits im Drittausbau vorbelastet war und somit Teilsetzungen vorweggenommen wurden.

Wie aus Abb.3 ersichtlich, klingen die Oberflächenverformungen in den letzten Betriebsjahren bereits deutlich ab. So nimmt die Setzung etwa im Kronenpunkt F nur mehr etwa 1 - 2 mm pro Jahr zu. Die Hauptsetzungen sind zweifelsohne in den ersten beiden Jahren nach der Fertigstellung aufgetreten. Für den Drittausbau wurden ab 1976 an der Kronensetzung etwa dieselben zeitabhängigen Setzungsgradienten gemessen.

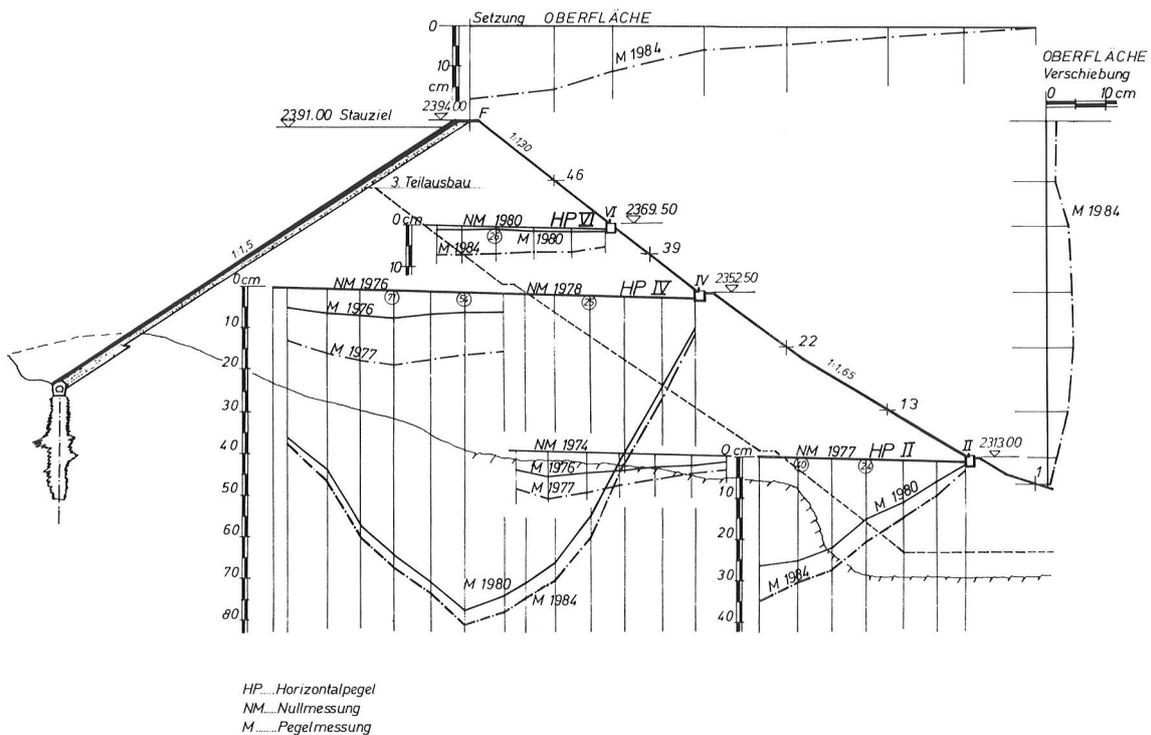


Abb.3 Verformungen Oschenikseedamm

Die Setzungsverteilung über den Dammschnitt selbst ist in Abb.4 dargestellt. Es ergibt sich ein durchaus ähnliches Bild für alle etappenweise errichteten Dämme. Lediglich die absoluten Größen der Verformungen variieren stärker und zwar abhängig von Sperrhöhe, Untergrundbeschaffenheit und Schüttmaterialeigenschaften. Für den Oschenikseedamm ergeben sich aufgrund des gewählten Dammbaukonzeptes mit Oberflächendichtung nur geringe elastische Setzungs- und Hebungsanteile.

Die Horizontalverschiebung der Dammkrone ist zunächst durch die Eigenschaft charakterisiert, daß sich die rechte Dammschulter bei Einstau gegen die Wasserseite verschiebt und erst bei Hochstauanlagen gegen die Luftseite verformt. In Dammschnittprofil F tritt diese Erscheinung nicht auf, hier werden zufolge Einstau nur Verschiebungen zur Luftseite hin gemessen.

Die Langzeitdarstellung von Verschiebungen einiger ausgesuchter Oberflächenmeßstellen ergibt für den Kronenpunkt F ein eindeutiges elastisches Verhalten zufolge Staubeinwirkung in einer Größenordnung von etwa 1 cm. An plastischen Deformationen sind bisher etwa 0,8 cm aufgetreten. Ein anderes Verhalten zeigen die Oberflächenpunkte in tiefer liegenden Horizonten auf. Stellvertretend dafür seien etwa die Ergebnisse der Meßstellen an den Horizontalpegeln IV und II erwähnt, die praktisch nur mehr einen sehr kleinen oder überhaupt keinen elastischen Anteil mehr aufweisen.

Der Meßpunkt am Horizontalpegel IV (etwa in halber Dammhöhe) hat sich daher überwiegend plastisch um etwas mehr als 4 cm gegen die Luftseite verschoben, während der auf Niveau 2313 m liegende Festpunkt II eine plastische Verschiebung von 1,5 cm mitgemacht hat. Sowohl zu den Verschiebungen der Kronen- als auch der Oberflächenpunkte sei bemerkt, daß sie in den letzten Betriebsjahren merkbar abgeklungen sind. Die äußerst geringen elastischen Anteile sind vor allem auf ausgezeichnete Gründungsverhältnisse, sehr gutes Schüttmaterial mit großer Homogenität und beste Verdichtung zurückzuführen.

Die an den Horizontalpegeln gemessenen Setzungen im Dammbereich zeigen vor allem für den Horizontalpegel IV eine deutlich ausgeprägte Setzungsmulde mit Maximalwerten von etwas mehr als 80 cm.

Bezogen auf die Schüttungshöhe von etwa 40 m über der Aufstandsfläche entspricht dies einer Setzung von etwa 2 %. Für die HP II und IV wurden auch die Ergebnisse der Messungen des dritten Teilausbaues dargestellt. Wie aus Abb. 4 ersichtlich, sind für einige ausgesuchte Pegelplatten die Setzungen bereits weitgehend abgeklungen. Die Bestimmung des reinen elastischen Anteiles ist wegen der systembedingten Genauigkeit der Schlauchwaagen, sonstiger Einflüsse und der geringen Anzahl von Messungen je Stausaison, schwierig. Für die drei nicht dargestellten und erläuterten Horizontalpegel I, III und V gilt sinngemäß dasselbe.

#### Sickerwasser

Die in Abb.4 von der Stauhöhe abhängig dargestellten Sickerwasserlinien der Summenmeßstelle 1 zeigen folgende Tendenz:

Während der Nutzung des zweiten Ausbaues (1975/76) lagen die Höchstwerte bei Vollstau 2355 m ü.A. um etwa 2 l/s; im Drittausbau bei höherem Stauziel auf 2375 m ü.A. traten Durchtritte von maximal etwa 5 l/s auf. Im Zuge des ersten Einstaues des Letztausbaues (1979) stiegen die Sickerwassermengen bei Vollstau auf 18 l/s an. In den bis 1982 nachfolgenden Stauperioden waren vermutlich durch Selbstdichtungseffekte Abnahmen der Spitzenwerte auf knapp über 6 l/s zu ver-

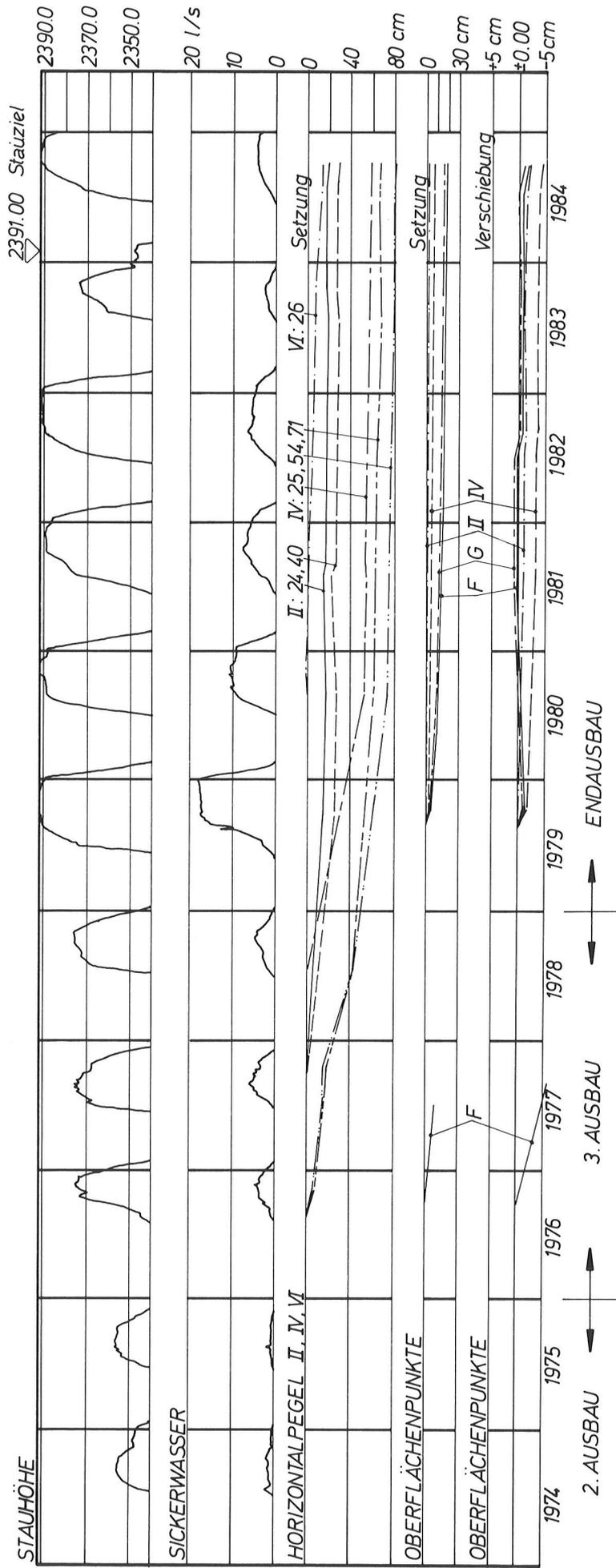


Abb.4 Oschenikseedamm - Staupiegel - und Sickerwasserverlauf, Horizontalpegel - und Oberflächenverformungen

zeichnen. 1983 wurde wie bereits erwähnt im unteren Dammbereich eine zweite zusätzliche Asphaltlage aufgebracht. Als Folge ging in der Stauperiode 1984 das Sickerwasser auf maximal 4,5 l/s zurück.

#### Verhalten von Asphaltoberflächendichtungen im Hochgebirge

Von der Kärntner Elektrizitäts-AG wurden seit Beginn der 70er Jahre eine Reihe von Ausgleichsbecken und hochalpinen Speichern mit Asphaltoberflächendichtungen versehen. Anfangs kamen bei den Ausgleichsbecken (Haselstein 1967, Innerfagant 1966) und beim Wurtenalmdamm (1971) noch zweilagige Dichtungen ohne Zwischendrainschichte auf einem Asphaltbinder zur Ausführung. Die hochgelegenen Speicher Großsee (1974 bzw. 1980), Hochwurten (1974 bzw. 1980), Oscheniksee (1971, 1972, 1976, 1978) und Feldsee hatten ursprünglich einlagige Dichtungen von im Mittel etwa 10 cm Stärke. In den letzten drei Jahren wurden alle Asphalt-dichtungen einer intensiven Kontrolle unterzogen und teils lokale Sanierungen durchgeführt bzw. die bestehenden Dichtungen 2 - 3 cm flächig abgefräst und eine neue Dichtlage aufgebracht.

Die Überprüfung der bestehenden Decken erfolgte zunächst zerstörungsfrei mittels Isotopsonden, zusätzlich wurden Bohrkerne entnommen und im Labor untersucht. Weiters wurden an Schadstellen Aushackstücke entnommen und ebenfalls labormäßig untersucht. Neben dem Hohlraumgehalt, der Mischgutzusammensetzung und dem Bitumengehalt wurden vor allem Alterungsuntersuchungen durchgeführt.

Im Zuge der genaueren Überprüfung mußten folgende wesentliche Schadensarten festgestellt werden:

- Entlang der scharfen Innenkanten von Betonherdmauern bzw. Einlaufbauwerken entstanden durch langzeitige differentielle Setzungen des Unterbaues, Bitumenverhärtungen und Kerbwirkungen Risse im Asphalt, die oft durch die gesamte Dicht- und Tragschichte durchgingen.

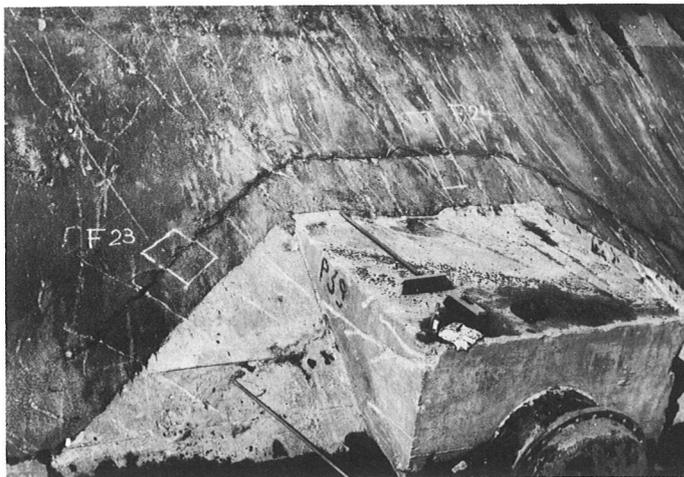


Abb.5 Setzungs- und Scherrisse

- Risse im Kronenbereich in Falllinie oder nahezu waagrecht bis einige Meter unter Stauziel. Diese Schadstellen traten vermehrt in der Nähe von Bahnfugen bzw. Tagesnähnten auf und werden durch die raschere Alterung der nicht bzw. nur selten eingestauten Flächen verursacht. Zusätzlich wirken dort auch die raschen und häufigen Temperaturwechsel. Eine dauerhafte Sanierung dieser Schäden ist schwer möglich. Diese Stellen müssen alle 2 - 4 Jahre nachgearbeitet werden. Ein weiteres Problem stellen die beim Einbau entstehenden Walzrisse dar, da sie sich langfristig durch mechanische Angriffe vergrößern und die Ränder ausbrechen.

spruchung bei tiefen Temperaturen erwähnt werden. Eine Reihe von Untersuchungen an älteren Asphaltdecken zeigt, daß sowohl die Eigenschaften des Bitumens selbst beim bzw. vor dem Einbau und die gewählten Misch- und Einbautemperaturen sowie die Einbautechnik sehr entscheidend sind. Als Indikator der Versprödung wird hauptsächlich die Abnahme der Penetration und die Zunahme des Erweichungspunktes mit Ring und Kugel angesehen. In Abb.10 ist der relativ große Streuungsbereich der Versuchsergebnisse der Proben dargestellt.

Grundsätzlich kann festgestellt werden, daß aus einem Einbaurohbitumen der Güte B 70 bis B 80 nach entsprechender Lebensdauer etwa ein Bitumen der Güte B 40 entsteht, d.h. daß im Laufe der Zeit eine Verschlechterung der für die Lebensdauer maßgebenden Eigenschaften auftritt. Dazu sei erwähnt, daß die ersten Asphaltdecken mit weicherem Bitumen (etwa B 100), niederen Mischtemperaturen und Mischanlagen vor Ort ausgeführt wurden.

In Abb.10 wurden bewußt Ergebnisse neuer Decken (Zirmseedamm 1982 bzw. 1983) aufgenommen, um zu zeigen, daß bei älteren Dichtungen (Hochwurten 1974, Großsee 1974 oder Wurtenalm 1971 bzw. Innerfragant 1966) die Penetration in derselben Größenordnung liegt. Für den Zirmseedamm betrug beim Rohbitumen B 80 die Penetration im Mittel 75,5/10 mm und 46°C für den Erweichungspunkt. Die Penetration ist beim Mischvorgang und beim Einbau auf etwa 34 - 47/10 mm zurückgegangen, der Erweichungspunkt auf etwa 50 - 56°C angestiegen. Dies bedeutet, daß allein bei der Verarbeitung ein Güteverlust um eine Klasse auf etwa B 40 eingetreten ist. Aus diesem Grunde muß auf die Auswahl der Bitumensorten besonderes Augenmerk gerichtet werden. Sehr hohe Mischtemperaturen wirken sich nachteilig auf die Alterungsbeständigkeit bzw. Versprödung des Dichtbelages aus. Zu den Ergebnissen alter Decken sei bemerkt, daß hier teils bessere Bitumensorten verwendet wurden, wobei jedoch aufgrund des geringen Datenmaterials eine genauere Spezifikation der Ausgangswerte nicht möglich war. Generell kann festgestellt werden, daß die Versprödung des Bitumens durch Erstverarbeitung und Einbau bei weitem die in den ersten zehn Jahren auftretenden Alterungserscheinungen übertreffen. Die Erweichungszunahme (mit Ring und Kugel) erscheint als Langzeiteffekt sekundär.

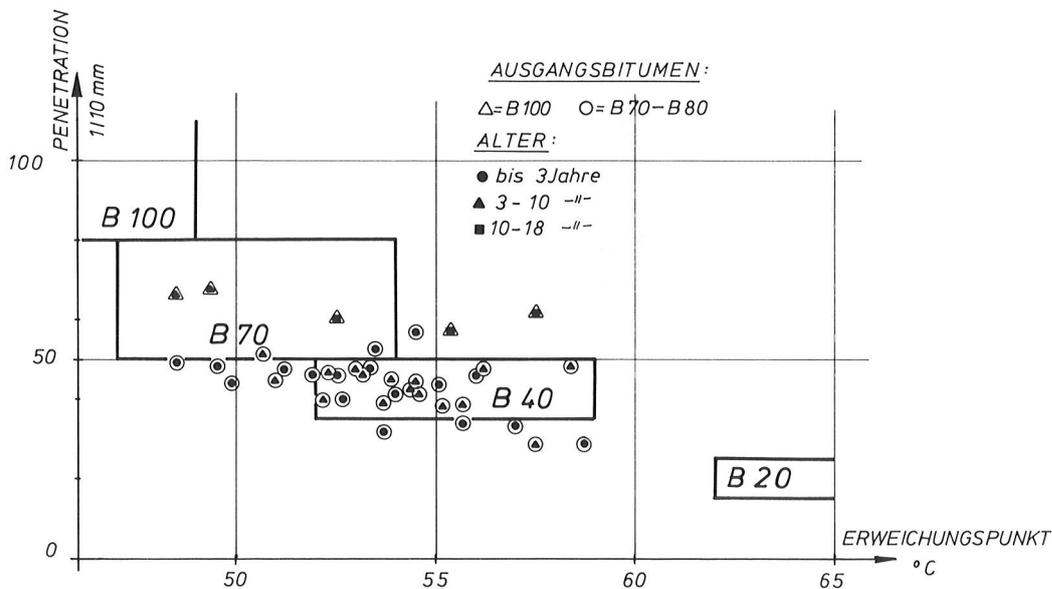


Abb.10 Ergebnisse der Alterungsuntersuchungen

Wie aus Untersuchungen von W. ARAND vom Institut Straßenbau der TU Braunschweig hervorgeht, treten besondere Probleme beim Tieftemperaturverhalten von Asphaltmischgut und bei der Ermüdung im Zusammenhang mit ständigen Lastwechseln auf. Zwar wurden diese Versuchsreihen speziell für den Straßenbau durchgeführt und können nicht direkt auf den Asphaltwasserbau übertragen werden, jedoch sind die Grundaussagen auch für Oberflächendichtungen gültig. Als Hauptaussage sei erwähnt, daß thermoviskose Stoffe eher die Fähigkeit besitzen, bei Auftreten abkühlungsbedingter Zugspannungen im Bereich nicht allzu tiefer Temperaturen diesen durch Relaxation entgegen zu wirken. Desweiteren wird festgestellt, daß die Fähigkeit von Walzasphalten Zwängungsspannungen abzubauen, sehr stark temperaturabhängig ist. Bei Abkühlungsprozessen tritt ein behinderter Schrumpf auf, wodurch vor allem bei tiefen Temperaturen die Zugspannungen deutlich zunehmen. Dies gilt - wie aus der Versuchsreihe hervorgeht - schon bei Temperaturen ab  $-10^{\circ}\text{C}$ . Dort waren bereits starke Abnahmen der Ermüdungsfestigkeit zu verzeichnen. Weiters wurden Vergleichsversuche zwischen einem relativ weichen und einem relativ steifen Bitumen durchgeführt, wobei festgestellt wurde, daß ein Bitumen mit Penetration 80/10 mm im Vergleich zu einem Bitumen 20/10 mm bereits bei Temperaturen um  $-10^{\circ}\text{C}$  eine um ein Vielfaches geringere Ermüdungsfestigkeit hat.

In diesem Zusammenhang sei besonders auf die starken Lastwechsel bei Abstau bzw. Wiedereinstau von Asphaltdecken im Hochgebirge verwiesen, wobei wiederum die in der Abstauphase tiefen Temperaturen absolut negativ wirken. Einen weiteren nicht zu unterschätzenden Einfluß stellt der Bindemittelanteil und die gewählte Rezeptur des Mischgutes dar. Bei dem im Asphaltwasserbau in letzter Zeit praktizierten Trend, den Bindemittelanteil von ursprünglich über 8 % auf knapp über 7 % zu senken, vergrößert sich die Gefahr der Versprödung und Rißbildung.

#### 5.2.6.3 Stauraum

An den Stauraumhängen, die größtenteils aus Blockhalden bzw. steilen Felswänden bestehen, ist es zufolge der Speicherbewirtschaftung zu keinen Veränderungen oder Gleitungen gekommen.

#### LITERATUR

- Arand, W. Einst "Schwarze Kunst" - heute Wissenschaft, Bauperspektiven, Jahrgang 1984, Heft 8
- Kießling, H. Die Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Wasserwirtschaft Sonderdruck, 31. Jahrgang (1979), Heft 5/6, Wien
- Litscher, H., Weiss, E.H. Die Geologie der Talsperren Österreichs, Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, Heft 29, 1985, Wien
- Partl, R. Statistik 1977 der großen Talsperren und Flußstauwerke Österreichs, Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, Heft 24, 1977, Wien
- Wellacher, H., Tschernutter, P., Neuschitzer, F. Rockfill dams in high mountain region in Carinthia, Materials for Dams 1984, Water Power post conference transcribed proceedings, London 1985

### 5.2.7. Speicher Großsee (51)

(H.Wellacher, P.Tschernutter, F.Neuschitzer, Kärntner Elektrizitäts A.G.)

#### 5.2.7.1 Allgemeines

Der durch einen Stollen kommunizierend verbundene Doppelspeicher Großsee-Hochwurtten mit Stauziel auf Seehöhe 2417,0 m dient als Jahresspeicher für das Kraftwerk Zirknitz und nachfolgend für die Stufen Inner- und Außerfragant.

Seine Füllung erfolgt aus dem eigenen Einzugsgebiet (1,7 km<sup>2</sup>), über die Fernspeicher Zirm- und Brettsee (insgesamt 5,9 km<sup>2</sup>) und durch Pumpwasser aus tiefer liegenden Horizonten (10,9 km<sup>2</sup>).

#### 5.2.7.2 Großseedamm

Der Damm wurde in zwei Bauabschnitten errichtet. Der Erstausbau - in den Jahren 1973 und 1974 geschüttet - hob den Stauspiegel des natürlichen Karsees von 2376 m Seehöhe auf 2405 m an. Im 1979 bzw. 1980 durchgeführten Endausbau liegt die Dammkrone auf einer Seehöhe von 2420 m. Die größte Dammhöhe in Achse mißt 57 m, das Speichervolumen beträgt bei einer Schüttkubatur von 740.000 m<sup>3</sup> 14 Millionen m<sup>3</sup>. Der Dammkörper ist auf der Karschwelle aus Gneis- und Granitgestein gegründet, wobei die abgelagerten feinen Sedimente im Bereich des ursprünglichen Seeausflusses ausgeräumt wurden.

Als Schüttmaterial für den Stützkörper diente der nahe der Sperrenstelle steinbruchmäßig gewonnene Zentralgneis hoher Festigkeit. Beide Ausbaustufen wurden mit einer Asphaltoberflächendichtung - bestehend aus einer Trag- und Dichtschicht - versehen, die auf einem Kiesfilter liegt. Die Dichtlage wurde entsprechend den Erfahrungen zu Beginn der 70er Jahre einlagig ausgeführt. Nach dem Auftreten mehrerer Schäden wurde die bestehende Decke 1982 bis zu einer Höhe von 2408 m abgefräst und zusätzlich eine zweite Dichtlage mit im Mittel 7 cm Stärke aufgebracht.

Den Übergang der Oberflächendichtung zum einreihigen Zementinjektionsschleier bis 25 m Tiefe bildet eine Betonherdmauer mit nicht begehbarem Drainagesystem.



Abb.1 Großseedamm - Sommer 1984

### Meßeinrichtungen

Zur Beurteilung des Dammverhaltens im Endausbau stehen 25 Alignment- und Nivellementpunkte an der Luftseite zur Verfügung. Die Einmessung erfolgt über einen Beobachtungspfeiler und 8 Höhenmeßpunkte. Weiters wurden im Hauptprofil zwei Horizontaltalpegel auf Höhe 2381,2 m und 2391,7 m eingebaut. Die Sickerwasserbeobachtung erfolgt für die rechte und linke Dammhälfte getrennt und in Summe am Dammfuß mit automatischer Fernüberwachung bzw. Alarmauslösung. Zusätzlich werden 5 Drainagen aus der Aufstandsfläche beobachtet und an einer zweiten Summenmeßstelle knapp unterhalb des Dammfußes gemeinsam mit den Herdmauerdrainagen erfaßt. Der Bergwasserspiegel oder sich eventuell zufolge Durchströmung des Dammes aufbauende Sickerwasserdrücke werden an zwei luftseitigen Piezometerstandrohren gemessen.

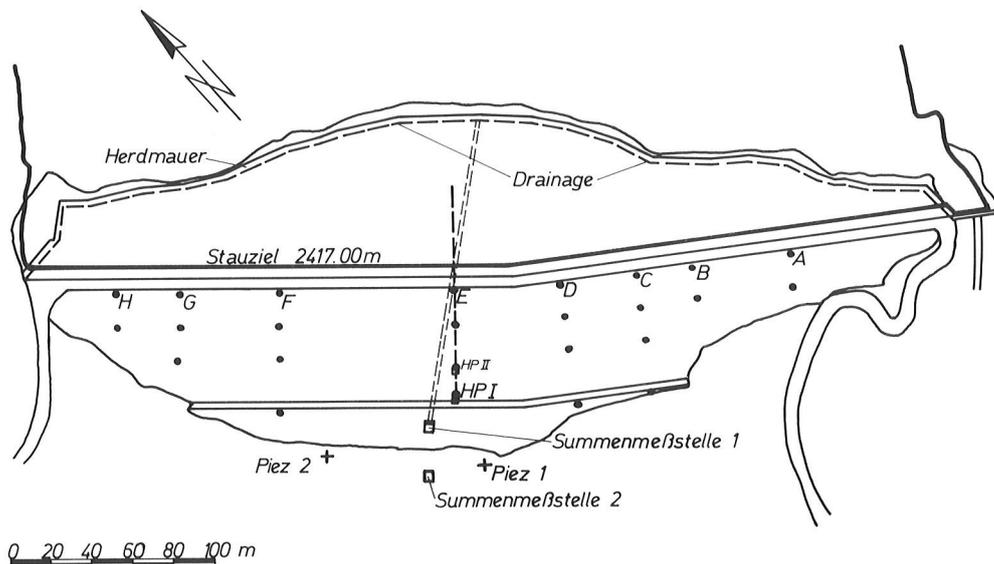


Abb.2 Meßeinrichtungen Großseedamm

### Auswertung der Beobachtungen

Sowohl Oberflächenpunkte als auch Horizontalpegel werden mindestens einmal pro Jahr eingemessen. In den letzten Jahren wurde darüberhinaus versucht, bei möglichst tiefen Staulagen eine zusätzliche Verformungsmessung durchzuführen. Ab dem Jahre 1983 war eine Beobachtung des Horizontalpegels I wegen eines Bruches des Pegelrohres nicht mehr möglich. Sickerwasser und Piezometer werden bei höheren Staulagen einmal pro Woche vor Ort gemessen.

### Verformungen

Die Kronenverschiebungen des Endausbaues erreichen im Punkt D mit insgesamt 1,5 cm ihren größten Wert. Im benachbarten Punkt E des Hauptprofiles sind sie mit 0,8 cm zwar geringer, jedoch werden hier mit 3,9 cm insgesamt die größten Setzungen verzeichnet. Der elastische Verschiebungsanteil an der Krone beträgt für die obersten 20 Staumeter maximal etwa 5 mm. Für die Festpunkte auf der Dammerme ist der elastische Anteil bereits deutlich kleiner; die absoluten Verschiebungen betragen maximal 0,9 cm.

Grundsätzlich nehmen die Setzungen gegenüber den Werten der ersten Jahren deutlich ab; die derzeitige jährliche Zunahme beträgt im Hauptprofil an der Krone etwa 5 bis 6 mm. Bezogen auf die Schütthöhe hat sich also der Damm im Hauptprofil E in den

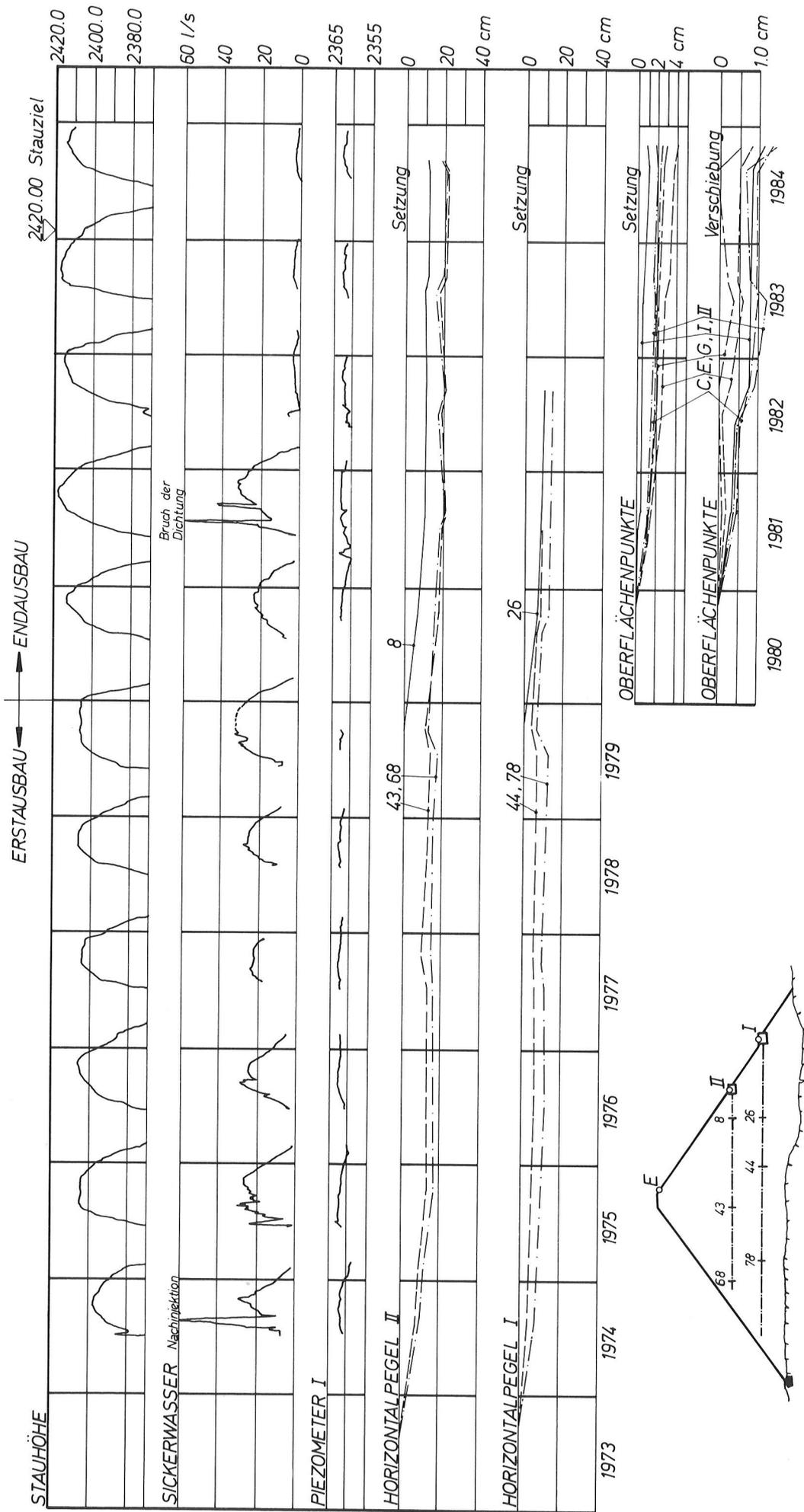


Abb. 3 Großseedamm - Sickerwasser- und Piezometerverlauf, Horizontalpegel- und Oberflächenverformungen

letzten 5 Jahren um etwa 0,7 ‰ gesetzt. Für den Schacht I des Horizontalpegels liegen die entsprechenden Werte bei etwa 1 cm oder 0,7 ‰ bis 0,8 ‰.

Der in einer Tiefe von etwa 28 m unter der Dammkrone liegende Horizontalpegel II zeigt eine ausgeprägte Setzungsmulde mit den größten Verformungen bei Station 43 (etwa 21 cm). Als elastischer Anteil - inklusive der schwer erfaßbaren Meßtoleranz - wurden etwa 4 cm gemessen. Für den etwa 10 m tiefer liegenden Horizontalpegel I betragen die maximalen Setzungen an der Station 78 etwa 14 cm. Wie aus Abb.3 ersichtlich, klingen die plastischen Verformungen sowohl an der Oberfläche als auch im Damminnen bereits merkbar ab.

#### Sickerwasser

Die Untergrunddichtung des Erstausbau es erfolgte in zwei aufeinanderfolgenden Etappen. Es wurde Zementmilch mit Drücken zwischen 3 und 25 bar in die maximal 25 m tiefen Bohrlöcher verpreßt. In der ersten Stauperiode (1974/75) traten Sickerwasserschüttungen bis etwa 60 l/s an den Herdmauerdrainagen auf, sodaß der Injektionsschleier verdichtet werden mußte. Die Höchstwerte nahmen dadurch bis 30 l/s ab. Zusätzlich traten im Laufe der Zeit auch Selbstdichtungseffekte ein. In der zweiten Einstauphase des Endausbaues (1981/82) kam es zu zwei Brüchen der Asphaltoberflächendichtung. Die Folge waren Anstiege des Sickerwassers auf 150 bzw. 43 l/s. Beide Schäden wurden unter Wasser ohne Beeinträchtigung der Speicherbewirtschaftung provisorisch gedichtet. Nach Aufbringen einer zweiten Asphalt dichtlage im darauffolgenden Jahr im unteren Dammbereich und nach zusätzlichen übergreifenden Injektionen ging das Sickerwasser auf maximal 3,4 l/s zurück.

#### Piezometer

Die am luftseitigen Dammfuß angeordneten Piezometerstandrohre zeigen keinen Zusammenhang mit dem Stauspiegelverlauf. Die geringen Schwankungen von etwa 3 m im Jahr und die Veränderungen zufolge Niederschlag bestätigen dies (Abb.3).

#### Verhalten von Asphalt oberflächendichtungen im Hochgebirge

Die Erfahrungen mit und das Verhalten von Asphaltdichtungen im Hochgebirge wird generell unter Punkt 5.2.6.23 - Oschenikseedamm - behandelt.

#### 5.2.7.3 Stauraumhänge

Die Entstehung des natürlichen Sees ist auf die Bildung einer eiszeitlichen Kar mulde mit einer Längserstreckung in NW-Richtung zurückzuführen. Die Felsflanken im Stauraum sind bis auf eine Stelle am Ostufer durchwegs stabil. Dort sind als Folge des Einstaues ca. 500 m<sup>3</sup> Fels in das Seebecken abgeglitten. Ein weiteres Nachbrechen von Gesteinsmaterial ist auszuschließen.

#### LITERATUR

- Kießling, H. Planung und Ausführung der Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, 22. Jahrgang (1969), Heft 10, Wien
- Kießling, H. Die Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Wasserwirtschaft Sonderdruck, 31. Jahrgang (1979), Heft 5/6, Wien
- Litscher, H., Weiss, E.H. Die Geologie der Talsperren Österreichs, Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, Heft 29, 1985, Wien
- Partl, R. Statistik 1977 der großen Talsperren und Flußstauwerke Österreichs, Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, Heft 24, 1977, Wien

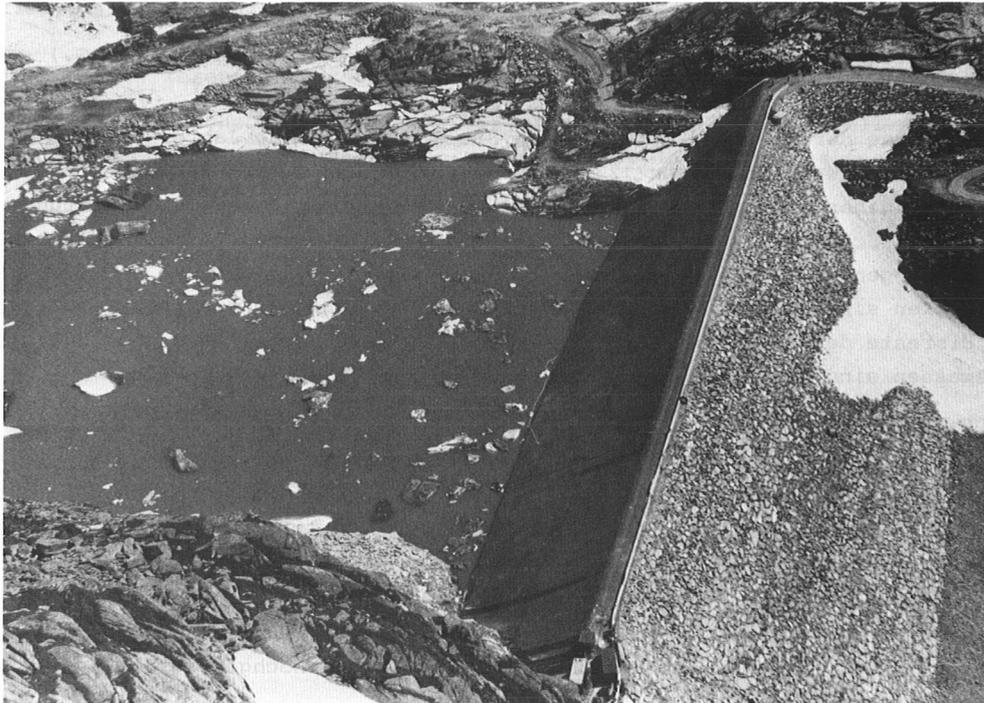


Abb.1 Hochwurtendamm - Sommer 1984

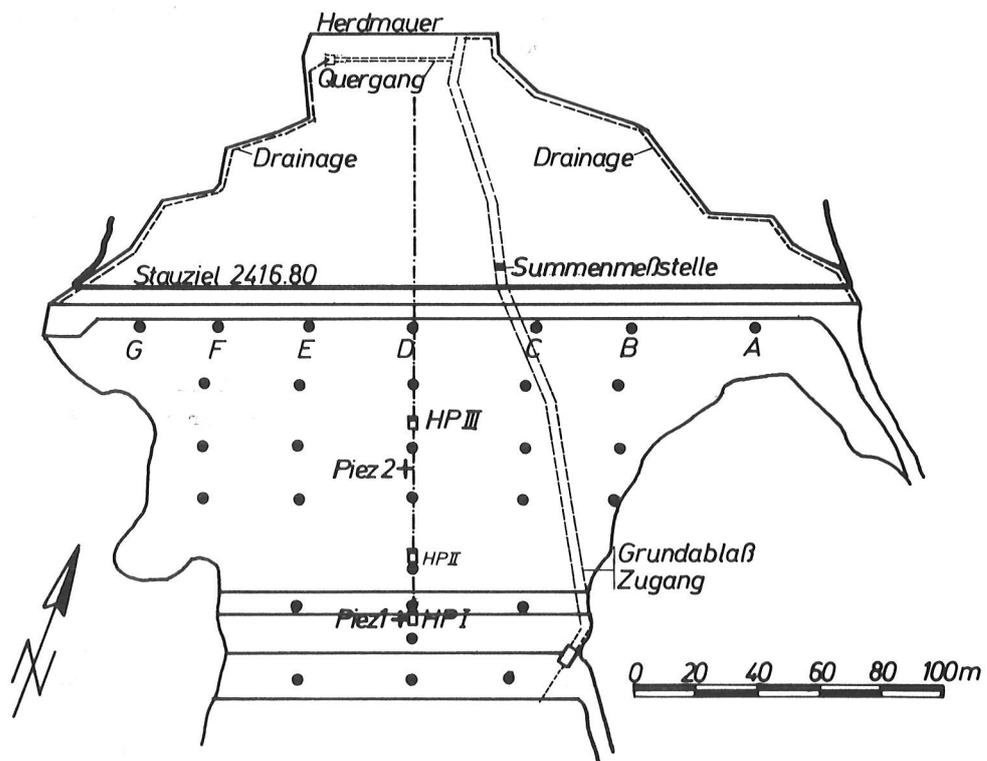


Abb.2 Hochwurtendamm - Meßeinrichtungen

### Auswertung der Beobachtungen

Für die Horizontalpegel I und II liegen auch Meßergebnisse des Erstausbau es vor, der Horizontalpegel III umfaßt nur den Endausbau. In letzter Zeit wurden in der Regel zwei Messungen bei tiefer und hoher Staulage pro Jahr durchgeführt. Die händische Ablesung der Sickerwassermengen und der Piezometerstände erfolgt abhängig von der Staulage einmal pro Woche. Gleichzeitig wird der Pegel des Unterliegerspeichers Weißsee abgelesen, da er bei hoher Spiegellage die Piezometerstände des Hochwurtendamms beeinflusst.

### Verformungen

Wegen des Dammaufbaues und der Gründung auf Lockermassen treten am Hochwurtendamm im Vergleich zu allen anderen Sperren der KW Gruppe Fragant die größten Verformungen auf. So hat sich z.B. der Kronenpunkt C um insgesamt 11,4 cm gegen die Luftseite verschoben und um 12,3 cm gesetzt. Die größten Kronensetzungen traten allerdings im Punkt D mit 13,5 cm auf (Verschiebung 10,5 cm). Aufgrund der asymmetrischen Gründungsverhältnisse und der Topographie der Sperrenstelle kann für die Bewegungen der Oberflächenpunkte kein eindeutiger Zusammenhang gefunden werden (siehe Abb. 3 und 4).

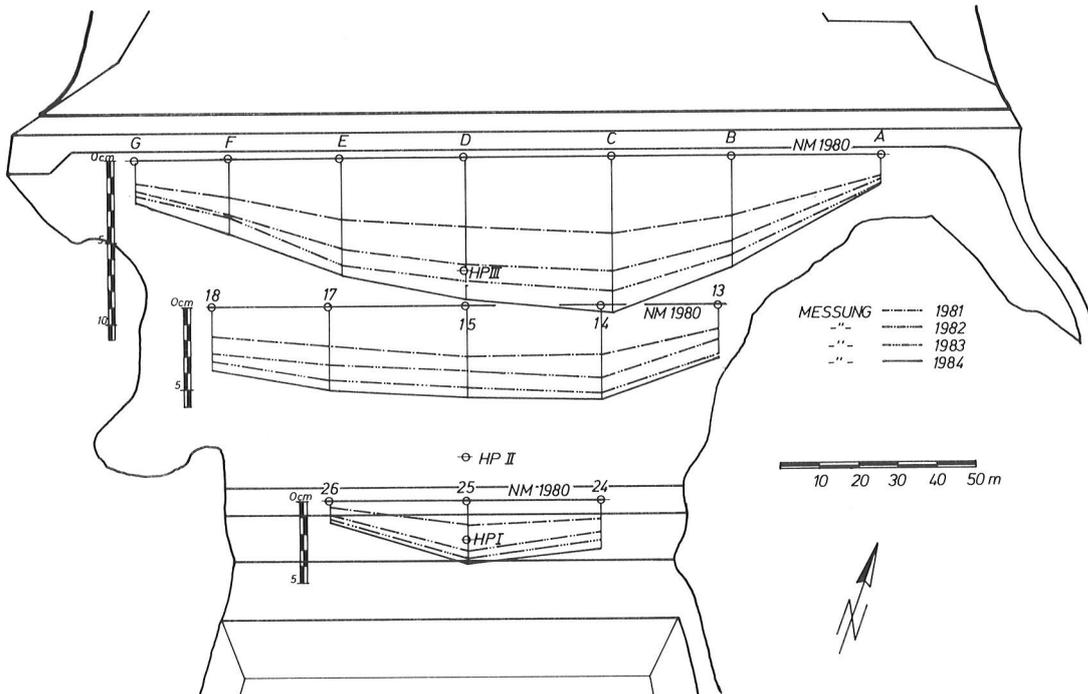


Abb.3 Hochwurtendamm - Horizontalverschiebungen des Endausbaues

Das Langzeitverformungsdiagramm weist zwar schon deutliche Verflachungen der jährlichen Gradienten auf, jedoch zeichnet sich im Gegensatz zu anderen Sperren noch kein überwiegend elastisches Verformungsverhalten ab.

Für den Horizontalpegel I wurden im Erstausbau (bis 1979) die größten Setzungen bei Station 72 bzw. 80 mit etwa 50 cm gemessen. Durch den Endausbau sind an denselben Stellen zusätzlich Verformungen von 17 - 18 cm aufgetreten. Insgesamt fällt auf, daß die Setzungsmulde des Endausbaues ihre Extremwerte nicht in Dammachse hat,

sondern gegen die Luftseite verschoben ist. In Dammachse betragen die größten gemessenen Werte in Summe für den Erst- und Endausbau 60 cm oder 1,2 % bezogen auf die Überschüttungshöhe bzw. 0,8 % bezogen auf die Felslinie. Die Setzungen des Erstausbaues sind bereits stark abgeklungen; im Schüttkörper des Endausbaues treten noch größere jährliche Verformungen auf. Sowohl die Ergebnisse des Horizontalpegels III für den Endausbau, als auch die des Horizontalpegels I sind in Abb.5 dargestellt.

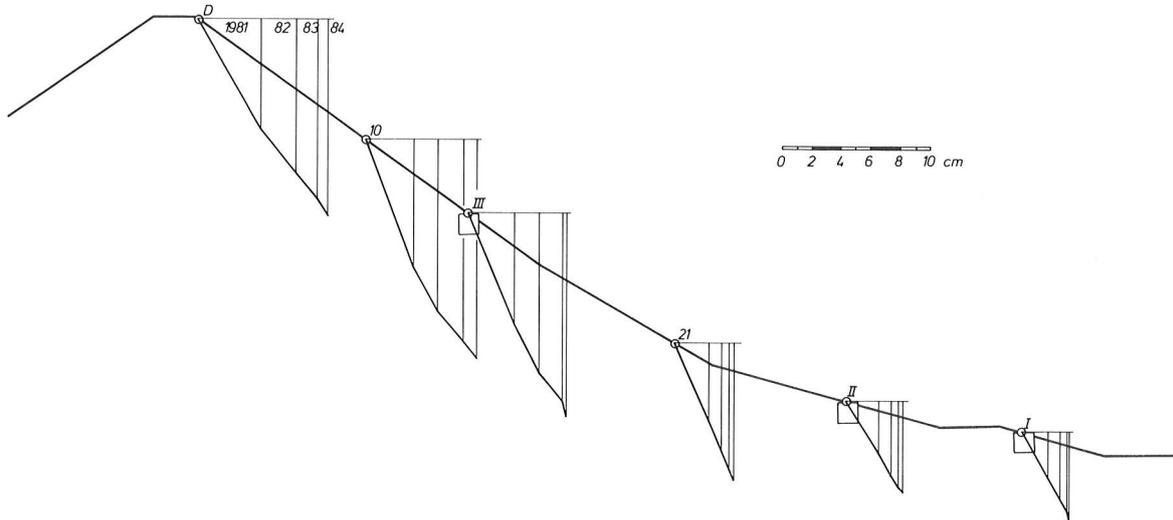


Abb.4 Hochwurtendamm - Oberflächenverformungen des Endausbaues

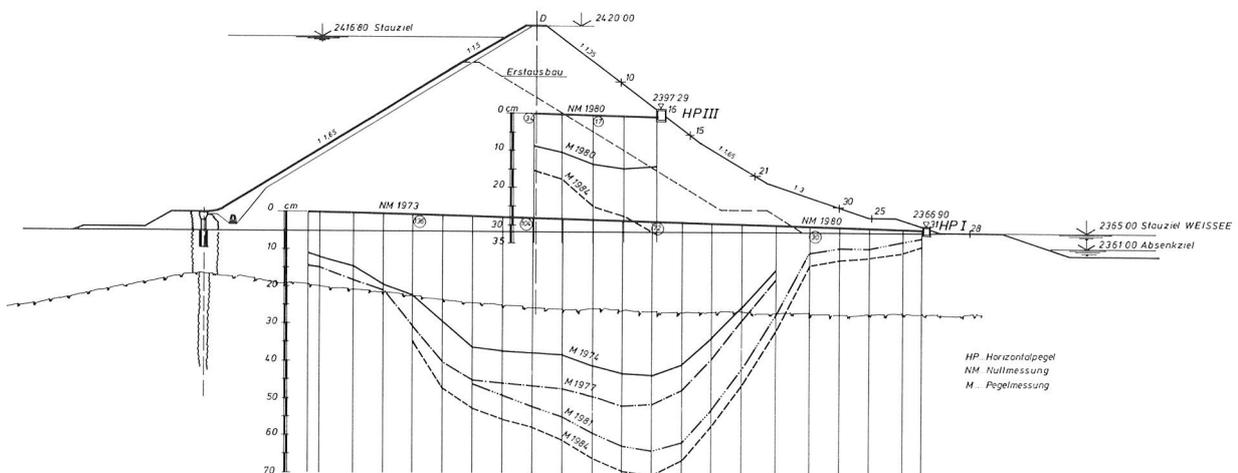


Abb.5 Hochwurtendamm - Meßergebnisse der Horizontalpegel

### Piezometer

Die Piezometer 1 und 2 sind nahezu unabhängig von der Staulage des Hochwurten-speichers, stehen aber bei höherem Stau des Unterliegerspeichers Weißsee direkt mit diesem in Verbindung. Das maximal gemessene Potentialgefälle zwischen den beiden Meßstellen beträgt 12 cm oder 3 ‰.

### Verhalten von Asphaltoberflächendichtungen im Hochgebirge

Die Erfahrungen mit und das Verhalten von Asphalt dichtungen im Hochgebirge wird generell unter Pkt. 5.2.6.23 - Oschenikseedamm - behandelt.

### 5.2.8.3 Speicherraum

In den Speicherraum stößt am nördlichen Ende die Gletscherzunge des Wurtenkeeses ein. Die zum Teil recht großen Gletscherkalbungen sowie Eisschollen triftten durch die talaxiale Windrichtung gegen die Dammoberfläche und lagern dort teilweise mit-transportierte Steine ab, die in der darauffolgenden Stauperiode zu Schäden an der Asphalt dichtung führen können. Um dem vorzubeugen, wurde eine Schwimmkette quer über den Speicher errichtet, die den Großteil der Eisschollen über die gesamte Stauhöhe von der Oberflächendichtung fernhalten soll.

Da die Stauraumhänge äußerst stabil sind, ist es sowohl im Erst- als auch im End-ausbau zu keinen Hangrutschungen gekommen.

### LITERATUR

- Kießling, H. Planung und Ausführung der Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, 22. Jahrgang (1969), Heft 10, Wien
- Kießling, H. Die Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Wasserwirtschaft Sonderdruck, 31. Jahrgang (1979), Heft 5/6, Wien
- Litscher, H., Weiss, E.H. Die Geologie der Talsperren Österreichs, Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, Heft 29, 1985, Wien
- Partl, R. Statistik 1977 der großen Talsperren und Flußstauwerke Österreichs, Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, Heft 24, 1977, Wien
- Wellacher, H., Tschernutter, P., Neuschitzer, F. Rockfill dams in high mountain region in Carinthia, Materials for Dams 1984, Water Power post conference transcribed proceedings, London 1985

### 5.3 Die Verlandung von Speicherräumen

(R.Widmann, Tauernkraftwerke A.G.)

#### 5.3.1 Einleitung

Ein altes chinesisches Sprichwort sagt sinngemäß: Nichts ist weicher als das Wasser, aber nichts kann ihm auf die Dauer widerstehen. In diesem Sinne hat sich das Wasser in den ewigen Kreislauf der Natur wie wohl kaum ein zweites Element eingefügt, sind aber auch dessen Auswirkungen, die Erosion, sei es flächenhaft oder linienförmig, eine ebenso ewige Kraft der Natur und kaum reversibel. Der Abtrag hochgelegener Gebiete und die Ablagerung dieses Materials in tiefliegenden Gebieten werden zwar seit Jahrmillionen großräumig durch tektonische Bewegungen, wie das Auffalten der Gebirge, kompensiert, führen jedoch kleinräumig zu Steten, wenn auch normalerweise langsamen Veränderungen unserer Umwelt. Die Erosion wird durch hohe, die Anlandung durch niedere Wassergeschwindigkeiten gefördert. Von der Verlandung sind also vor allem natürliche wie künstliche Seen in gleicher Weise betroffen. Während man Verlandungen bei natürlich entstandenen Seen als naturgegeben in Kauf nimmt, stellen diese bei künstlichen Seen, seien es Speicher in Gebirgsbächen oder Stauhaltungen in Flachlandflüssen, auch ein wirtschaftliches Problem dar, da das Volumen des Speicherraumes ja wirtschaftlich genutzt und daher möglichst ungeschmälert für menschliche Zeiträume zur Verfügung stehen soll.

Es ist daher verständlich, daß sich viele Untersuchungen auch mit dem Problem der Verlandung befassen (z.B. Vischer 1981, Schröder 1984), wobei eigentlich zwei Aspekte zu berücksichtigen wären:

- die Verminderung des Speicherinhaltes selbst durch dessen Verlandung und damit
- die Verringerung des Massentransportes in tiefer gelegene Gebiete, wo dann das gesamte Spektrum von der meist erwünschten Verringerung der Anlandungstendenz bis zur Verstärkung der meist unerwünschten Eintiefungstendenz eintreten kann (Bauer 1968).

Der vorliegende Bericht befaßt sich ausschließlich mit dem Problem der Verlandung alpiner Speicher und knüpft an eine frühere Untersuchung (Partl 1976) an. Dabei soll versucht werden, auch die in der Zwischenzeit angefallenen ergänzenden Erfahrungswerte in das Gesamtbild einzuordnen.

#### 5.3.2 Beobachtungsergebnisse

##### 5.3.2.1 Der Feststofftransport in alpinen Bächen

Der Feststofftransport in alpinen Bächen ist nicht nur für die Verlandung von Speicherräumen, sondern auch für die Verbauung von Wildbächen oder die Ausbildung und Wirkungsweise von Wasserfassungen im Hochgebirge und deren Entsanderbauwerken von Bedeutung. Bei der Beurteilung der Feststofffracht in alpinen Bächen muß allerdings zwischen dem mehr oder weniger gleichmäßigen Abtrag im gesamten Einzugsgebiet und lokalen Katastrophenereignissen, wie Muren, unterschieden werden, deren seltenes und stoßweises Auftreten bedeutende Veränderungen der Massenbilanz bringen kann.

Langjährige Untersuchungen an einer Reihe von Bachfassungen für alpine Speicherkraftwerke (Sommer 1980, Lauffer 1982) haben gezeigt, daß der flächenhafte Abtrag in Abhängigkeit von den geologischen Verhältnissen im Einzugsgebiet zwischen 0,1 und 1,3 mm pro Jahr liegen dürfte, daß aber 20 - 50% dieser Menge als Geschiebe bis zur Fassungsstelle kommen, über den Entsander in das Bachbett zurückgegeben und bei Hochwasser talwärts transportiert werden. Dieser Geschiebeanteil hängt

nicht nur von den geologischen Verhältnissen des Einzugsgebietes, sondern auch von der Größe des Einzugsgebietes und damit der Länge des Bachlaufes bis zur betrachteten Stelle ab; mit der Länge des Transportweges nimmt bekanntlich als Folge des Abriebes der Geschiebeanteil ab und der Schwebstoffanteil zu.

Der überwiegende Teil der Feststofffracht bleibt jedoch als Schwebstoff im abgeleiteten Wasser und gelangt so in den Speicherraum, wo es infolge der längeren Verweildauer bzw. wesentlich geringeren Wassergeschwindigkeit zu einem weitgehenden Absetzen auch der Schwebstofffracht kommt.

#### 5.3.2.2. Stauraumverlandung

##### 5.3.2.2.1. Allgemeines

Eine Quantifizierung der Verlandung von Speicherräumen ist durch die relativ aufwendigen, aber trotzdem mit nicht unbedeutenden Ungenauigkeiten verbundenen Echolotmessungen möglich, sofern nicht eine geodätische Aufnahme des entleerten Speichers durchgeführt werden kann. Soweit Zahlenangaben für Speicherräume zur Verfügung stehen, sind diese in Tabelle 1 zusammengefaßt. Bei der Beurteilung dieser Tabelle ist zunächst zu unterscheiden zwischen den Jahresspeichern, bei denen die Verlandung bisher meist eine untergeordnete Rolle spielte, und Tages- und Wochenspeichern, bei denen die Verlandung zum Teil durch technische Maßnahmen, wie z.B. Stauraumspülungen, in jenen Grenzen gehalten werden muß, die durch die vorgesehene wirtschaftliche Nutzung des Stauraumes gegeben sind. Als Maß für die Beeinflussung eines Speichers durch Verlandung kann die Speicherkennziffer dienen, die das Verhältnis der auch für den Feststofftransport maßgebenden Jahreswasserfracht zum Gesamthalt des Speichers angibt. Nun enthält die dem Speicher aus Oberliegerkraftwerken, Bachbeileitungen oder durch Pumpbetrieb zugeführte Wasserfracht nur mehr einen Teil der gesamten Feststofffracht. Zur näherungsweisen Berücksichtigung dieses Einflusses wird daher diese Wasserfracht nur zur Hälfte in die Ermittlung der Speicherkennziffer eingeführt. Ebenso wird bei dem aus der Verlandung rückgerechneten, spezifischen Abtrag nur das halbe Einzugsgebiet der Bachbeileitungen berücksichtigt.

##### 5.3.2.2.2. Jahresspeicher

Grundsätzlich kann festgestellt werden, daß die auf Grund der bisherigen jahrzehntelangen Erfahrungen festgestellte Verlandung der alpinen Jahresspeicher deren Nutzung in menschlichen Zeiträumen kaum nennenswert beeinträchtigt. Bei diesen Speichern mit einer Speicherkennziffer über etwa 0,3 wären wirksame Spülungen auch kaum möglich. Der aus den Verlandungsmessungen rückgerechnete Abtrag liegt in Übereinstimmung mit den bei Bächen gewonnenen Werten je nach den geologischen Verhältnissen oder auch der Vergletscherung des Einzugsgebietes zwischen 0,1 mm je Jahr, wenn das Einzugsgebiet in schwer erodierbaren Kalk- oder Gneisgesteinen liegt, und 1,7 mm je Jahr, wenn das Einzugsgebiet in leicht erodierbaren, phyllitischen oder stark verschieferten Gesteinen liegt. Dies entspricht einer jährlichen Verlandungsmenge von etwa 100 bis 1 200 m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup> Einzugsgebiet. Bei einer Größe der Einzugsgebiete von etwa 20 - 60 km<sup>2</sup> bei Speicherinhalten von 40 - 130 Mio. m<sup>3</sup> führt dies zu Verlandungszeiträumen von 1 000 - 10 000 Jahren.

Für den Speicher Tauernmoos (46) wurde 1984 eine umfassende Vermessung des Stauraumes, also 55 Jahre nach Staubeginn, durchgeführt. Das Ergebnis ist in der Abbildung 1 dargestellt. Im beobachteten Zeitraum hat sich der Nutzinhalt des Speichers um 0,8% verringert.

#### 5.3.2.2.3 Tages- und Wochenspeicher

Grundsätzlich anders können die Verhältnisse bei Tages- und Wochenspeichern mit Speicherkennziffern unter etwa 0,14 liegen. Bei diesen Speichern können Schwierigkeiten auftreten, wenn die geologischen Verhältnisse im Einzugsgebiet einen größeren jährlichen Abtrag gestatten.

So traten bei Stauräumen, die im Kalk (Klaus) oder Zentralgneis (Stillupp) liegen, bisher keine nennenswerten Probleme auf. Demgegenüber führten die Verlandungsprobleme bei einigen relativ kleinen Stauräumen, deren Einzugsgebiet aus leichter erodierbaren Gesteinen besteht, zur Notwendigkeit von technischen Maßnahmen. An einigen Beispielen sollen diese Erfahrungen im folgenden erörtert werden.

Speicher Gmünd (12). Der Wochenspeicher Gmünd des Kraftwerkes Gerlos hatte bei Betriebsaufnahme 1948 einen Gesamteinhalt von 930 000 m<sup>3</sup>. Mit einer jährlichen Abfuhr von Geschiebe durch einen Entkiesungsstollen und Schwebstoffspülungen durch den Grundablaß blieb von der jährlich ankommenden Feststofffracht von etwa 60 000 m<sup>3</sup>, wobei die durch den in den Sommermonaten offenen Entkiesungsstollen abgeführten Frachten nicht erfaßbar sind, etwa 15 000 m<sup>3</sup> für die Stauraumverlandung. Nach Inbetriebnahme des oberhalb liegenden Speichers Durlaßboden wurde das Einzugsgebiet zwar nur von 144 km<sup>2</sup> auf 99 km<sup>2</sup> verringert, doch ist die jährliche Schwebstofffracht überproportional auf nunmehr durchschnittlich 15 000 m<sup>3</sup> je Jahr zurückgegangen, die durch jährliche Spülungen wieder aus dem Speicher entfernt werden konnten (Rienöbl 1982). Die durchschnittliche Anlandung im oberhalb liegenden Jahrespeicher Durlaßboden liegt bei etwa 54 000 m<sup>3</sup> je Jahr, von denen ein Teil durch Zuleitungen aus einem benachbarten Einzugsgebiet von über 30 km<sup>2</sup> Größe stammt. Der Nutzinhalt des Wochenspeichers Gmünd hat sich bis 1967 nur geringfügig verringert und ist seither annähernd konstant.

Speicher Margaritze (21). Der Wochenspeicher Margaritze der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun am Fuße des Pasterzengletschers ist ein besonders interessantes Beispiel (Rienöbl 1982). Das natürliche Einzugsgebiet beträgt bei einem Vergletscherungsgrad von über 50% 44,4 km<sup>2</sup> und wird durch zwei Bachbeileitungen auf 72,2 km<sup>2</sup> vergrößert. Beim ersten Einstau 1953 hatte der Speicher einen Gesamteinhalt von 4,15 Mio. m<sup>3</sup>. In den ersten acht Jahren erreichte die Verlandung einen Durchschnitt von 54 000 m<sup>3</sup> je Jahr, während in den Folgejahren der jährliche Durchschnitt bei etwa 39 000 m<sup>3</sup> lag. So mußte in den Jahren 1960 bis 1963 durch Einsatz von Saugpumpen und Speicherspülungen 273 000 m<sup>3</sup> Material aus dem Speicher entfernt werden. Durch den Rückgang der Pasterze war dann etwa ab 1967 eine natürliche Geländemulde freigeworden, die durch kleine grobblockig aufgebaute und überströmbare Dämme zu einem Absitzbecken von 470 000 m<sup>3</sup> Inhalt erweitert wurde. Trotz der jährlichen Anlandungen von etwa 36 000 m<sup>3</sup>/Jahr hat sich dessen Inhalt durch Abschmelzen der Eiszunge des Gletschers und seitliche Moränenausbrüche bis 1977 nahezu verdoppelt. Seit dem Wirksamwerden dieses Auffangbeckens trat im Wochenspeicher Margaritze praktisch keine Verlandung mehr auf, sodaß dessen Inhalt nunmehr bei 3,7 Mio. m<sup>3</sup> annähernd konstant bleibt. Der Nutzinhalt des Speichers hat sich hingegen seit Staubeginn nur um 35 000 m<sup>3</sup> auf 3,17 Mio. m<sup>3</sup> verringert. Zusammen mit der Schwebstofffracht im übergeleiteten Wasser läßt sich ein jährlicher Abtrag im Einzugsgebiet von etwa 1 mm errechnen.

Von einigen weiteren Speichern liegen zwar keine Messungen, aber doch Betriebserfahrungen vor:

Enzingerboden (11). Dieses Ausgleichsbecken zur Vergleichmäßigung der Abgabe des Kraftwerkes Schneiderau hat ein eigenes Einzugsgebiet von 8,6 km<sup>2</sup>, von dem 4,8 km<sup>2</sup>

	Speicher				Zufluß		Speicher-kennziffer	Einzugs-gebiet		Verlandung		mittlerer, jährlicher Abtrag mm = 1 000 m³ km²	Verlandungsdauer Jahre	Geologische Großeinheiten
	Statistik Nr.	Name	Inbetriebnahme	Gesamteinhalt	Eigen	Sonstige		Eigen	Beileitungen	Gesamt	jährlich			
Jahresspeicher	19	Wasserfallboden	1951	86	19	118	1,10	15	126	995	29,3	0,38	3 000	Schieferhülle *
	43	Schlegels	1971	129	97	102	0,87	58	63	158	14,4	0,16	9 000	Zentralgneis **
	46	Tauernmoos 3)	(1929)	57	51	61	0,70	22	28	1 700	30,8	0,86	1 800	80% Schieferhülle, 20% Zentralgneis
	42	Durlaboden	1967	53,5	64	31	0,68	45	30	918	54,0	0,90	1 000	Schieferhülle - Zentralgneis
	26	Mooserboden	1955	87	62	130	0,68	27	72	234	8,7	0,14	10 000	Schieferhülle wie (19)
	39	Gepatsch	1964	140	125	177	0,65	107	172	390	20	0,11	7 000	Gneis
	13	Silvretta	1950	38,6	63	17	0,54	35	10	-	70	1,75	5 500	Granitgneis und Amphibolite
Tages- und Wochenspeicher	41	Raggal	1968	2,4	261	-	0,09	160	-	700	41	-	(60)	Flysch ***
	21	Margaritze 2)	1953	4,15	97	25	0,04	44	20	429	15,4	-	(280)	Schieferhülle
	44	Stillupp	1969	8,2	84	309	0,03	58	211	412	41,2	0,25	(200)	Gneis
	14	Bürg-Kaprun 1)	1949	0,24	27	-	0,01	28	-	291	7,8	0,28	-	Schieferhülle wie (19)
	20	Bächental	1951	0,69	70	-	0,01	60	-	687	22	0,37	-	Kalk, Dolomit; vorwiegend Überlagert
	25	Wiederschwing	1952	1,15	115	-	0,009	153	-	200	63	0,04	180	Kalkalpen ****
	12	Gerlos ab 1967 bis 1967 1)	1945	0,88 0,93	79 152	116 21	0,007 0,005	99 143	89 14	470	(60) (15)	0,40 0,10	- -	Glimmerschiefer

- 1) Verlandung durch jährliche Spülungen wesentlich verlangsamt  
2) Verlandung anfangs durch Spülungen, später durch ein vorgelagertes Auffangbecken verlangsamt  
3) Etwa 1/3 der Anlandung verringert den Nutzinhalt

- \*) Schieferhülle: (Kalk-)Glimmerschiefer, Grünschiefer, Phyllite  
\*\*) Zentralgneis: Granitgneis, Schiefergneis, Gneisglimmerschiefer  
\*\*\*) Flysch: Sandstein, Mergel, Tonschiefer  
\*\*\*\*) Kalk, Dolomit, untergeordnet Ton- und Mergelschiefer

Tab. 1 Verlandung von Speicherräumen, Meßdaten und Kennwerte

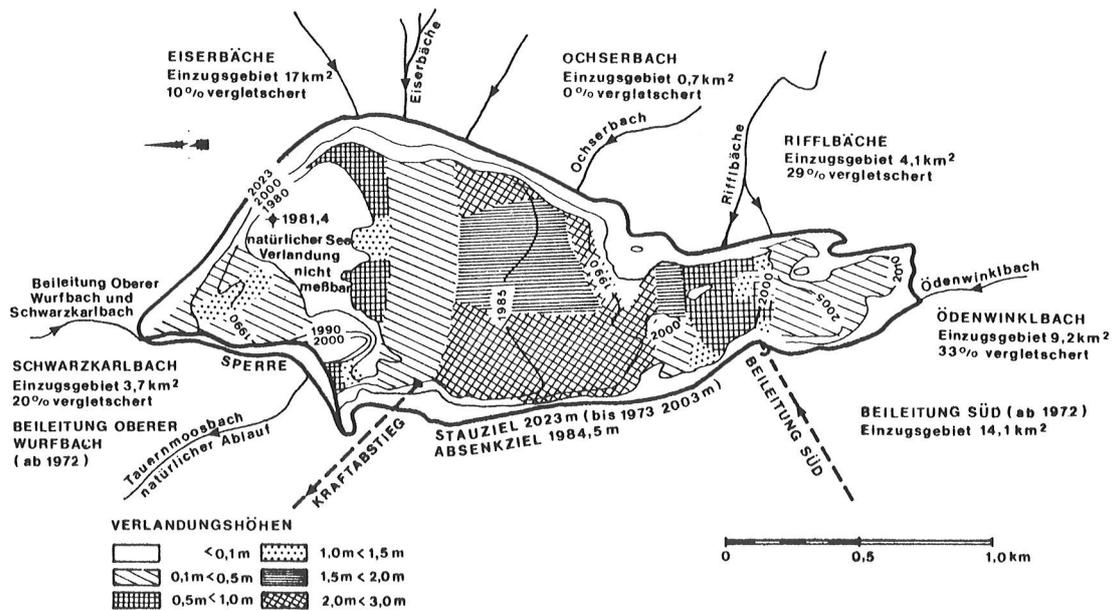


Abb. 1 Speicher Tauernmoos, Verlandung des Speicherräumes (ÖBB, Aglassinger)

vom vorgelagerten Grünsee kontrolliert werden. Lediglich eine Entleerung des Tauernmoos-Sees 1966 wegen der Bauarbeiten führte zur Anlandung von etwa 80 000 m<sup>3</sup>, die durch Spülung und Baggerung beseitigt werden mußten. Sonst sind keine Anlandungen feststellbar.

Hollersbach (16). Beim Speicher Hollersbach liegen zwar keine Messungen vor, doch zeigt die Erfahrung, daß sich zwar der ursprüngliche Nutzinhalt von 135 000 m<sup>3</sup> innerhalb von 5 Jahren auf 75 - 80% verringert hat, daß dieser Inhalt jedoch durch periodische Spülungen annähernd konstant gehalten werden kann.

Dobra (22). Im unmittelbar an den Speicher Ottenstein anschließenden, 9 km langen, seit 1953 in Betrieb stehenden Stausee konnten ebenfalls bisher keine Anlandungen festgestellt werden.

Thurnberg (23). Auch in diesem kleinen Becken, das zur Vergleichmäßigung des Abflussschwalles aus der Abarbeitung des Speichers Dobra dient, haben bisher keine Anlandungen stattgefunden.

Ottenstein (27). Im 14 km langen, seit 1957 in Betrieb stehenden Stausee konnten bisher bei den betriebsbedingten Absenkungen um 5 - 7 m im Frühjahr keine Anlandungen im Bereich der Stauwurzel beobachtet werden. Auch der Triebwasserstollen- und der Grundablaßeinlauf sind von keiner Verlandung bedroht.

### 5.3.3 Zusammenfassung

Die Verlandung hängt zunächst von der Erosion und damit der Geologie sowie der Vergletscherung des Einzugsgebietes ab; der jährliche Abtrag liegt bei den beobachteten alpinen Speichern zwischen 0,1 mm je Jahr (Gepatsch) und 1,75 mm je Jahr (Silvretta). Die Größenordnung ergibt bei den alpinen Jahresspeichern, daß nennenswerte Verlandungen erst nach mehreren 100 Jahren zu erwarten sind. Nun zeigen jedoch die Erfahrungen bei den kleinen Speichern, daß meist durch relativ einfache Maßnahmen die Verlandungen zumindest wesentlich verlangsamt werden können, sobald sie ein den Betrieb beeinflussendes Ausmaß erreicht haben. Bei der Anordnung des Grundablaß- und Triebwasserstollens sollte daher auf diese Möglichkeit Bedacht genommen werden.

Abschließend möchte der Verfasser allen Kollegen danken, die ihre Erfahrungen für den vorliegenden Bericht zur Verfügung gestellt haben.

### Schrifttum

F. Bauer und J. Burz Einfluß der Feststoffführung auf die Stauraumverlandung und Flußbetteintiefung, Die Wasserwirtschaft 1968, Heft 4

R. Partl Zahlenmäßige Analysen von Stauraumverlandungen, ICOLD 1976, Q 47, R 17

N. Sommer Untersuchungen über die Geschiebe- und Schwebstoffführung und den Transport von gelösten Stoffen in Gebirgsbächen, Interprävent 1980, Band 2

D. Vischer Verlandung von Stauhaltungen und Speicherseen im Alpenraum, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie 53, Zürich 1981

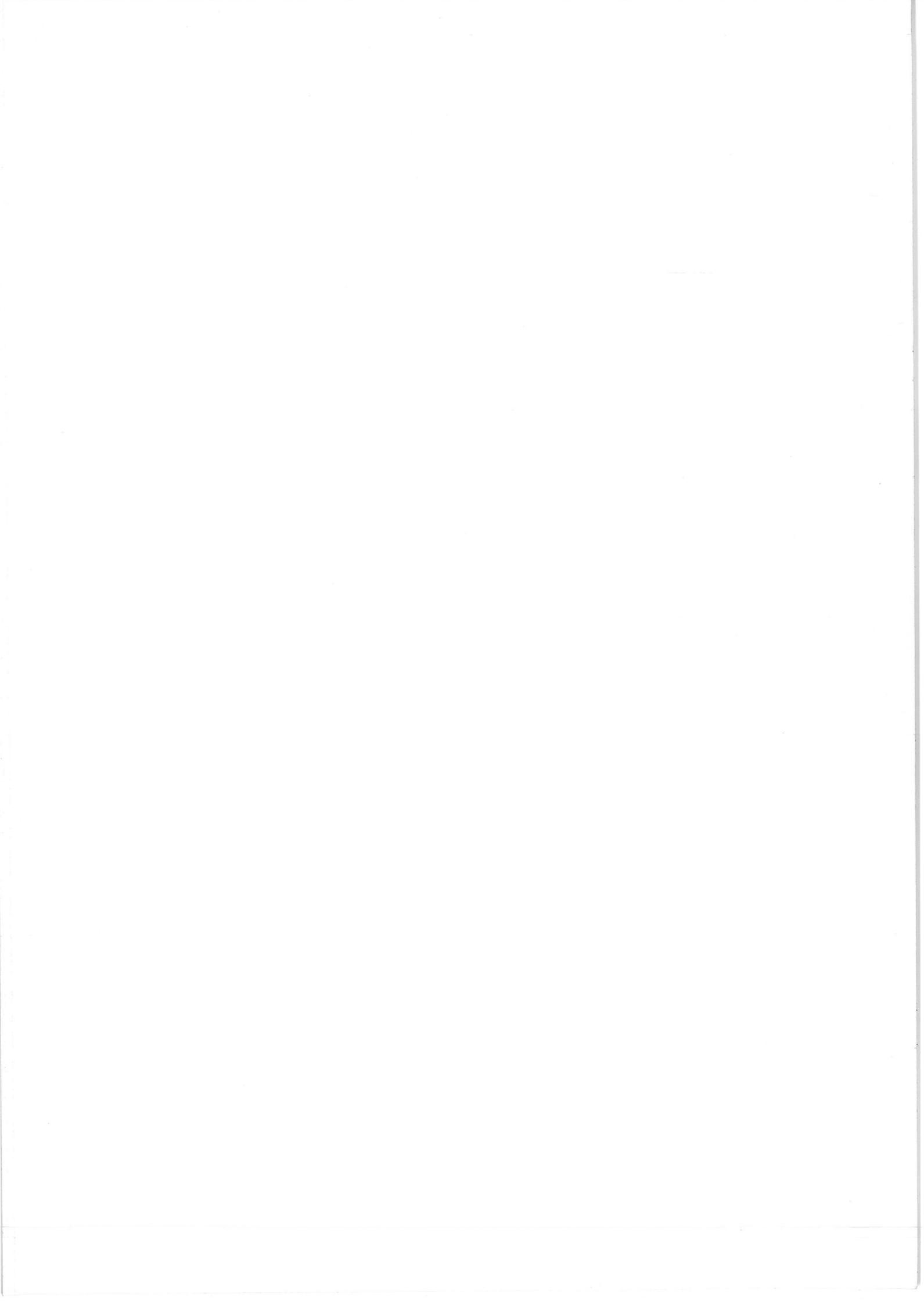
H. Lauffer und N. Sommer Untersuchungen über den Feststofftransport in den Ostalpen, ICOLD 1982, Q 54, R 28, Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 26, Wien 1982

K. Rienöbl und P. Schnelle Verlandung kleiner Staubecken in hochalpinen Regionen, ICOLD 1982, Q 54, R 5, Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 26, Wien 1982

W. Schröder und C. Theune Feststoffabtrag und Stauraumverlandung in Mitteleuropa, Wasserwirtschaft 1984, Heft 7/8







ISBN 3-211-81863-4  
ISBN 0-387-81863-4