

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

SCHRIFTENREIHE · HERAUSGEGEBEN VON DER
ÖSTERREICHISCHEN STAUBECKENKOMMISSION
UND DEM ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRT-
SCHAFTSVERBAND WIEN · SCHRIFTLÉITUNG:
PROF. DR. HERMANN GRENGG

HEFT 13

*Dipl. Ing. Alfred Orel
der Kärntner Elektrizitäts-A.G.
Gesteuerte Dichtungsarbeiten beim
Erddamm des Freibachkraftwerkes
Kärnten*

WIEN 1964 · IM SELBSTVERLAG DES
ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRTSCHAFTSVERBANDES



Ansicht des Freibachdammes; Blick gegen die Entlastungsanlage.

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

*Dipl. Ing. Alfred Orel
der Kärntner Elektrizitäts-A.G.
Gesteuerte Dichtungsarbeiten beim
Erddamm des Freibachkraftwerkes
Kärnten*

WIEN 1964 · IM SELBSTVERLAG DES
ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRTSCHAFTSVERBANDES

INHALT

1. Einleitung	1
2. Die Gefahr des vereinfachten Bildes	2
3. Dichtungen bei Bauausführung	8
4. Erfahrungen beim ersten Aufstau	10
5. Erweiterte Dichtungsmaßnahmen und Grenzen der Injektionen	11
6. Entschluß zu weiteren Dichtungen in der Schotterschichte	16
7. Beobachtungen	19
8. Chemische Injektionen	27
9. Zusammenfassung	33
10. Wasserverluste im alten Talweg	35

Druck: Akademische Druck- u. Verlagsanstalt
Graz / Austria

Printed in Austria
33.04

1. EINLEITUNG

Der Freibach in den Karawanken, ein rechter Zubringer der Drau, bietet sich mit seiner großen Gefällsstufe zur Drau der Kraftnutzung an. Für den Ausbau des Baches bestanden alte Kraftwerksprojekte der Stadt Klagenfurt, die aus der Gefällsstufe damals Laufwerksenergie gewinnen wollten.

Ein altes Projekt zur Ausnutzung des Freibaches als Laufwerk mußte vollkommen geändert werden, da der neuzeitliche Energiebedarf im Landesnetz der KÄRNTNER ELEKTRIZITÄTS-A.G. ein Speicherwerk verlangte. Die 36jährigen Abflußbeobachtungen am Freibach schufen eine verlässliche wasserwirtschaftliche Grundlage, deren Richtigkeit schon in den ersten paar Jahren des Betriebes bestätigt wurde.

Die Flachstrecke des Freibachtales auf Höhe 710 m, mit ihrer talseitigen Verengung zwischen Obir und Schwarzgupf, eignete sich als Speicher mit einem Nutzinhalt von 5,5 Mio m³. Mit einer 5 km langen Triebwasserführung konnte das gespeicherte Wasser im Krafthaus an der Drau bei 330 m Fallhöhe verwertet werden.

Die ersten Tiefenaufschlüsse an der Sperrenstelle zeigten allerdings, daß wohl die rechte Talflanke an der Sperrenstelle aus Fels, die linke dagegen aus Lockermassen bestand. Als Sperre kam daher wegen der zu erwartenden Setzungen nur noch ein verformbares Abschlußbauwerk, ein Erdamm, in Frage, nachdem im Stauraum geeignetes Schüttmaterial in ausreichender Menge gefunden wurde.

Obwohl die linke Sperrenflanke vor dem Bau durch Bohrungen, Schächte, Probestollen und Durchlässigkeitsversuche eingehend geprüft worden war, ließen doch erst Probestaue ihr wahres Verhalten unter Wasserdruck erkennen. Füllte man den Speicher bis 3 m unter Stauziel, so nahm die Umströmung des Dammes in den Lockermassen des linken Widerlagers solche Ausmaße an, daß man sich zu umfangreichen Dichtungsmaßnahmen entschließen mußte. Voraussetzung für eine optimale Lösung des Dichtungsproblems war eine genaue Kenntnis über die Umströmung, die aber nur aus Beobachtungen beim Probestau gewonnen werden konnte.

In der Fachliteratur ist über Beobachtungen an umläufigen Sperrenstellen nur wenig zu finden. Dies mag seinen Grund darin haben, daß Umläufigkeit als Mangel der Planung schamhaft verschwiegen wird, teils Mißerfolge bei Dichtungsarbeiten ungern veröffentlicht werden oder dem Bauingenieur zwischen Bauausführung und Neuplanung für eine Veröffentlichung seiner Erfahrungen die nötige Zeit fehlt. Hat die Betriebsmannschaft einmal das Werk übernommen, so werden seine Mängel in Unkenntnis ihrer Entstehungsgeschichte als gegeben hingegenommen und es wird nicht mehr darüber gespro-

chen. So gehen wertvolle Erfahrungen verloren und der planende Bauingenieur muß viel Zeit und Arbeit aufwenden, um die Zusammenhänge zu rekonstruieren.

Der Verfasser hat vom Beginn der Aufschließungsarbeiten bis zu den letzten Injektionen (Januar 1963) alle Beobachtungen gesammelt, die fortlaufenden Untersuchungen geleitet und legt in dieser Schrift seine dabei gesammelten Erfahrungen nieder.

2. DIE GEFAHR DES VEREINFACHTEN BILDES

Eine ausführlichere Beschreibung des geologischen Aufbaues und die Deutung der Entstehungsgeschichte des Untergrundes im Bereich von Stauraum und Sperrenstelle sollen vorausgeschickt werden, um das Verhalten des Stauraumes und der Sperrenflanken unter Stau besser verstehen zu können.

Das heutige Freibachtal, in Abb.1 als Talweg 3 bezeichnet, wird im Stauraum bis knapp unter die Sperrenstelle von Kalken, eiszeitlichen Schottern und Bergsturzkegeln begleitet. Weiter flußab hat sich der Bach in eiszeitliche Moränen und in das lehmgebundene Konglomerat des Jungtertiärs (Bären-talkonglomerat) eingeschnitten. Eine kritische Betrachtung des Luftbildes unter dem Stereoskop enthüllte noch zwei weitere alte Talwege 1 und 2, von denen das Tal 1 als wahrscheinlich ältestes im Stauraum unter Schottermassen abzweigt, im weiteren Verlauf von Moränen überdeckt ist und erst bei Trieb-lach wieder topographisch sichtbar und wasserführend wird. In der geologi-schen Karte von Klagenfurt (Kahler 1962) ist die tektonische Strukturlinie, an der die alte Talanlage zustande kam, ersichtlich.

Die Abb. 2 zeigt eine Darstellung, wie der eiszeitliche Draugletscher den Freibach während der letzten Vereisungsperiode aus der Richtung von Talweg 1 im Zusammenwirken mit einer seitlich vom Eiskuchen verlaufenden Schmelz-wasser-Abflußrinne allmählich in die Richtung zum Talweg 2 hindrängte. Als Folge der noch tätigen Stauwirkung durch das noch vorgelagerte Draueis kam es von Süden her zur Einschüttung von Schottern (Sande und Kiese) und Schweb-stoffen (Bänderschluße) in den Eisrand-Stausee und somit zur Ablagerung ge-nannter Lockermassen im Bereiche des heutigen Dammes und dessen Stau-raumes.

Der Talweg 2 ist im Luftbild noch sehr deutlich zu erkennen, und nur die riesigen Bergstürze, Hangzerreißen mit den resultierenden Muren und Schuttfächern, welche vom Obir herunterlappen, zwangen den Freibach in das heutige, klammartige Bett.

Außer den nacheiszeitlichen Bergstürzen kann man noch heute das Aus-brechen von Gesteinen aus größeren Felsflächen und tätige Schuttströme wäh-rend der Tau - Frostperiode und bei Starkniederschlägen beobachten.

Durch den Abbau von Betonschotter und durch die Entnahme von Berg-sturzmateriale für die Dammschüttung aus dem Stauraum entstanden größere Aufschlüsse, an denen man die große Ausdehnung der Lockermassen und ihre

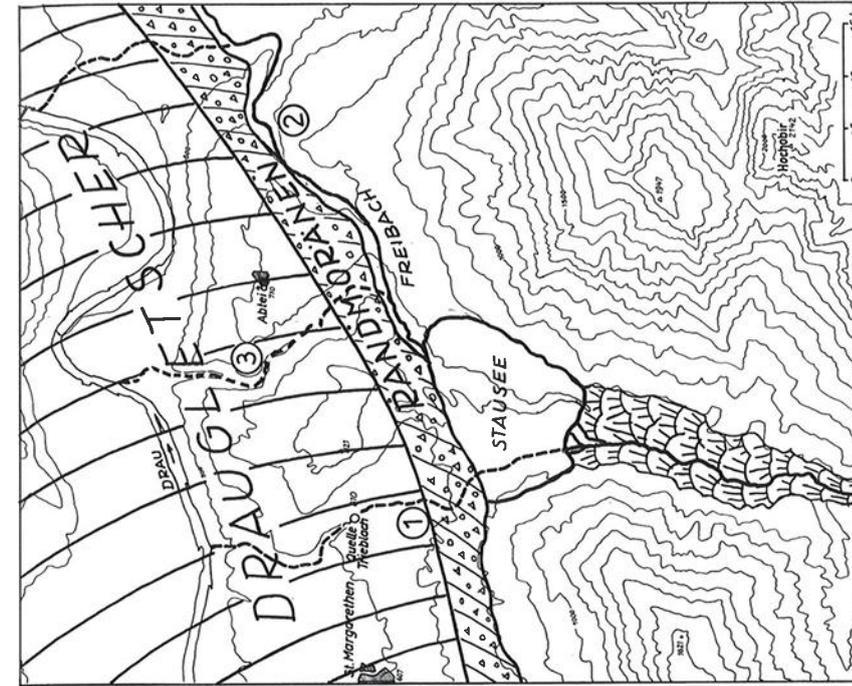


Abb. 2 Zustand während der letzten Vereisungsperiode

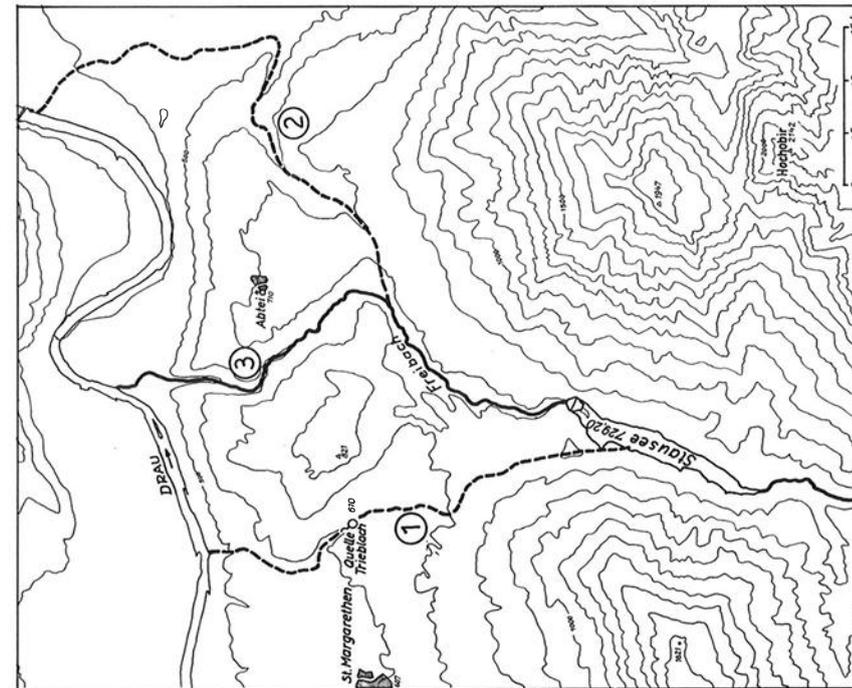


Abb. 1 Alte Talwege

Struktur erkennen konnte. Einen weiteren Hinweis dafür lieferten Beobachtungen des Betriebes. Bei tiefem Seestand und rascher Absenkung fließt sehr viel Wasser aus den unterirdischen Speicherräumen der Lockermassen nach, während der Aufstau viel langsamer vor sich geht, als er nach Zufluß und topographischem Staurauminhalt erfolgen müßte.

Das wichtigste geologische Profil für die Beurteilung der Sperrenstelle ist, in Bezug auf ihre Durchlässigkeit, der Schnitt in der Dammachse (Abb. 3). Er wurde nach Abschluß der Voruntersuchungen im Jahre 1955 vom Geologen Dr. E. H. Weiss entworfen. In seiner heutigen Form sind noch die Erkenntnisse aus den Aufschlüssen während des Baues und der anschließenden Dichtungsarbeiten verwertet. Die späteren geoelektrischen und seismischen Bodenuntersuchungen lassen analoge Untergrundverhältnisse annehmen.

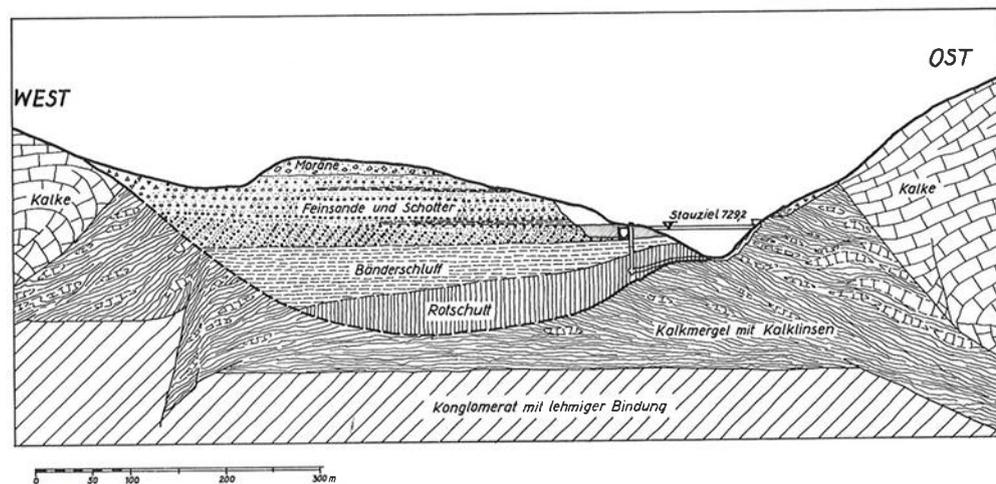


Abb. 3 Geologischer Schnitt durch die Dammachse

Am geologischen Aufbau sind nach Kahler 1953 und Kahler-Weiss 1959, 1963 drei große Gesteinseinheiten beteiligt: die höchsten Anteile der nördlichen Karawankenkette bilden die Triasdolomite und -kalke. Am Sockel des Kleinobirs und Schwarzgupfs liegen jüngere Juragesteine, tektonisch eingeklemmt, in Form plastischer Mergel, Kalkmergel, roter und weißer Kalke, vor. Die mergelreichen und geschichteten Kalke gehören dem Lias an und einzelne Kalklinsen dem Dogger. Die Gesteine dieser sogenannten Sockeldecke bilden die Talsohle, die Dammauflagerfläche und das rechte Sperrenwiderlager.

Im Jungtertiär erfolgte eine großräumige Überschiebung beider Gesteinseinheiten auf das lehmig gebundene Barentalkonglomerat. Das vorhin angeführte alte Freibachtal (Talweg 1) wurde nach geologischer Aussage während der Eiszeit in einer trogähnlichen Form ausgebildet. Die beim Bau des Kontrollstollens angefahrenen Mergel und Kalkmergel waren plastisch und dicht, und ihre Durchlässigkeit lag bei 10^{-8} bis 10^{-11} m/s.

In das alte eiszeitliche Tal ergossen sich murenartige Bergstürze als Folge von Bergzerreißungen während der Frost-Wärmeperiode aus dem tieferen Gehänge der Kleinobir-Westseite. Im Mittel besteht das Material aus 80% Jura- und Triaskalkschutt, 14% Schluff und 6% tonigem Zwischenmittel. Die in großen Prüfkesseln an ungestörten Proben (Durchmesser ca. 70 cm, Länge ca. 80 cm) und mit Pumpversuchen in Brunnen und Bohrungen ermittelte durchschnittliche Durchlässigkeit betrug 10^{-5} m/s. Die bindigen Bestandteile haben rötliche Färbung, daher wurden diese Bergsturmassen als Rotschutt bezeichnet.

Beim Ablagern der einzelnen murenartigen Bergstürze erfolgt durch das reichlich vorhandene Bergwasser zum Teil eine Sortierung des Materials, so daß manche Schichten wenig bindige Anteile besitzen und daher durchlässiger sind. Niederschlagswässer und Bergwässer bevorzugten diese Schichten besonders in der Talsohle. Sie führten einerseits zu punktförmigen Verkittungen des Schuttes, andererseits lösten sie feinkörniges Zwischenmaterial aus und erweiterten dadurch die Wasserwege.

So entstanden Gänge größerer Durchlässigkeit im Rotschutt. Einen davon zeigt die Abb. 4. Der normale Rotschutt mit reichlich bindigen Anteilen erscheint im Bild dunkler.



Abb. 4 Wasserweg im Rotschutt



Abb. 5 Deltaschotter



Abb. 6 Deltaschotter darüber Bachschotter

Auf den Rotschluff wurden in einem eiszeitlichen Stausee abwechselnd Schluff und Feinsande abgelagert. Im Lotschnitt haben diese Schichten bandartige Struktur, daher die Bezeichnung Bänderschluff.

Wiederholte Spiegelschwankungen im Eisrand-Stausee, ausgelöst durch die verschiedenen Höhenlagen des Eisabschlusses, erzeugten im Stausee oftmals einen unregelmäßigen Schluffabsatz. Bei tiefer Spiegellage schnitt der Bach in die Schluffe ein, mäandrierte und füllte sein Bett mit Sand und Kies. Ein neuerlicher Spiegelanstieg führte wieder zum Schluffabsatz und überdeckte diese durchlässigen Schichten. Die Aufschlußbohrungen trafen nur reinen Schluff an. Es entstand damit ein vereinfachtes Bild eines dichten, ungestörten Schluffes und erst die eng liegende Reihe der Injektionsbohrlöcher enthüllte die wahre Natur des "dichten" Schluffes.

Auf den Schluff hat der Bach in das stehende Wasser des Eisrandstausees Schotter- und Feinsandkegel deutlich sortiert abgelagert, wie sie die Abb. 5 wiedergibt. Die Schichten auf dem Bild sind nicht in der Falllinie geschnitten. Ihr Gefälle ist in Wirklichkeit steiler und liegt zwischen 30 und 40%. Ihre Durchlässigkeit (k-Wert) schwankt zwischen 10^{-1} m/s für Grobkies ohne Feinteile und 10^{-7} m/s für Feinsande. Der k-Wert der gesamten Ablagerung ist richtungsabhängig, eine Tatsache, auf die später noch näher eingegangen wird. Auf diese schräg gelagerten Deltaschotter lagerte der Bach, nachdem der See verlandet war, Schotter und Feinsande weniger deutlich sortiert ab (Abb. 6).

Alle bisher beschriebenen Schichten liegen unter Stauziel und werden je nach Höhenlage im Bereich der Sperre einem Wasserdruck bis ca. 25 m ausgesetzt.

Über Stauziel, auf Seehöhe 729,20 m, liegen noch Schotter, lehmige Schotter und Moränen, dazwischen zum Teil Schluffschichten, die mehr als Grundwasserträger von Interesse, an der Umströmung des Dammes jedoch nicht mehr beteiligt sind.

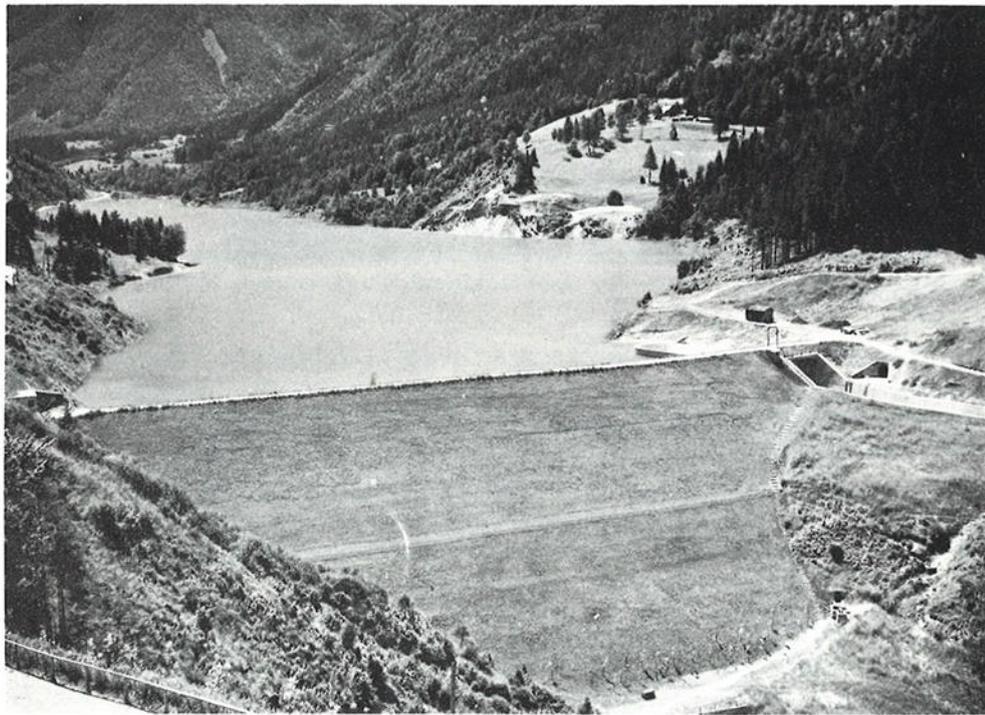
Der geologische Hauptschnitt entstand aus einer großen Anzahl von Einzelaufschlüssen. In dem Bestreben, ein möglichst vollständiges Profil zu erhalten, wurden Aufschlüsse vor und hinter dem Schnitt mitverwendet, ähnliche Schichtgrenzen verbunden, oft zweifelhafte Ergebnisse aus Schlag- und Rotationsbohrungen vollwertig eingesetzt und einzelne Durchlässigkeitsproben für die gesamte Schichtung als kennzeichnend angenommen. Das Profil ist für die Darstellung der Untergrundverhältnisse unbedingt nötig, für die Beurteilung seines Stauwiderstandes jedoch zu stark vereinfacht, denn es kann auch bei größter Aufschlußdichte nie alle Einzelheiten der Natur wiedergeben, die für seine Durchlässigkeit aber ausschlaggebend sind.

Erstrebenswert wäre es, daß derselbe Ingenieur an den Bodenerkundungen, der Bauausführung und der späteren Beobachtung an den Bauwerken zumindest beteiligt ist, denn er kennt mehr Einzelheiten als Zeichnung oder Modell je wiedergeben können.

3. DICHTUNGEN BEI BAUAUSFÜHRUNG

Bei Baubeginn war der geologische Aufbau in Sperrrennähe bekannt. Gründend auf die Ergebnisse von Durchlässigkeitsversuchen, wurde für die Dichtungsmaßnahmen ein Minimalprogramm aufgestellt, dessen wichtigste Teile vor Beginn des ersten Probestaues fertig waren. Eine Erweiterung der Dichtungen wurde von den Erfahrungen beim Probestau abhängig gemacht.

Der Damm selbst (Abb. 7) wurde mit einem Erdbeton abgedichtet. Den Erdbeton stellte man aus gesiebttem Bergsturzmaterial her. Die Durchlässigkeit des Kernmaterials wurde durch Beigabe von $\frac{1}{2}$ Gewichtsprozent Bentonit und sorgfältiger Verdichtung mit der Gummiradwalze auf k-Werte zwischen 10^{-9} bis 10^{-11} m/s herabgedrückt. Die beim Einbau erzielten Trockenraumgewichte erreichten bis zu $2,25 \text{ to/m}^3$. Alle bisherigen Beobachtungen zeigen, daß der Kern praktisch dicht ist.



Ansicht des Dammes Freibach mit Stauraum

In die rechte Talflanke wurde der Dammkern über den Kontrollgang in die mergeligen Kalke 3 - 5 m tief eingebunden. Den Dichtschluß zum Gebirge stellten Kontaktinjektionen mit Zementmilch vom Kontrollgang aus her (s. Abb. 8).

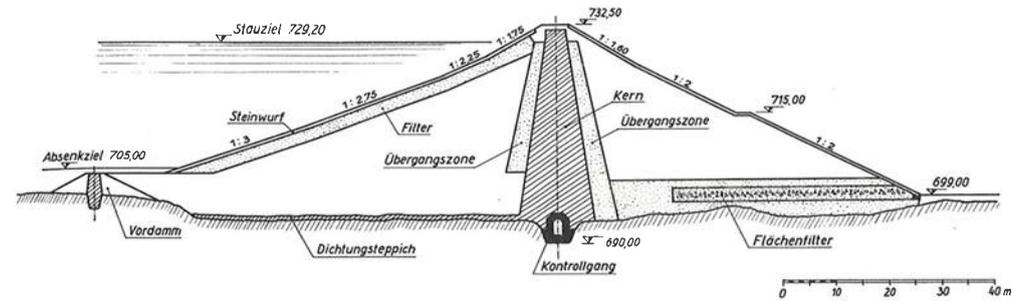


Abb. 7 Regelquerschnitt des Dammes

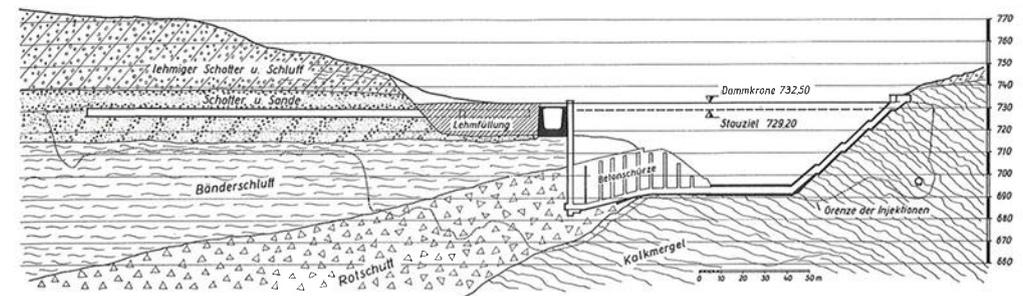


Abb. 8 Geologischer Schnitt durch die Dammachse

In der Talsohle selbst ist das Grundgebirge sehr reich an Mergeln. Der Kontrollgang wurde dort tiefer eingebunden, und ein Dichtungsteppich aus Kernmaterial unter dem wasserseitigen Stützkörper verlängert den Sickerweg auf ca. 70 m. Kontaktinjektionen zeigten wenig Aufnahme, ein Zeichen, daß der Dichtschluß schon erreicht war.

Schwieriger war die Entscheidung, wie weit die Dichtungsfront des Dammes in die linke Talflanke einzubinden war, um eine Umströmung des Dammes in erträglichen Grenzen zu halten (30 - 100 l/s). Beim Rotschutt mußte diese Entscheidung endgültig sein, denn eine nachträgliche Dichtung durch Injektionen größeren Ausmaßes hat in diesem Material wenig Aussicht auf Erfolg. Das lehmig-schluffige Bindemittel des Rotschuttes ist so feinkörnig, daß es selbst chemische Injektionen nicht durchdringen können. Nur die durchlässigen Zonen lassen sich mit Zement und Bentonit injizieren, jedoch nur dann, wenn sie in der Bohrung direkt getroffen werden. Man entschloß sich daher, den Rotschutt mit einem wasser- und luftseitigen Dichtungsteppich abzudecken und den Sickerweg außerdem durch eine bergmännisch eingebrachte Betonschürze zu verlängern.

Durch Aufschlüsse beim Bau des Kontrollganges war bekannt, daß der Rotschutt in der Kontaktzone mit dem Kalkmergel grobblockig und durchlässig ist. Man versuchte daher, mit dem Kontrollstollen im Berg dieser Kontaktschicht zu folgen. Im Bau erwies sich die Grenze jedoch für den Stollen als zu steil. Der restliche Rotschuttkeil unter dem Stollen wurde mit kurzen Injektionen geschlossen.

Im Bänderschluft wurde der Kern obertags direkt eingebunden. Im Anschnitt waren keine Schotterlinsen zu bemerken, doch stieß man beim Abteufen des Schachtes am Ende der Schürze auf eine grundwasserführende Schotterschicht im Schluff, die nachträglich mit Injektionen verpreßt werden mußte.

Von den Schottern und Feinsanden zwischen Schluffoberkante auf Seehöhe 718 m und Stauziel auf Seehöhe 729,20 m waren nur die Durchlässigkeitsziffern einzelner charakteristischer Schotter- und Sandschichten bekannt. Das Verhalten des gesamten Schichtpaketes unter 9 m Stau konnte man jedoch nur in weiten Grenzen schätzen. Man baute daher vorerst nur eine kleine Dichtung ein, in der Absicht, die endgültige Dichtung erst auf Grund der Erfahrungen beim Aufstau auszuliegen. Die erste Dichtung bestand aus einer in einem offenen Schlitz im Schotter eingebauten Lehmfüllung, die den Kern ca. 40 m nach Westen verlängert. Die dichte Verbindung der Lehmfüllung mit dem undurchlässigen Schluff stellte ein zweireihiger Injektionsschirm her.

4. ERFAHRUNGEN BEIM ERSTEN AUFSTAU

Nach Fertigstellung des Dammes im Herbst 1958 begann man den Speicher probeweise zu füllen. Die rechte Talflanke der Sperrenstelle wurde durch den gemauerten Grundablaßstollen auf Höhe der Talsohle gut entwässert. Vor Baubeginn traten an seinem Fuß knapp über dem Bach mehrere Quellen aus, die im Berg im Stollen gefaßt und abgeleitet wurden (Lageplan Abb. 9, Quelle Q 3). Diese Naturquelle schüttete vor Baubeginn je nach Niederschlag 1,5 - 5 l/s. Durch den Aufstau nahm ihre Schüttung zu und erreichte bei Stau auf Höhe 726 m ca. 10 l/s.

Unter dem talseitigen Stützkörper des Dammes liegt ein Flächenfilter, der die Aufgabe hat, das den Dammkern und Kontrollgang in der Talsohle umströmende Wasser noch unter der Auflast des Dammes zu entspannen und abzuleiten. Auch falls Wasser durch den Kern sickern sollte, kann es dort gesammelt werden. Bei Stauhöhe 726 m führten die Sammler des Filters (Quelle Q 4) und ein Quellenausstritt im alten Bachbett unter dem Damm (Quelle Q 6) zusammen 8 l/s Wasser. Die Wasserverluste durch den rechten Hang und die Sohle waren mengenmäßig nicht bedeutend und ihre geringe Zunahme mit steigendem Stau nicht besorgniserregend. Anders war die Lage in den Lockermassen des linken Hanges. Schon bei wenigen Metern Aufstau stieg der Grundwasserspiegel im Rotschutt, der vorher ca. 10 m tiefer als die Bachsohle gelegen war. Anscheinend dringt das Wasser im Stauraum leicht in den Rotschutt ein und füllt den zunächst ruhenden Grundwassersee auf. Der dichte Untergrund aus merge-

ligen Kalken steigt talseitig des Dammes an der linken Flanke hoch und bildet ein dichtes Becken, dessen tiefster Rand knapp unter dem Damm liegt. Dort begann bei Aufstau über Seehöhe 716 m das Grundwasser in Form einer Überlaufquelle auszufließen (Lageplan Abb. 9, Quelle Q 5). Bei weiterem Aufstau stieg die Schüttung der Quelle 5 linear mit der Stauhöhe und eine Verlängerung der Stauschüttungskurve ließ damals ca. 50 l/s für Vollstau erwarten. Zur Sicherung des Hanges wurde die Quelle mit einem 12 Meter langen Stollen im Berg gefaßt, entspannt und mit Filtern gegen Ausschlämmen gesichert. Ein Auffangbecken vor dem Stollenportal dient der Wassermengenmessung und soll eventuell ausgeschlammtes Material auffangen.

So gesichert, staute man unter gewissenhafter Beobachtung des Hanges weiter. Bis Stauhöhe 723 m änderte sich, bis auf eine stetige Zunahme der Quelle aus dem Rotschutt, an der Lage nichts. Erst als die über dem dichten Schluff liegende Schotterschicht ca. 6 m eingestaut war, begann eine Umströmung und das Wasser trat hinter dem Damm auf der Schluffoberkante an mehreren Stellen aus (Abb. 9, Quellen Q 7 und Q 2). Um die offene Rinne der Hochwasserentlastung im steigenden Grundwasserspiegel vor Auftrieb zu schützen, bohrte man in ihre Sohle mit Filterrohren gesicherte Entlastungslöcher; im Lageplan mit Q 8 bezeichnet. Die Schüttung dieser Wasseraustritte nahm bei steigendem Seespiegel so rasch zu, daß der Aufstau bei Seehöhe 726 m, d. s. ca. 3 m unter Stauziel, abgebrochen werden mußten. Zu diesem Zeitpunkt betrugen die Wasseraustritte aus dem Rotschutt 25 l/s, die aus der Schotterschicht 30 l/s. Diese Situation erforderte unbedingt eine Ausweitung der Dichtungsmaßnahmen in den Lockermassen des linken Hanges.

5. ERWEITERTE DICHTUNGSMASSNAHMEN UND GRENZEN DER INJEKTIONEN

Die mit Aufstau stark zunehmende Umströmung in den Schotterschichten ließ zunächst vermuten, daß im Schluff noch durchlässige Schotter vorhanden sein müßten, die vom zweireihigen Injektionsschirm unter der Lehmfüllung nicht erfaßt worden waren. Man vertiefte daher bergseitig der Hochwasserentlastung und unter ihr den Schirm, traf dabei im Schluff tatsächlich Schotter- und Sandlinsen an und verpreßte sie.

Der Injektionsschirm besteht aus 2 Reihen von Bohrlöchern. Der Abstand der Reihen und der der Bohrlöcher untereinander wurde mit 2,50 m gewählt. Im oberen Bereich verwendete man für die Injektion das bekannte Manschettenrohrverfahren. Dieses Verfahren hatte jedoch besonders in diesem Falle schwerwiegende Nachteile. Die Gummimanschetten, durch die das Injektionsgut aus dem Rohr in den Boden eingepreßt wird, öffnen erst bei 5 - 8 atü Druck. Dadurch ist es nicht möglich, den im Boden tatsächlich auftretenden Einpreßdruck zu kontrollieren, da das Manometer in der Zuleitung nur den Gesamtdruck - Druck im Boden plus Druck zum Öffnen der Manschetten - mißt. Das ist besonders in oberflächennahen Schichten, wo der Druck, um Bodenhebungen zu vermeiden, genau dosiert werden muß, sehr nachteilig.

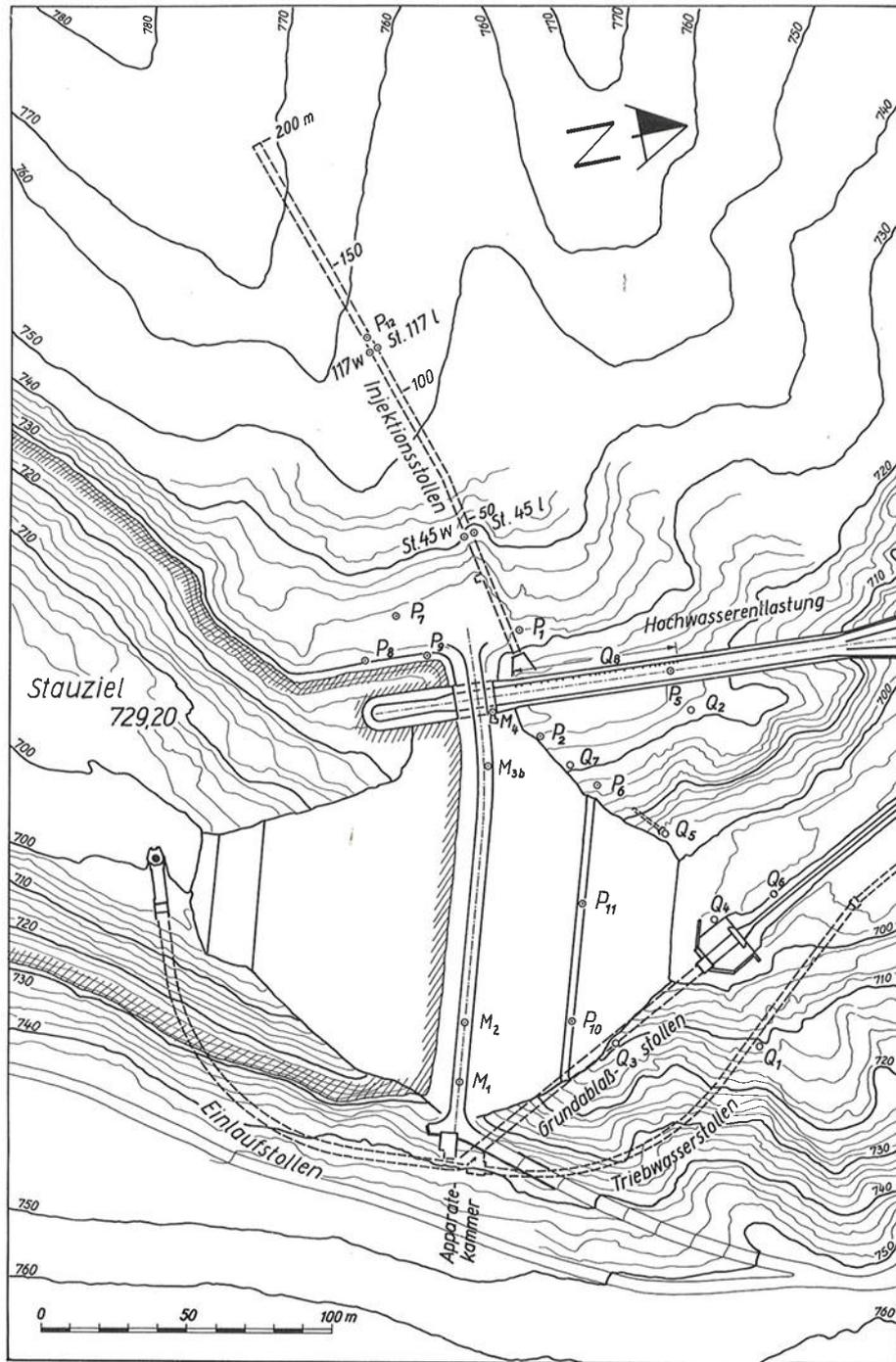


Abb. 9 Lageplan des Dammes

Außerdem lassen sich Manschettenrohre nur sehr umständlich verlängern. Wegen dieser Nachteile vertiefte man den Schirm mit einer anderen Methode. Es wurde unverrohrt in Abschnitten von 3 m mit Rotationsbohrung vorgebohrt, rückziehend durch das Bohrgestänge injiziert und nach Verfestigung wieder aufgebohrt, um zum nächsten Abschnitt weitere 3 m vorzubohren. Dieses Verfahren gestattet beim Einpressen eine genaue Druckkontrolle und damit eine leichtere Beurteilung der Injizierbarkeit der angetroffenen Schichten. Außerdem sind Austritte des Injektionsgutes an der Bodenoberfläche seltener, da der Boden über der Einpreßstelle bereits verfestigt ist. Mit dieser Methode können bestehende Bohrlöcher auch jederzeit vertieft werden.

Im allgemeinen wurde ein Vierstoffgemisch eingepreßt, bestehend aus auf der Baustelle vorkommendem tonhaltigem Schluff, Zement, Bentonit und Wasser. Die Zusammensetzung des Injektionsgutes richtete sich nach der Kornzusammensetzung des Bodens. In grobe, durchlässige Schotter wurde vorwiegend Tongel (ein Ton-Wassergemisch vom spezifischen Gewicht 1,16) mit Zement eingepreßt, während Kiesschichten, die mehr Feinteile enthalten, mit vorwiegend Bentonit, Zement und Wasser gedichtet wurden. Die richtige Abstimmung des Injektionsgutes auf die angetroffenen Bodenschichten erfordert viel Aufmerksamkeit und Erfahrung. Da die Rotationsbohrung im allgemeinen keine brauchbaren Bodenproben liefert, muß eine erfahrene Bohrmannschaft aus dem Bohrschlamm, dem Bohrwiderstand und den Verlusten an Bohrwasser auf die Eigenschaften der Bodenschichten schließen. Schwierig ist oft die richtige Bemessung der Zementbeigabe. Einerseits ist ein bestimmter Zementzusatz zur Verfestigung nötig, um das Einpreßgut vor Ausschlämzung zu schützen, andererseits fällt der Zement aus der Suspension rascher aus, verstopft die Bodenporen und verhindert ein weiteres Eindringen des Injektionsgutes.

In der Abb. 10 sind die Durchlässigkeitswerte und Sieblinien der charakteristischen Schichten zusammengestellt, aus denen sich die Schotter über dem Schluff zusammensetzen. Die ebenfalls eingezeichnete Körnungskurve des Rotschluffes läßt erkennen, daß er für eine Injektion mit Zement und Bentonit zu viele Feinteile enthält. Nur Schichten, in denen diese Feinteile fehlen, können verpreßt werden. Im Diagramm sind die Körnungsbereiche, die mit den Injektionsmitteln Zement-Bentonit-Tongel, Silikaten und dem amerikanischen AM 9 verpreßt werden können, eingezeichnet. Aus dem Bereich Zement-Bentonit-Ton fallen die Körnungslinien für Fein- und Grobsand (Kurven a und b) heraus. Schichten mit ähnlichem Kornaufbau werden vom Injektionsgut nicht durchdrungen. Sie bilden dann im fertigen Injektionsschirm durchlässige Zonen. Auf sie wird im Abschnitt "Chemische Injektionen" noch näher eingegangen. Den Rotschluff, Wasserträger der am stärksten schüttenden Quelle 5, versuchte man ebenfalls mit Injektionen zu dichten.

Da er in seiner Masse nicht injizierbar war, trachtete man seine durchlässigsten Zonen zu finden. Eine davon war sicher die beim Bau der Betonschürze entstandene Auflockerungszone. In sie injizierte man vom Kontrollstollen und von den Schächten der Schürze aus. Mit einer kurzen lotrechten Injektionsreihe aus dem Stollen, die sich an ihrem Ende fächerförmig er-

Kornverteilung	
Probenbezeichnung	Kurve
Feinsand	a
Grobsand	b
Feinsand mit Mittelkies	c
Mittelkies	d
Riesel	e
Rotschutt	f

Durchlässigk. K in m/s
$30 \cdot 10^{-7}$
$3,5 \cdot 10^{-6}$
$3,3 \cdot 10^{-5}$
$7,5 \cdot 10^{-6}$

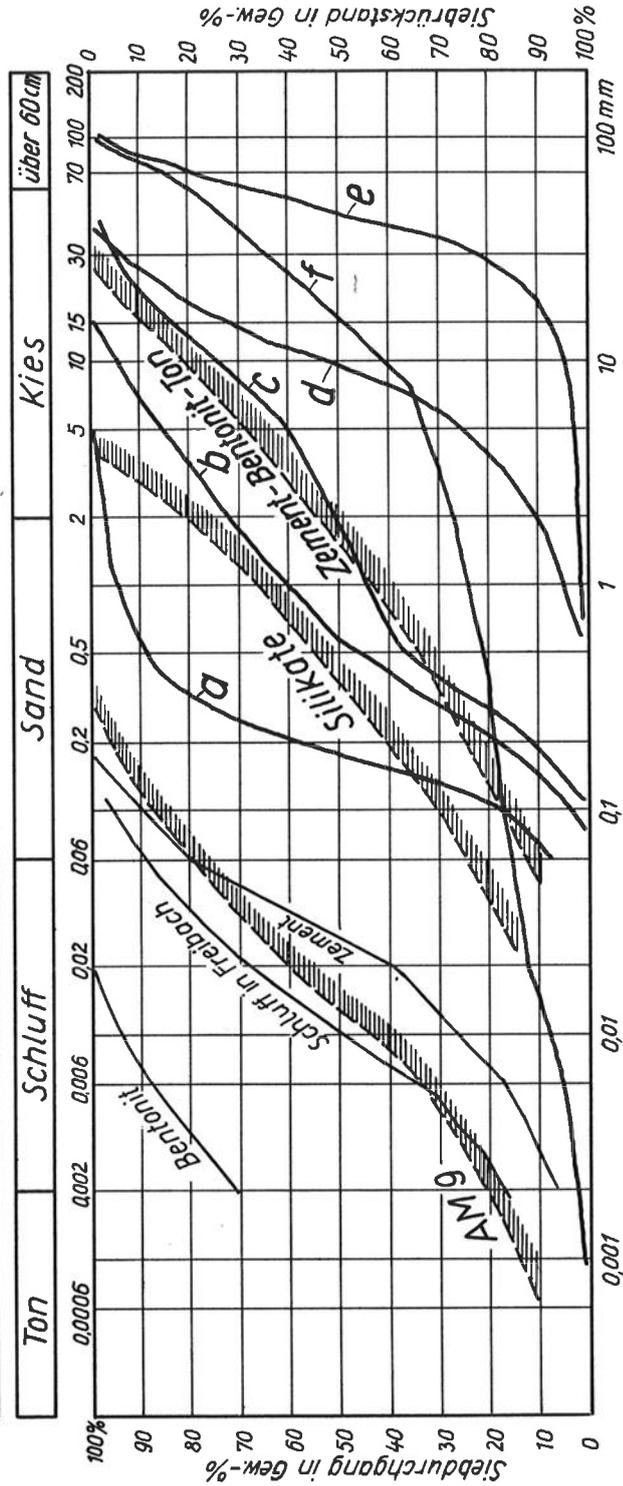
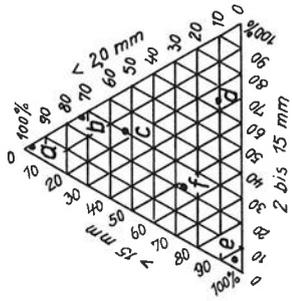


Abb. 10 Kornverteilung und Injizierbarkeit

weitert, stellte man den Anschluß der Schürze an das dichte Grundgebirge her. Der Fächer am Ende sollte die Gewißheit bringen, daß in unmittelbarer Nähe des Dammes kein durchlässiger Gang im Rotschutt offen blieb, der eine direkte Verbindung vom See zur Quelle 5 herstellen könnte. Weiters wurde eine Injektionsreihe vom Damm aus vor der Schürze bis in den Rotschutt vertieft, um die Auflockerungszone sicher zu erfassen. Damit hatte man einen Abschluß im Rotschutt, bis zum Schacht in den Berg reichend, hergestellt (s. Abb. 13). Eine Folge davon war, daß die Quelle 5 erst bei Stauhöhe 717,50 zu fließen begann und ihre Schüttung sich um rund 25% reduzierte. Mit diesem Dichtungsstand im Rotschutt konnte man einen Vollstau versuchen.

Die Kalkmergel des rechten Hanges bestehen aus plattigen Kalken, deren Schichten gegen den Hang einfallen und in den Lagerfugen reichlich Mergel enthalten. Parallel zum Hang aber sind die Kalke von mergelfreien Klüften durchzogen. Diese letzteren dürften die Träger der Umströmung sein. Außerdem sind in die mergeligen Kalke Linsen reiner Kalke eingeschuppt, die ebenfalls etwas durchlässiger sind als die Masse des Gebirges. Die Aufschlüsse vor Baubeginn bestanden aus mehreren Bohrlöchern am Hang und einem Sondierstollen in Höhe der Talsohle. Der Stollen verlief durchwegs in den mergelreichen Kalken der Tiefe und zeigte nur dichtes Gebirge. In den mit Rotationsbohrung abgeteufte Bohrlöchern wurden Durchlässigkeitsversuche angestellt. Durch die drehende Bohrung wurde anscheinend Mergel in die offenen Klüfte geschmiert, und die Versuche brachten daher zu kleine Durchlässigkeitswerte zwischen 10^{-8} bis 10^{-11} m/s. Im allgemeinen läßt sich ein Boden mit diesen k-Werten nicht mehr injizieren, doch die Umströmung ließ auf Zonen größerer Durchlässigkeit schließen. Anstehender Fels läßt sich aber leichter injizieren, da er wenige, doch weiter geöffnete Wasserwege besitzt als Lockermassen gleicher Durchlässigkeit mit den vielen, engen Porengängen. Um den Sickerweg im rechten Dammwiderlager zu verlängern, injizierte man den Fels vom Kontrollgang aus. Weiters wurde ein doppelter Fächer von der Apparatekammer aus, an der Abzweigstelle Triebwasserstollen-Grundablaßstollen, bis in die Dichtungsfront der Dammachse gebohrt und verpreßt (siehe Abb. 13).

Als Injektionsmittel kam wegen der höheren Wassergeschwindigkeit der Kluffströmung nur eine gute erhärtende Zementmilch in Frage, die durch Beigabe von etwas Bentonit stabiler und geschmeidiger gemacht wurde. Es wurden selten Zonen mit größerer Aufnahme angetroffen, mit Ausnahme der Schuppen reinen Kalkes, die aber bald verfüllt werden konnten.

Auf die Quelle 3 wirkten sich die Injektionen wenig aus, doch ist eine Änderung wegen des starken Einflusses der Niederschläge auf die Quelle schwer festzustellen.

6. ENTSCHLUSS ZU WEITEREN DICHTUNGEN IN DER SCHOTTERSCHICHTE

Nach einigen weiteren Stauversuchen bei ruhigem Wetter und langsam steigendem Spiegel, wodurch Nebeneinflüsse durch Niederschlag und rasche Spiegelschwankungen ausgeschaltet werden, wurde es klar, daß die bestehenden Dichtungsmaßnahmen im Schotter nicht ausreichten. Die mit steigendem Seespiegel sehr rasche Zunahme der Quelle 8 machte es nach wie vor unmöglich, den Stausee weiter als 3 m unter Stauziel zu füllen.

In der Abb. 11 ist der Zusammenhang zwischen der Schüttung der Schotterquellen 2, 7 und 8 und dem Seestand dargestellt. Da alle 3 Quellen aus der Schotterebene kamen, war gleichzeitiges Anlaufen erklärlich; daß dies erst bei einer Stauhöhe von 724 m geschah, obwohl die Grenze Schluff - Schotter auf Seehöhe 719 horizontal verläuft, war zunächst unerklärlich.

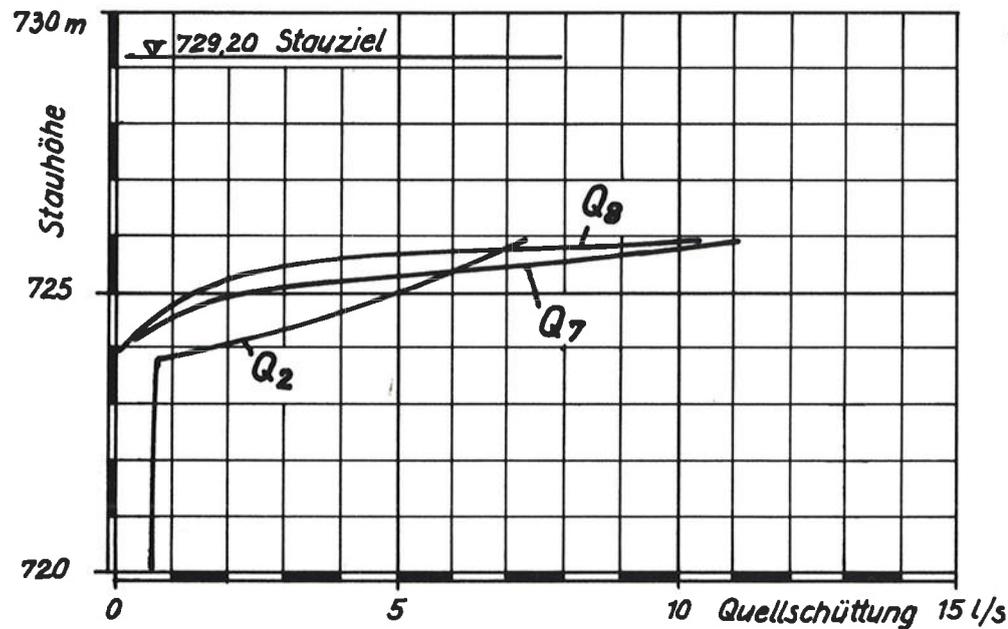


Abb. 11 Stauhöhe u. Schüttung der Schotterquellen im Naturzustand

Die Quellen verhielten sich so, als ob der Schotter von 719 bis 724 dicht, darüber aber stark durchlässig wäre. Siebanalysen und Durchlässigkeitsproben hatten jedoch überall auf Schichten ähnlicher Zusammensetzung schließen lassen.

Während des Baues der Hochwasserentlastung war der Schotter einmal zur Gänze im Schnitt sichtbar, dabei konnte man deutlich zwei verschieden geartete Ablagerungen der Schotter- und Sandschichten unterscheiden (s. auch Abb. 6). Von Seehöhe 719 bis 724,50 sind abwechselnd Schotter- und Sand-

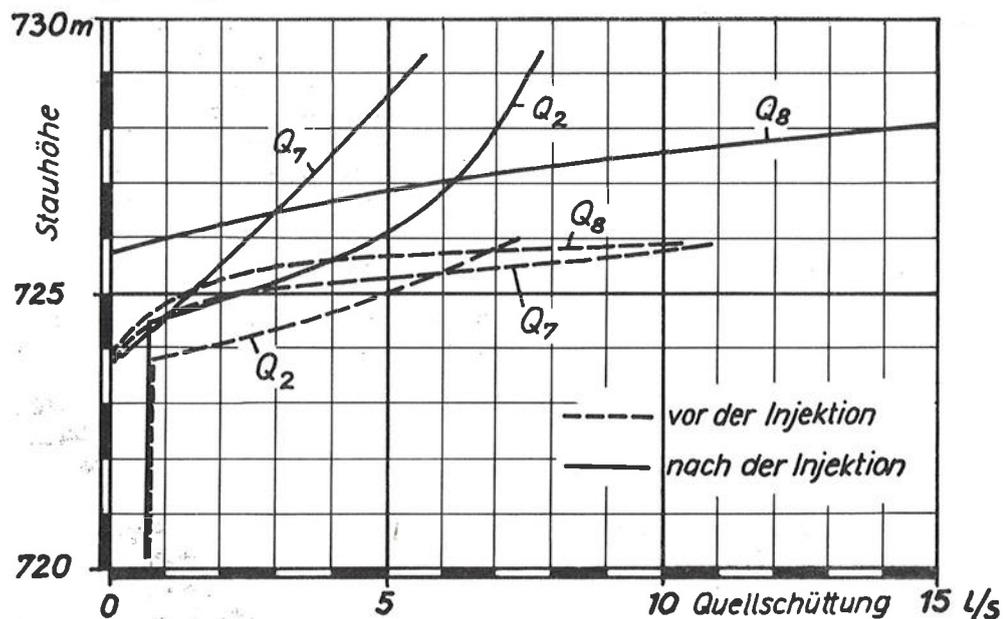
schichten deutlich sortiert, schräg mit 30 bis 40% nach Nord einfallend abgelagert. Darüber liegen Schotter und Sande weniger stark sortiert mit horizontaler Schichtung. Die unteren schrägen Schichten sind Deltaschüttungen in einem eiszeitlichen Stausee, während die horizontalen Schichten vom Bach in seinem Bett abgelagert wurden. Das den Damm umströmende Wasser muß im Bereich der Deltaschotter alle Feinsandschichten mit geringer Durchlässigkeit quer durchdringen, um an die Luftseite zu gelangen. Der Bachschotter dagegen, mit seiner Schichtung in Strömungsrichtung, bietet dem Wasser wenig Widerstand.

Bevor man über eine Erweiterung der Dichtung im Schotter einen Entschluß fassen konnte, mußten der Verlauf von Delta- und Bachschotter und auch jener der Schluffoberfläche in weiterer Umgebung des Dammes geklärt werden. Dazu wurde 250 m westlich des Dammes ein Schurfbrunnen abgeteufelt, der auch tatsächlich durch Moränen und Bachschotter bis in die Deltaschotter vorstieß, bevor sein Vortrieb wegen zu starkem Grundwasserandrang eingestellt werden mußte. Entscheidende Erkenntnisse über die großen Zusammenhänge des Schichtverlaufes von Schluffoberfläche und Grundgebirge brachten aber erst die Ergebnisse der seismischen und geoelektrischen Bodenuntersuchungen. Die Seismik bestätigte die Senke des alten Tales im Grundgebirge, die Geoelektrik dagegen lieferte an Einzelheiten reichere Bodenprofile der oberen Schichten. Sie konnte besser zwischen Schichten verschiedener Durchlässigkeit unterscheiden, denn durchlässige Schichten haben ein viel schlechteres elektrisches Leitvermögen als dichte. Die Profile ließen vermuten, daß der dichte Untergrund aus Schluff oder Feinsand an einem Punkt 200 m westlich des Dammes bis auf Höhe des Stauzieles ansteigt. Eine Dichtung bis zu diesem Punkte müßte also die Umströmung im Schotter ganz unterbinden.

Eine Schwierigkeit bildete das gegen Ende der Dichtung ansteigende Gelände. Einen Injektionsschirm von der Oberfläche aus abzubohren, kam wegen der bis 60 m mächtigen Überlagerung nicht in Frage. Eine der besten Lösungen war daher, in der gegebenen Richtung einen Stollen vorzutreiben und vom Stollen aus die nur noch 15 bis 20 m mächtige Schotterebene bis zum Schluff zu verpressen. Die Höhenlage des Stollens wurde so gewählt, daß er mit dem First in Stauhöhe zu liegen kam und mit seiner Betonauskleidung selbst einen Teil der Dichtung bildet. Der Vortrieb des Stollens im von Gletschern vorgepreßten und daher sehr standfesten Schotter ging leicht vonstatten. Der Injektionsschirm wurde einreihig, in den vorderen 70 m des Stollens mit 1 m, in den restlichen 130 m mit 2 m Bohrlochabstand, ausgeführt. Eingepreßt wurde hauptsächlich ein Zement-Bentonit-Wassergemisch. Tongel wurde wenig verwendet, da man nur selten auf Zonen größerer Aufnahmefähigkeit stieß.

Nachdem der Stollen gebaut und die ersten Teile des Schirmes fertig waren, begann man den See langsam aufzustauen. Als man mit dem Seespiegel 1,50 m unter Stauziel angelangt war, brachten heftige Niederschläge auf wassergesättigten Boden ein starkes Hochwasser, das den Stausee rasch bis zum Stauziel auffüllte. Schon die ersten Injektionen und die dichtende Wirkung des Stollenbetons brachten eine starke Reduktion der Umströmung des Dammes.

Das Diagramm Abb.12 zeigt das Verhalten der Schotterquellen vor und nach der Injektion vom Stollen aus. Daraus ersieht man, daß die Quelle 7 von der Dichtung am meisten beeinflußt wurde. Die Kurve der Quelle 8 verläuft zwar immer noch sehr flach, doch beginnt sie erst bei höherem Stau und hält sich in erträglichen Grenzen. Erst jetzt war es möglich, den Stau nach energiewirtschaftlichen Überlegungen zu steuern, denn die Umströmung im Schotter war durch die neue Dichtung soweit verringert worden, daß sie die Stand-sicherheit des linken Hanges nicht mehr gefährden konnte.



Schüttung der Schotterquellen als Funktion der Stauhöhe vor und nach der Injektion mit Zement, Bentonit und Tongel vom Stollen aus.

Abb. 12

Die Abb. 13, ein Schnitt durch die Dammachse, enthält alle Injektionsbohrlöcher. Der von den Injektionen vermutlich erfaßte Bereich ist punktiert eingetragen.

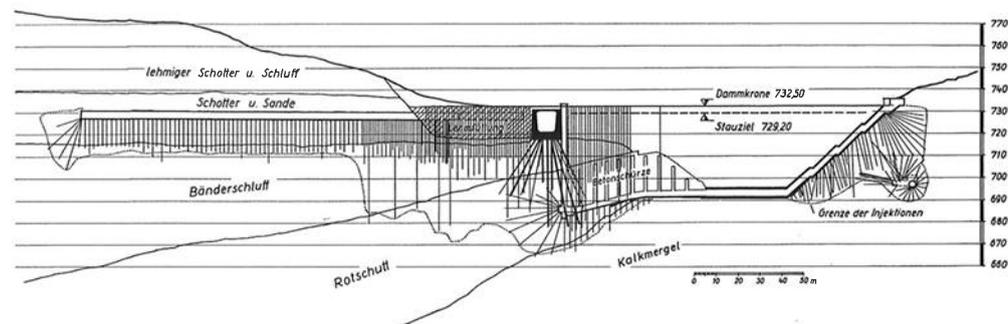


Abb. 13 Schnitt durch die Dammachse mit Injektionen

7. BEOBACHTUNGEN

Der Ingenieur geht bei der Berechnung zur Bemessung der Bauteile von den Kennwerten der Baustoffe aus. Je zutreffender die Annahme dieser Werte ist, umso besser kann seine Rechnung das Verhalten der Bauteile und der Last voraussagen. Wie groß sind aber diese "Konstanten" im Baugrund? Die in unserem Falle wichtigste Eigenschaft, die der Durchlässigkeit, läßt sich nur mit zweifelhaften Methoden im ungestörten Boden des Bohrloches, genauer im Prüfkessel, jedoch meist nur an gestörten Proben, ermitteln. Der Rückschluß auf den k-Wert aus der Siebkurve ist unsicher. Wenn man auch versucht, sich mit Hilfe der vermuteten Entstehungsgeschichte ein besseres Bild der Bodenstruktur zu machen, so fehlen doch die für die voraussagende Rechnung wichtigsten Kenntnisse von den Zusammenhängen der Schichten starker Durchlässigkeit. Wären aber umgekehrt alle Grundlagen bekannt, so hätte das Problem so viele Randbedingungen, daß es einer genauen Rechnung nicht mehr zugänglich wäre. Eine Vereinfachung der Annahmen, um eine Rechnung möglich zu machen, würde das Resultat aber mit ebenso großen Fehlern behaften, wie sie falsche k-Werte mit sich bringen. Die Fehler liegen dabei in der Größenordnung von 1 bis 2 Stellenwerten. Die Rechnung ist daher nur für ganz grobe Vorbemessungen brauchbar. In dieser Lage befindet sich der Wasserbauingenieur sehr oft, wenn er Probleme der Hydraulik zu lösen hat. Er behilft sich in so einem Falle mit dem Modellversuch. Dieser Ausweg ist wohl bei Bauwerken gangbar; ein Bauwerksmodell läßt sich leicht herstellen, dagegen ist ein Modell der mannigfaltigen Natur kaum vorstellbar. Versagt schließlich auch das Modell, bleibt nur mehr der Versuch in der Natur, in unserem Falle der Probestau. Aus Messungen am Modell werden Beobachtungen in der Natur, an Stelle der Pumpe im Wasserbaulabor aber tritt der nicht beherrschbare Naturzufluß. Solche Großversuche dürfen daher nur unter der Leitung eines erfahrenen und verantwortungsbewußten Ingenieurs, bei ruhiger Wetterlage und unter dauernder schärfster Beobachtung durchgeführt werden.

Um sich von einem unsichtbaren Grundwasserstrom ein Bild machen zu können, müssen möglichst viele Beobachtungen gesammelt werden. Die vom Grundwasserstrom geführte Wassermenge ist die wichtigste Ermittlung. Piezometerrohre und Manometer geben über Störungsgefälle und damit über unterirdische Hindernisse, die sich dem Grundwasserstrom entgegenstellen, Auskunft. Die Temperatur- und Härtebestimmungen des Wassers können einen Hinweis liefern, ob das Wasser aus dem Stausee oder aus natürlichen Grundwasseransammlungen stammt, bzw. wie groß die Anteile an Niederschlagswasser sind. Alle diese Beobachtungen lassen sich, vielleicht mit Ausnahme der Härtebestimmung, leicht einmal, in kritischen Lagen mehrmals am Tage durchführen. Dazu kommen noch fallweise Färbversuche, bei denen das gefärbte Grundwasser in Pegelrohren auf seinem Weg bis zu den Austrittsstellen verfolgt und identifiziert werden kann.

Quellschüttungen: Die Art der Wassermengenmessungen richtet sich nach der Menge des zu messenden Wassers, nach den örtlichen Gegebenheiten und der angestrebten Meßgenauigkeit. Am verlässlichsten sind noch immer die Gefäßmessungen mit der Stoppuhr, obwohl der rauhe Baubetrieb einen großen Verbrauch an Stoppuhren mit sich bringt. Bei kleineren Wassermengen, bis etwa 8 l/s, genügen tragbare Gefäße, größere Wassermengen erfordern fest eingebaute Behälter. Ist unter dem Quellaustritt genug Gefälle vorhanden, so kann ein Meßwehr eingebaut werden, dessen Abflußbeiwert aber auf jeden Fall mit Gefäßmessungen bei verschiedenen Durchflüssen zu eichen ist.

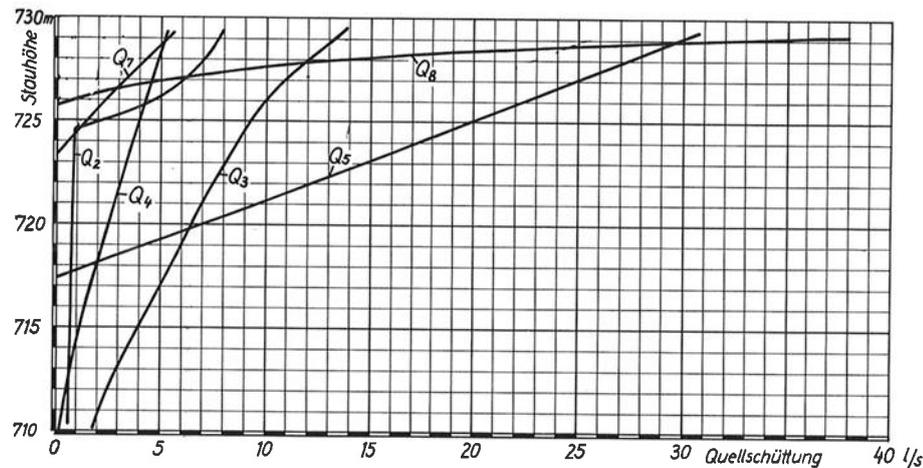


Abb. 14 Stauhöhe und Quellschüttung

Die täglichen Meßergebnisse werden, zugleich mit dem Seestand zur Zeit der Messung, in Form von Ganglinien graphisch aufgetragen (siehe Beilage 1). Ein besseres Bild über das Verhalten der Quellen erhält man aber aus dem Diagramm, das den Zusammenhang Quellschüttung und Stauhöhe wiedergibt (Abb. 14). Jede Messung darin ist ein Punkt und eine ganze Stau- und Absenk-

periode bildet sich als mehr oder weniger streuende Punkteschar ab, in die eine Kurve gelegt werden kann. Die Streuung der Punkte kann mehrere Ursachen haben. Bei raschem Spiegelanstieg im Stausee müssen vom mitansteigenden Grundwasserstrom oft erst größere Lockermassen aufgefüllt werden, bevor sich der höhere Seewasserstand in einer verstärkten Quellschüttung auswirkt, andererseits schütten bei rasch sinkendem Stauspiegel die Quellen mehr als bei gleichem Seestand und stationärem Zustand. Manchmal gelingt es, aus einzelnen Zacken der Ganglinie die Verzögerungszeit zu entnehmen. Berücksichtigt man sie beim Auftragen im Stau-Schüttungsdiagramm, so verringert sich meist die Streuung der Punkte und sie liegen dann näher der mittleren Kurve. Eine andere Fehlerquelle bilden die Niederschläge. Ihr Einfluß kann an Hand von Schüttungsschwankungen einer vom Stau unbeeinflussten Naturquelle in der Umgebung der Sperre eingeschätzt werden. Die Abb. 14 enthält die Stau-Schüttungskurven der wichtigsten Verlustquellen. Die Lage der Quellen ist im Lageplan Abb. 9 zu ersehen. Die Quelle Q 3 entwässert den rechten Hang, Q 4 ist der Sammler des Flächenfilters unter dem Damm, Q 5 kommt aus dem Rotschutt und bei Q 2, Q 7 und Q 8 tritt das im Schotter den Damm umströmende Wasser aus.

Aus der Kurve der Quelle Q 2 ist sofort zu erkennen, daß die Quelle erst über Stauhöhe 724,50 Seewasser führt; darunter ist ihre Schüttung konstant, sie führt dort nur natürliches Quellwasser.

Grundwasserstände: Die Grundwasserspiegel im offenen Gelände werden in Piezometerrohren gemessen. Das sind Vollrohre, mit $1\frac{1}{2}$ " Lichtweite in Bohrlöchern versetzt, die in der Tiefe des zu messenden Grundwassers gelocht sind. Kommen im Boden mehrere Grundwasserhorizonte übereinander vor und will man einen tieferen Horizont messen, dann muß das Piezometerrohr so versetzt werden, daß kein Wasser des oberen Horizontes entlang des Rohres in den Meßhorizont dringen kann, weil sonst das Ergebnis verfälscht wird. Die Messungen selbst können mit einem Schwimmer oder der Brunnenpfeife, besser aber mit dem Lichtlot, durchgeführt werden. Das Lichtlot besteht aus einem zweiadrigen Kabel mit Meterteilung, das an seinem Ende einen Lotkörper mit eingebautem Schwimmer trägt. Taucht das Lot ins Wasser, so schließt der Schwimmer einen Kontakt und läßt am oberen Ende des Kabels ein Lämpchen aufleuchten.

Schwieriger ist die Messung von Stollen aus, die im Grundwasser liegen. Die Ablesegenauigkeit gewöhnlicher Manometer ist zu gering, auch werden sie häufig durch Sand oder Kalksinter verlegt. Besser bewährte sich ein tragbares Quecksilbermanometer. Die einzelnen Rohre der Meßstellen müssen dann mit einem Hahn verschließbar sein und Anschlüsse für das Manometer besitzen. Endet aber der Stollen, wie der Kontrollstollen in Freibach, in einem Schacht, so kann das Druckwasser mit billigen Plastikschläuchen von der Meßstelle zu einem Steigrohr im Schacht geführt und seine Wassersäule dort bequem gemessen werden. Führen im Schacht Steigrohre von mehreren Meßstellen hoch, so kann man ihren Wasserstand einfach mit einem fest eingebauten Quecksilbermanometer auf folgende Art messen (siehe Abb. 15):

In das $1\frac{1}{2}$ " - Steigrohr wird ein mit einem Gewicht versehener 4 - mm - Plastikschauch so tief eingehängt, daß sein unteres Ende auch bei tiefstem Wasserstand noch eintaucht. Diese Plastikschräuche werden unter Zwischenschaltung von gasdichten Hähnen an eine Sammelleitung angeschlossen, an deren einem Ende ein Rückschlagventil (Autoschlauchventil) sitzt, am anderen Ende ist ein Quecksilbermanometer angeschlossen.

Soll der Wasserstand eines Steigrohres gemessen werden, so wird der entsprechende Hahn geöffnet und aus einer Preßluftflasche oder mit einer gewöhnlichen Luftpumpe solange Luft in die Sammelleitung gepreßt, bis sie aus dem offenen, unteren Ende des dünnen Schlauches austritt. Dieser Zeitpunkt ist daran zu erkennen, daß das Manometer trotz weiterer Luftzufuhr nicht weiter ausschlägt. Manometerausschlag mal dem spezifischen Gewicht von Quecksilber (13,6) ergibt die Höhe der verdrängten Wassersäule und man erhält die Seehöhe des Wasserspiegels im Standrohr durch Addition von h zur bekannten konstanten Seehöhe des unteren Plastikschauchendes. Diese Art der Messung hat sich in der Praxis sehr gut bewährt.

Die Grundwasserspiegelhöhen werden, gleich den Quellschüttungen, als Ganglinie (Beilage 2) und in Diagrammen in Abhängigkeit von der Stauhöhe aufgetragen. In der Abb. 16 sind nur einige, für die wasserdurchströmten Hauptschichten wichtigste Wasserstandslinien dargestellt. Viele Piezometerrohre wurden während der Injektionsarbeiten verpreßt und damit unbrauchbar. Die strichlierte Linie teilt das Diagramm in zwei Bereiche. Wasserstände im Bereich links ober der Linie liegen höher als der Stauspiegel, die rechts unten tiefer. M2 mißt den Wasserdruck im Kalkmergel unter der Sohle des Kontrollganges in der Mitte der Dichtungsfront, bei schon etwas abgebautem Wasserdruck. M3b, M4 und P12 kennzeichnen die Grundwasserspiegellagen im Rotschutt, M3b luftseitig der Schürze, M4 am unteren Ende des Kontrollschachtes und P12 ist ein Piezometerrohr, das vom Injektionsstollen aus durch Schotter und Schluff bis in den Rotschutt reicht.

Obwohl P12 weit von M4 entfernt ist, weichen bei niedrigem Stau die Höhen kaum voneinander ab, der Grundwasserspiegel ist fast horizontal. Erst bei höherem Stau steigt P12 etwas rascher, der Absenktrichter der Quelle 5 im Grundwasserspiegel wird sichtbar. Die Entlastung durch die Quelle 5 verursacht auch den deutlichen Knick der Linien. Auffallend ist die tiefe Lage des Wasserspiegels im Rotschutt. Der Druckabfall zwischen See und Meßstelle ist viel größer als zwischen Meßstelle und Quellaustritt auf Seehöhe 704 m; ein Zeichen, daß die Dichtung seeseitig der Meßstellen liegt.

Eine andere Besonderheit der Kurven läßt aber noch weitere Schlüsse über Eigenschaften des Rotschuttes zu. Die Wasserstandskurven sind aus einer wenig streuenden Punkteschar ermittelt. Sie gelten sowohl für steigenden als auch für fallenden Stauspiegel. Wenn das Becken aus Kalkmergel dicht wäre, müßten die Kurven bei sinkendem Seespiegel nach dem Versiegen der Quelle 5, bei Stauhöhe 717,50 m, horizontal nach links verlaufen. Sie sinken aber sehr rasch, dem Seespiegel vorausgehend, ab, d.h. der Grundwassersee muß noch einen weiteren Abfluß außer der Quelle Q 5 besitzen. Wahrscheinlich erfolgt dieser Abfluß in das alte Tal (siehe Abb. 3, geolog. Schnitt).

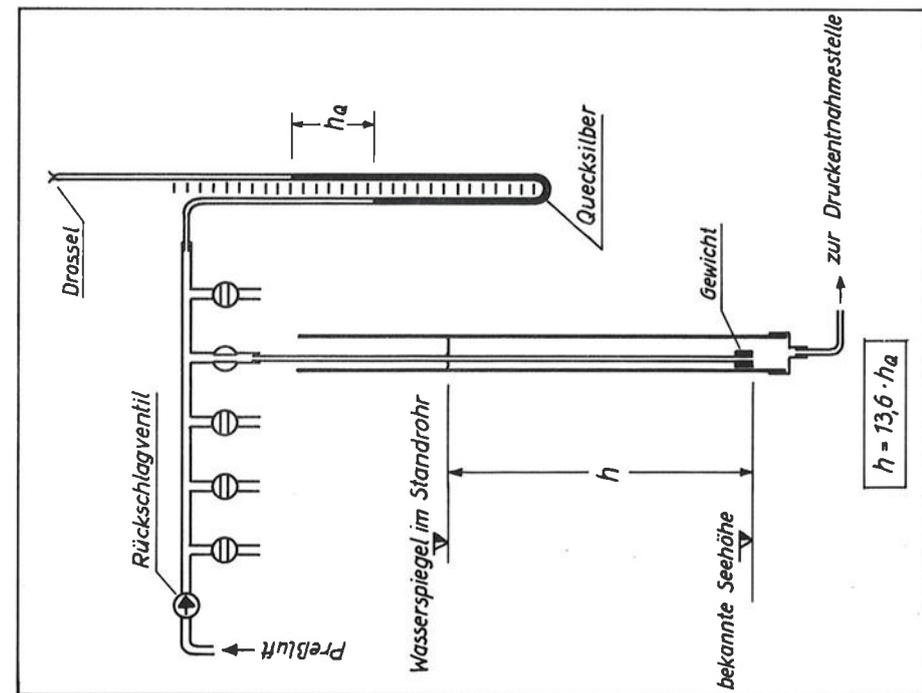
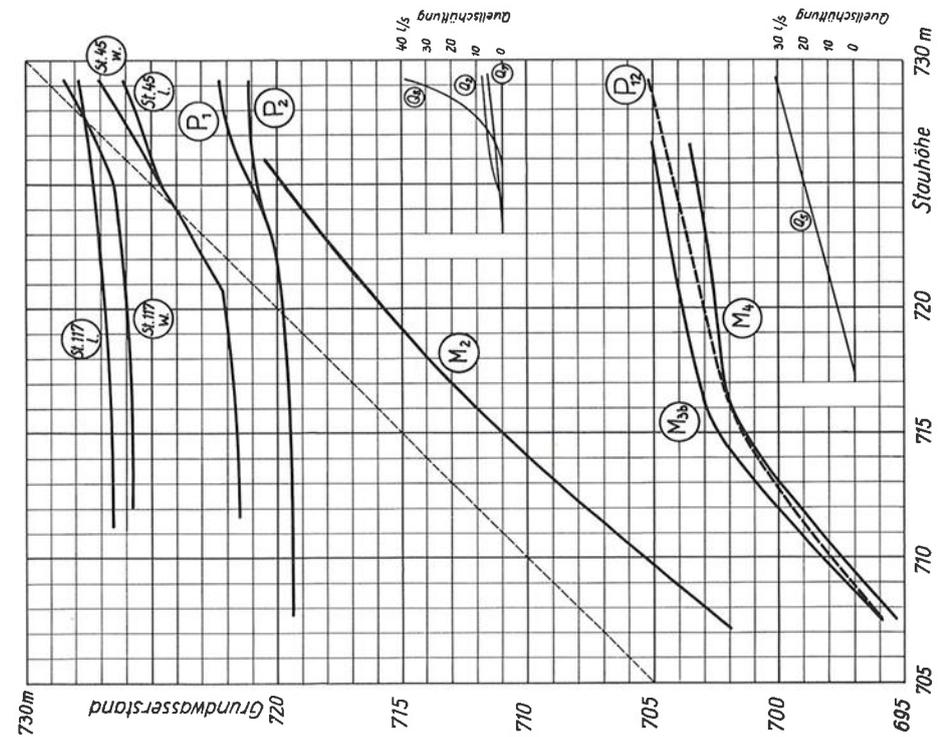


Abb. 15 Schema der Wasserstandsmessung

Abb. 16 Stauhöhe und Grundwasserstand

Die Piezometerrohre P1 und P2 in Dammnähe luftseitig der Dichtung und St 45 l, St 45 w, St 117 l und St 117 w im Injektionsstollen kennzeichnen den Wasserspiegelverlauf in der Schotterschichte. Bei den Piezometern im Stollen bedeutet die Zahl die Stollenstation in Metern, der kleine Buchstabe gibt an, ob sich das Piezometerrohr auf der Wasser- oder Luftseite des Injektionschirmes befindet. Auffallend ist das starke Spiegelgefälle des Grundwassers vor Aufstau. Das Wasser strömt auch in diesem Zustand aus der Bergflanke in Richtung Damm und speist zwei Quellen. Eine tritt unmittelbar vor dem Damm auf Höhe der Schluffoberkante aus, eine zweite hinter dem Damm ist die schon bekannte Quelle 2. Bei Station 117 des Stollens ist der Wasserspiegel vor Aufstau talseitig der Dichtung 80 cm höher als auf der Bergseite. Die Dichtung wird im Inneren des Berges vor Aufstau verkehrt belastet. Deutlich ist das Vorausschleichen des Wasserspiegels vor dem Stau im Stollen aus den Linien zu entnehmen, das zum Damm strömende Wasser wird durch den steigenden Seespiegel zurückgestaut. Die Verflachung der Linien von P1, P2 und St 45 l fällt wieder mit dem Anlaufen der Quellen aus dem Schotter zusammen und ist am stärksten in der Nähe der Quellaustritte (P1 und P2), schwächer bei St 45 l. Auf der Wasserseite der Dichtung ist eine Entlastung durch die Quellen überhaupt nicht festzustellen.

Außer den näher behandelten Wasserstandsbeobachtungsstellen wurden noch mehrere andere eingerichtet, doch sind sie zum Teil durch Injektionen ausgefallen, zum Teil haben sie für das gesamte Strömungsbild nicht so große Bedeutung. Erwähnenswert wären noch die Piezometer P10 und P11 im Damm selbst (siehe Lageplan Abb. 9). Sie messen den Wasserstand im Damm bzw. im Filter und ihr konstant tiefer Stand ist ein Zeichen für den raschen Druckabfall hinter dem Dammkern und die Funktionstüchtigkeit des Flächenfilters.

Quellentemperaturen

An sämtlichen Quellen, deren Schüttung beobachtet wird, werden auch die Wassertemperaturen täglich gemessen. Die Messung erfolgt mit Quellthermometern, das sind empfindliche Quecksilberthermometer mit 0,1°C Angabe.

Bei Quellen wird die Temperatur unmittelbar an der Austrittsstelle, bei See- und Grundwasser weniger genau an Schöpfproben aus See- und Wasserstandsrohren gemessen. Die Ergebnisse werden graphisch als Ganglinien aufgetragen (Beilage 3). In manchen Fällen gelingt es, aus der Quelltemperatur zu schließen, ob das Wasser aus dem Grundwasser (Naturquelle) oder vom Stausee stammt. Voraussetzung für eine Unterscheidung ist ein größerer Temperaturunterschied zwischen See- und Grundwasser. Die Temperatur des Grundwassers oder natürlichen Quellwassers schwankt, wie aus zweijährigen Messungen an einer Naturquelle neben der Sperre hervorgeht, je nach Jahreszeit zwischen 5,0 bis 9,2°C.

Die Temperatur des Seewassers, 1 m unter der Oberfläche gemessen, schwankte im Beobachtungszeitraum zwischen 0,0° und 21,5°C. Es gelingt nur dann, das Wasser einer Quelle eindeutig als Seewasser zu erkennen, wenn die Quelle ihr Wasser aus den oberen Bereichen des Sees bezieht, denn nur dann ist der dafür nötige Temperaturunterschied gegeben. In seinen tieferen Schichten ist der See so kalt, daß eine Unterscheidung nicht mehr möglich ist.

Die Ergebnisse der Temperaturmessungen in Abhängigkeit von der Stauhöhe aufzutragen gelingt nicht, da die Ausgangswerte, hier die Seetemperatur, nicht konstant sind. In der folgenden Tabelle sind die Extremwerte in °C der wichtigsten Quelltemperaturen und ihre größten Schwankungen zusammengestellt. Als Normaltemperatur des natürlichen Quellwassers sind die Werte der Naturquelle Q 1 in der 2. Zeile angeführt.

Meßstelle	1 9 6 0			1 9 6 1		
	Maximum °C	Minimum °C	t °C	Maximum °C	Minimum °C	t °C
Seetemperatur 1 m unter Oberfläche gemessen	20,0	0,0	20,0	21,5	0,6	20,9
Naturquelle Q 1	9,0	5,0	4,0	9,2	5,4	3,8
Q 3	10,2	6,0	4,2	10,2	6,2	4,0
Q 4	10,8	5,2	5,6	11,2	5,8	5,4
Q 5	11,6	3,6	8,0	12,2	4,0	8,2
Q 2	9,6	4,8	4,8	12,8	4,4	8,4
Q 7	11,7	4,2	7,5	15,2	2,0	13,2
Q 8	14,8	2,8	12,0	14,9	2,8	12,1

Die Extremwerte von nur zeitweise schüttenden Quellen treten meist dann auf, wenn die Quelle vor ihrem Anlaufen mit nur geringer Wassermenge im Winter kalte, im Sommer warme Bodenschichten vor ihrem Austritt durchströmt. Läuft die Quelle längere Zeit mit größerer Wassermenge, so wird der durchströmte Boden der Wassertemperatur angeglichen und die Temperaturmessung liefert richtigere Werte.

An der Ganglinie der Temperatur erkennt man deutlich die ausgleichende Wirkung des durchströmten Bodens auf die Quelltemperatur. Die starken Tagesschwankungen der Seetemperatur wirken sich auf die Quellen nur stark gedämpft aus. Auch das Jahresmaximum der Seetemperatur im Juni, Juli und August wirkt sich in der Quelltemperatur je nach Länge des Fließweges und der Wassermenge, zeitlich länger oder kürzer in den Herbst verschoben, aus. Beweiskräftige Schlüsse lassen aber diese Beobachtungen kaum zu, da sie sind sie zu undeutlich.

In einem einzigen günstig gelagerten Fall der Quelle 2 ist es möglich, eindeutig aus dem Temperaturgang den Zeitpunkt zu erkennen, wann die Quelle zu ihrem Wasser aus natürlichem Grundwasser zusätzlich Seewasser erhält (Ganglinie in Beilage 3). Anscheinend stammt das Seewasser aus den obersten warmen Seeschichten, das sich so deutlich im Temperaturgang der Quelle auswirkt.

Härtemessungen

Mit den Seetemperaturen wurden in Beilage 3 die im Quell- und Seewasser gemessenen deutschen Härtegrade aufgetragen. Die Bestimmung der Härte erfolgt im Mittel zweimal wöchentlich mit der Titriermethode. Sie ist einfach und kann leicht von ungelernten Hilfskräften an Ort und Stelle ausgeführt werden.

Die Härte der Naturquelle, die zum Vergleich bestimmt wird, liegt zwischen $14,0^{\circ}$ und $15,5^{\circ}$ dH., die des Wassers der Seeoberfläche zwischen $12,0^{\circ}$ und $13,5^{\circ}$ dH. Von den Verlustquellen führt Q 5 das dem See ähnlichste Wasser, das der übrigen Verlustquellen liegt zwischen den nicht stark unterschiedlichen Extremen See- bzw. Naturwasser. Verfälschungen der Ergebnisse können, besonders bei den Quellen aus der Schotterschichte, durch weiches Niederschlagswasser auftreten, auch kann die Härte des umströmenden Seewassers auf seinem Weg durch die kalkreichen Bodenschichten erhöht werden. Zu berücksichtigen ist außerdem, daß die Härte des Seewassers mit der Tiefe abnimmt. Gemessen wird im See aber die Härte des Oberflächenwassers. Geht im Frühjahr die Oberflächentemperatur des Seewassers durch $+4^{\circ}\text{C}$, so geht die stabile Seewasserschichtung durch Temperaturengleich in einen labilen Zustand über. Das Seewasser wird durch Wind und Zufluß gut durchmischt, das Wasser der Tiefe kommt an die Oberfläche und die Härte des Oberflächenwassers nimmt stark ab. Zu dieser Zeit wurden im Seewasser nur 6° dH. festgestellt. Bezieht also eine Quelle ihr Seewasser aus tiefen Schichten, so kann es viel weicher als das an der Oberfläche gemessene sein.

Man sieht daraus, daß die Härtemessung eine Beimengung von Seewasser nicht sicher anzeigen kann, jedoch eine wertvolle Ergänzung zu anderen Beobachtungen darstellt.

Färbversuche

Ein vorzügliches Mittel zur Identifizierung eines Grundwasserstromes ist die Färbung. Gewissenhaft durchgeführt, liefert der Färbversuch als einziger eindeutige Beweise. Als geeignetster Farbstoff hat sich bei den Versuchen in Freibach das URANIN erwiesen. Es ist ein rötliches Pulver, das schon bei geringster Konzentration Wasser intensiv grün färbt. Um eindeutige Versuchsergebnisse zu erhalten, soll mit dem Farbstoff nicht zu sehr gespart werden, doch führen bei zu hoher Farbsättigung die Quellen lange gefärbtes Wasser und der nächste Versuch wird damit verzögert. Zur Farbaufgabe wird in die vom Grundwasser durchströmten Schichten ein perforiertes Rohr gerammt, die in etwas Wasser gelöste Farbe eingefüllt und klares Wasser nachgespült, um sicher zu gehen, daß die Farbe aus dem Rohr in den Grundwasserstrom gelangt. Die Farbwolke im Grundwasserstrom kann auf ihrem Wege zum Quellaustritt mittels Schöpfproben aus Piezometerrohren verfolgt und am Austritt selbst festgestellt werden. Häufig wurde die Farbe in Freibach auch während der Injektionsarbeiten in Bohrlöchern vor ihrer Verpressung eingebracht und so festgestellt, welcher Grundwasserstrom von der Dichtung erfaßt wird. In einem Falle konnte dabei nachgewiesen werden, daß Wasser, welches den rechten Hang unter dem Kontrollgang umströmt, in

den Flächenfilter unter dem luftseitigen Stützkörper gelangt und bei der Quelle 4 austritt. Über Färb- und Salzungsversuche in der Schotterschichte am linken Hang wird im folgenden Abschnitt näher berichtet.

8. CHEMISCHE INJEKTIONEN

Der Injektionsschirm vom Stollen aus war im Frühjahr 1961 fertiggestellt worden und wurde nach Aufstau im Juni 1961 bis Februar 1962 des öfteren mit vollem Stausee belastet. Die dabei festgestellten Schüttungen der Quellen Q 2 und Q 7 bewegten sich in der Beobachtungszeit auf gleichbleibenden Linien (Abb. 12). Die ebenfalls aus dem Schotter stammende Quelle Q 8 zeigte jedoch steigende Tendenz. Ihre Schüttung nahm von Juni bis Oktober bei gleichem Seestand ständig zu und ging erst, nachdem Herbsthochwässer den See längere Zeit kräftig getrübt hatten, wieder etwas zurück. Die Quellschüttung stieg bei Stauhöhe 728,50 m von 21 l/s auf 30 l/s und sank im Winter auf 28 l/s. Dieses Verhalten des Dichtungsschirmes läßt sich wahrscheinlich aus seinem Aufbau erklären.

Bei der Injektion mit Zement, Bentonit und Tongel wurden nur die grobkörnigen Schichten durchdrungen, während Schichten mit größerem Feinteilgehalt von der Injektion nicht erfaßt wurden (Schichten a und b in Abb. 10). Der Schirm besteht also aus abwechselnd gedichteten Schotterschichten und halbdurchlässigen Sand- und Feinsandschichten. Die halbdurchlässigen Schichten wurden dann bei hohem Stau vom Wasser durchströmt (Abb. 12) und in der Folge ihre Feinteile ausgeschlämmt. An den Quellaustritten konnten jedoch nie ausgeschlämmte Feinteile festgestellt werden. Wahrscheinlich wurden sie vom Wasser auf seinem Weg von der Dichtungswand zu den Quellaustritten in die Grobschotterschichten wieder eingelagert.

Es war daher zu befürchten, daß eine dauernde, starke Durchströmung der Sandschichten die Durchlässigkeit der Dichtungswand erhöhen könnte. Diese Gefahr erforderte eine nachträgliche Dichtung der Sandschichten mit einem auch feinkörnige Böden durchdringenden Dichtungsmittel.

In Abb. 10 sind auch die Bereiche chemischer Dichtungsmittel in Abhängigkeit von der Kornzusammensetzung der zu dichtenden Bodenschichten eingetragen. Daraus geht hervor, daß die fraglichen Schichten sicher mit dem amerikanischen Mittel AM-9, zum Großteil aber auch mit Silikaten, verpreßt werden können. Dazwischen liegt wahrscheinlich das deutsche Polythixon. Sowohl das Polythixon als auch das AM-9 kamen wegen ihres hohen Preises nicht in Frage (ca. S 8,-/lt). Außerdem ist das AM-9 giftig. Man entschloß sich daher, die Dichtung mit Silikaten auszuführen. Sie sind verhältnismäßig billig und ihre Anwendung wurde schon oft erprobt.

Im Zusammenhang mit den Injektionsbereichen wäre vielleicht noch der Vergleich zwischen Injektions- und Wasserabsenkungsmethoden in Abhängigkeit vom Kornaufbau des Bodens von allgemeinem Interesse. Aus dem Prospekt des Injektionsmittels AM-9 der amerikanischen Cyanamid-Gesellschaft stammt die in Abb. 17 wiedergegebene Darstellung dieses Vergleiches.

Man kann daraus ersehen, daß die Kornzusammensetzung des Bodens sowohl der Einpressung mit verschiedenen Suspensionen und Lösungen als auch dem Wasserentzug mit verschiedenen Methoden ganz bestimmte Grenzen setzt. Besser ist die Abgrenzung der Bereiche im Kornverteilungsdiagramm, weil da der wichtige perzentuelle Anteil der verschiedenen Kornfraktionen berücksichtigt wird, der weitgehend die Größe der Porenöffnungen und damit die Injizierbarkeit wie auch die Entwässerungsmöglichkeit bestimmt.

Um die Anlage des chemischen Schirmes möglichst wirtschaftlich zu gestalten, d.h. die Injektionen nur auf die durchlässigen Zonen zu beschränken, wurde vor Arbeitsbeginn versucht, die Lage der durchströmten Sandschichten festzustellen. Dazu setzte man vom Stollen aus in den alten Injektionsschirm eine Reihe von Beobachtungsrohren und versuchte nach Farbaufgabe in das Grundwasser vor dem Schirm, an den Rohren den Durchzug der Farbwolke festzustellen. Das Ergebnis dieser Versuche ist in den Abbildungen 18 und 19 dargestellt.

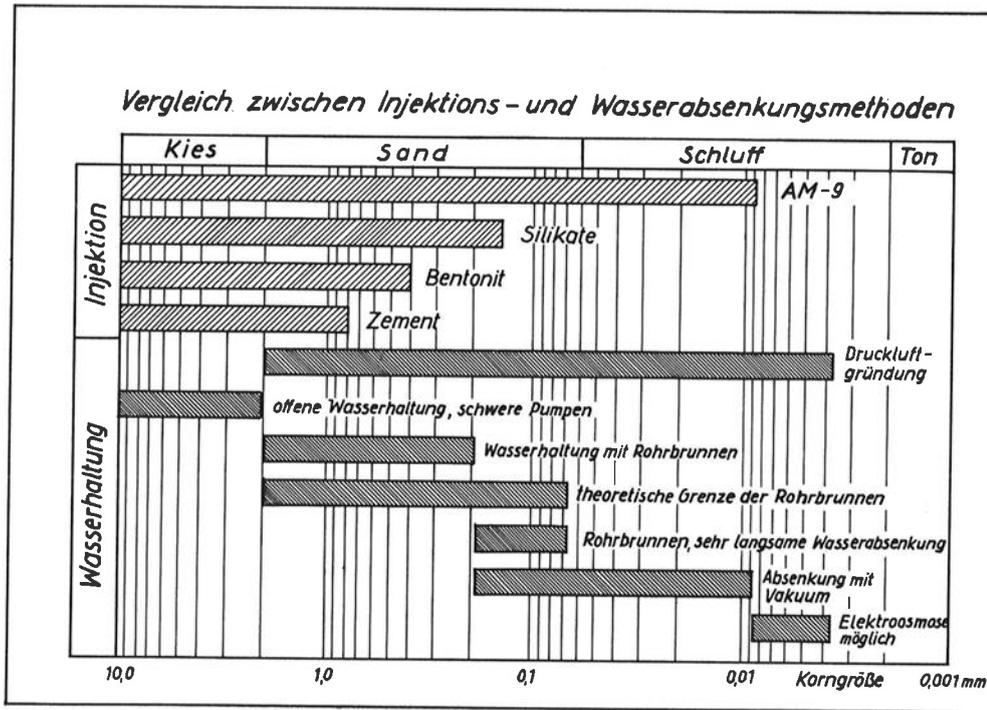


Abb. 17 Stauhöhe und Grundwasserstand

Wird die Farbe bei P7 aufgegeben, zieht sie zwischen Station 0 und 45 m des Stollens durch den Schirm und tritt nach 11 bis 48 Stunden bei Q 2, Q 7 und Q 8 aus, bei Aufgabe bei P_A wird der Schirm bis Station 80 von der Farbwolke erfaßt, und die Quelle Q8 führt nach 30 Stunden, Q 2 nach 70 Stunden gefärbtes Wasser. Eine Durchströmung des Schirmes weiter im Berg konnte

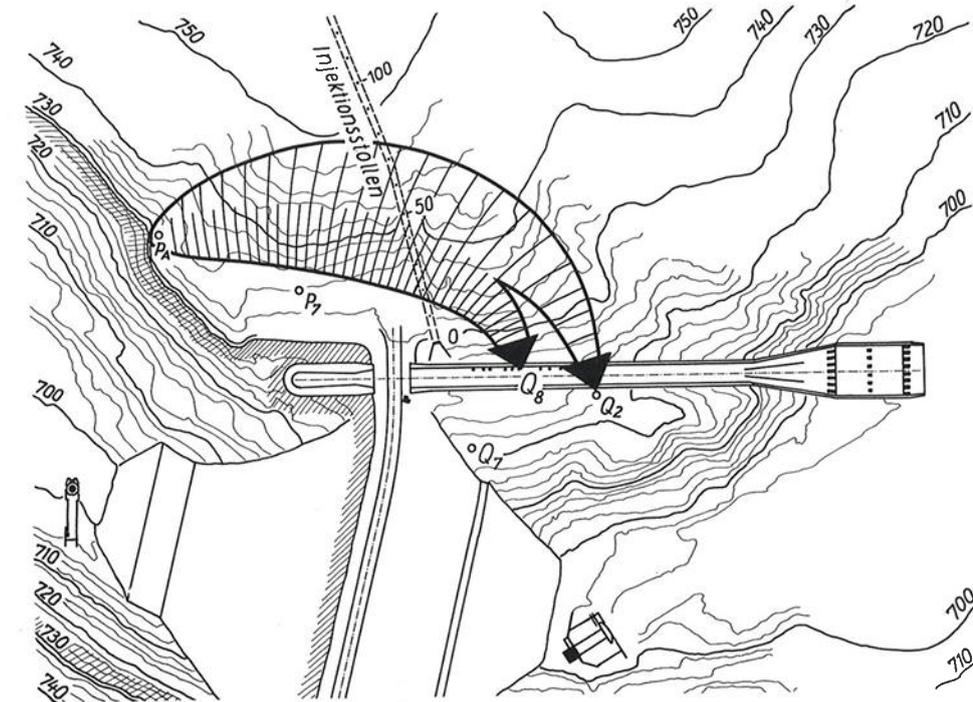
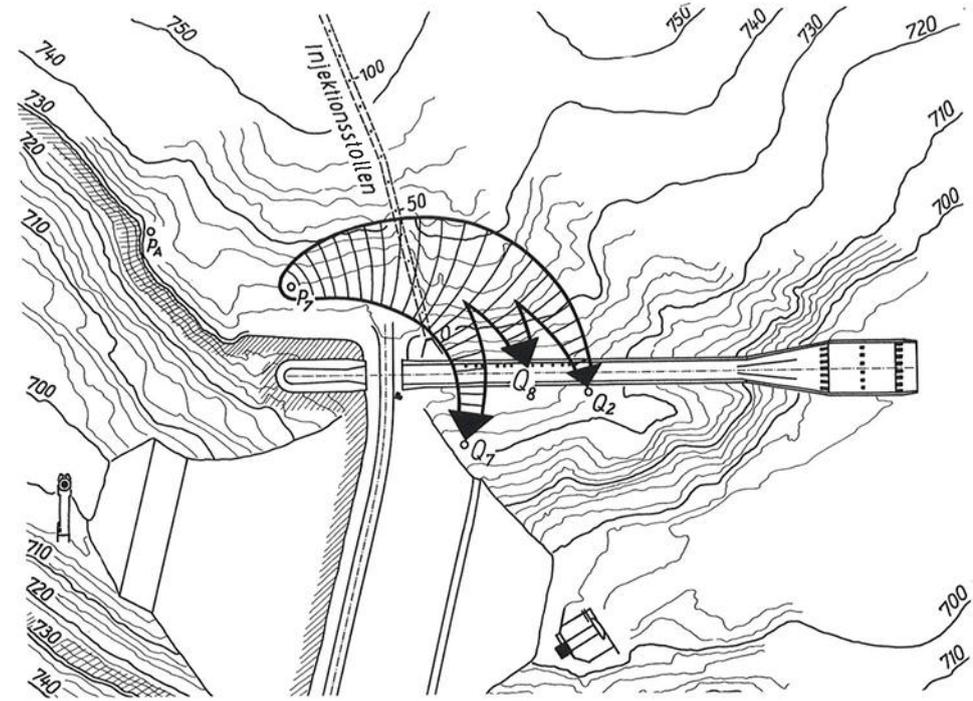


Abb. 18 und 19 Wege der Farbwolken

nie beobachtet werden. Wurde die Farbe in die Beobachtungsrohre im Stollen über Station 80 aufgegeben, so strömte sie, wie an den vorderen Beobachtungsrohren festgestellt werden konnte, entlang des Schirmes zum Damm, konnte aber wegen zu starker Verdünnung an den Quellaustritten nicht mehr beobachtet werden.

Interessant ist vielleicht noch der Bericht über Versuche, mit Hilfe von Salzlösungen die unterirdischen Wasserwege aufzufinden. Die Versuche schlugen in diesem Falle zwar fehl, doch könnten sie unter anderen Umständen zum Erfolg führen. Man war dabei von der Überlegung ausgegangen, daß ein mit einer Salzlösung geimpfter Grundwasserstrom an seiner erhöhten elektrischen Leitfähigkeit erkennbar sein müßte. Man gab daher statt der Farbe eine Salzlösung auf und versuchte, an einem Absinken des elektrischen Bodenwiderstandes zwischen den Beobachtungsrohren im Dichtungsschirm den Durchgang der Salzwolke zu orten. Der Versuch scheiterte aber an der zu hohen Leitfähigkeit des mit Zement und Bentonit bereits injizierten Bodens, d.h. die Änderung des elektrischen Widerstandes im Schirm bei Durchgang der Salzwolke lag unter dem meßbaren Bereich. Im nicht verpreßten Boden mit hohem Ausgangswiderstand könnte diese Methode aber erfolgreich sein.

Alle Anzeichen sprachen dafür, daß der Schirm im Bereich zwischen Station 0 und 80 m des Stollens durchströmt wurde. Man entschloß sich daher, diesen Bereich chemisch nachzudichten. Nach einigen Versuchen im Labor wurde die Zusammensetzung der Injektionsflüssigkeit wie folgt festgelegt:

Natronwasserglas 38 Baumé	22,25 lt
Wasser	22,25 lt
Chlorkalziumlösung	55,50 lt
	100,00 lt

Die Chlorkalziumlösung besteht aus 17 kg 75%igem Chlorkalzium auf 1000 lt Wasser. Proben des Injektionsgutes erstarren nach 80 Minuten.

Die Arbeiten wurden im April 1962 in Angriff genommen und nutzten die Zeit tiefer Stauspiegellage, als die Schottererschicht nicht oder nur gering durchströmt war. Zuerst wurden vom Injektionsstollen aus bis in den Schluff Bohrlöcher im Abstand von 4 m und in Abschnitten von 3 bis 5 m von oben nach unten gebohrt und verpreßt. Sowohl beim Bohren als auch beim Verpressen konnte man dabei deutlich jene Schichten, die von der vorhergehenden Injektion von Zement und Bentonit durchdrungen worden waren, von nichtgedichteten Feinsandschichten unterscheiden. Erstere waren hart und nahmen fast keine Injektionsflüssigkeit mehr auf, letztere waren weich, ließen sich oft mit geringen Anfangsdrücken verpressen und nahmen viel Injektionsgut auf. Anschließend wurde der Schirm durch weitere Bohrlöcher in den Zwischenräumen der ersten Reihe verdichtet. Ein leichter Aufstau im See zeigte, daß die Dichtung wohl besser, jedoch noch nicht ausreichend war. Erst eine dritte Reihe von Bohrlöchern (Abstand 4 m) in der Schirmebene, die vorangegangenen Reihen jedoch im Winkel von ca. 15° kreuzend, brachte den gewünschten Erfolg. Im nebenstehenden Diagramm (Abb. 20), mit den Stau-Schüttungskurven der Quellen aus der Schottererschicht, ist die Dichtungswirkung der chemischen

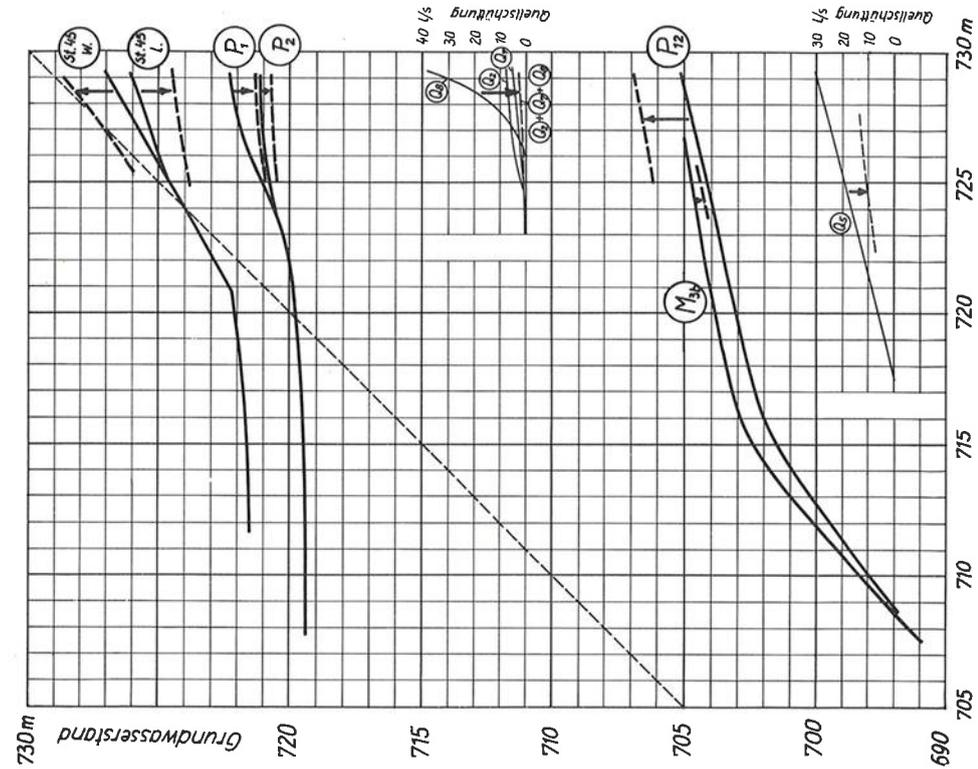
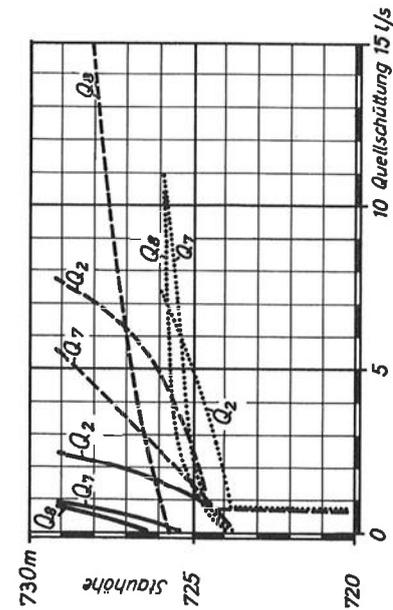


Abb. 21 Stauhöhe u. Grundwasserstand nach der chemischen Injektion



Schüttung der Schotterquellen als Funktion der Stauhöhe:
 im Naturzustand
 - - - nach der Injektion mit Zement, Bentonit und Tangel
 — nach der Injektion mit Wasserglas u. Chlorkalzium

Abb. 20 Wege der Farbwolken

Nachinjektion deutlich zu erkennen. Die restliche Schüttung von zusammen 4 l/s aus drei Quellen bei Vollstau ist sicherlich zu schwach, um weitere Feinteile aus dem Schotter auszuschwemmen, insbesondere nachdem der Schotter schon von einem Grundwasserstrom mit bis zu 50 l/s durchströmt worden war. Außerdem dürften bis zu 3 l/s vom natürlichen Bergwasser stammen, durch den Schirm bei Vollstau also nur 1 bis 2 l/s sickern. Gestützt wird diese Annahme noch durch einen Färbversuch nach Fertigstellung der Dichtung. Dabei wurde Farbe in P7 (siehe Abb. 18) aufgegeben. Sie begann erst nach 60 Stunden und nur mehr bei Q7 auszutreten (früher nach 11 bis 48 Stunden bei Q2, Q7 und Q8) und färbte die Quelle durch 43 Tage (früher nur 4 Tage).

Der dichtere chemische Injektionsschirm veränderte auch die Grundwasserstände (Abb. 21). In den luftseitig des Schirmes gelegenen Standrohren P1, P2 und St 45 l sank der Wasserspiegel weiter ab, wasserseitig in St 45 w wurde er hingegen aufgestaut (strichlierte Linie). Der Verlauf der Kurven unter Stauhöhe 725 ist noch nicht bekannt, da der Stausee in der Beobachtungszeit nicht weiter abgesenkt wurde.

Ermutigt durch den Erfolg in der Schotterschichte, versuchte man auch den rechten Hang vom Kontrollstollen und von der Apparatkammer aus mit Wasserglas nachzudichten. Der Erfolg war zwar geringer als in der Schotterschicht, doch wurde die Gesamtschüttung um 30% von 18,5 auf 12,9 l/s verringert (siehe Abb. 22, strichlierte Linien von Q3 und Q4).

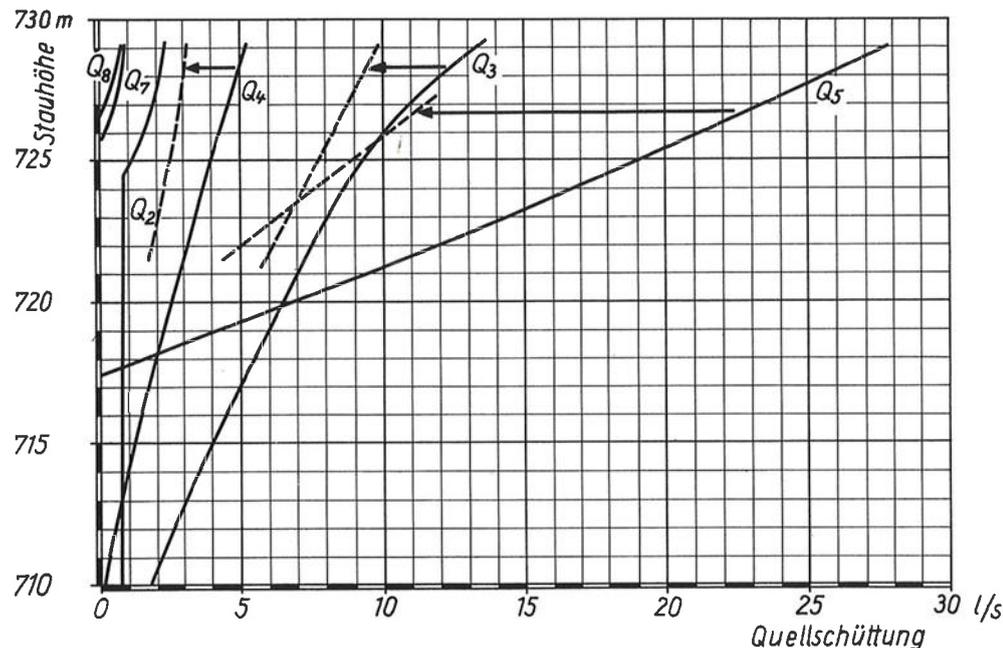


Abb. 22 Stauhöhe und Quellschüttung nach der chemischen Injektion

Nach Abschluß dieser Arbeiten war die Quelle Q5 aus dem Rotschutt mit 28 l/s Schüttung als stärkste Verlustquelle zurückgeblieben. Man hatte schon vorher versucht, die durchlässigen Zonen im Rotschutt mit Injektionen zu dichten, doch ist es schwierig, einzelne Gänge zu verfüllen, da sie dazu von der Bohrung direkt getroffen werden müssen. Man hatte schon früher anlässlich der Injektionen mit Zement und Bentonit in der Schotterschichte vom Kontrollgang aus durchlässige Zonen im Rotschutt erreicht (siehe Abb. 13) und sie mit Zement und Bentonit verfüllt. Die Abstände der damaligen Bohrlöcher waren aber anscheinend zu groß und das Injektionsgut zu grob, um einen Dichtschluß zu erreichen. An der Schüttung der Quelle 5 konnte damals keine Wirkung festgestellt werden. Man ging nun daran, den Fächer vom tiefsten Punkt des Kontrollganges aus nach Westen (auf Abb. 13 nach links) zu verlängern und zu verdichten, und trachtete, mit lotrechten Bohrungen aus dem Injektionsstollen ebenfalls die durchlässigen Zonen im Rotschutt zu erreichen. Man erreichte dabei die in Abb. 22 (strichlierte Linie von Q5) verringerte Schüttung der Quelle. Eingepreßt wurden bei geringer Injektionsgutaufnahme Wasserglas und Chlorkalzium, bei größerer Aufnahme (in Hohlräume) Zement und Bentonit. Die Arbeiten sind derzeit noch im Gange und es besteht berechtigte Hoffnung, die Quellschüttung, die jetzt bereits auf die Hälfte zurückgegangen ist, weiter zu verringern.

9. ZUSAMMENFASSUNG

Erst nach Abschluß der Dichtungen, die zumindest der Schotterschichte einen vollen Erfolg gebracht haben, ist es möglich, die Wirksamkeit und Wirtschaftlichkeit der Injektion in Lockermassen richtig zu beurteilen.

Von der Oberfläche leicht erreichbare Schichten mit stark wechselndem Kornaufbau werden vorher besser und wirtschaftlicher mit einer kontinuierlichen Pfahlwand gedichtet. Es ist an sich gleichgültig, für welches aus der Vielzahl der angebotenen Systeme von Pfahlwänden man sich entscheidet. Die Wand darf nur nicht den Boden auflockern und damit durchlässig machen. Der Arbeitsumfang muß groß genug sein, um die teure Baustelleneinrichtung zu rechtfertigen. Die geschlossene Wand bringt jedenfalls die Gewißheit, daß die von ihr geschnittenen Bodenschichten vollkommen gedichtet werden. In Freibach hätte man die oberste Schotterschichte westlich des Dammes technisch besser mit einer solchen Pfahlwand gedichtet, doch war der Arbeitsumfang so gering (Länge 40 m, Tiefe 20 m), daß die Baustelleneinrichtung zu teuer gewesen wäre. Das Saugbohrverfahren mit billigerer Baustelleneinrichtung wäre wegen der zum Teil konglomerierten Schotterschichten in Schwierigkeiten geraten, eine bergseitige Verlängerung der Dichtungswand wegen der zunehmenden Überlagerung auch unmöglich geworden.

Wird die Überlagerung zu groß oder muß wegen zu großer Schichtmächtigkeit die Dichtungswand in der Höhe durch Stollen unterteilt werden, so kann die Dichtung wegen des beschränkten Arbeitsraumes im Stollen nur durch

Injektionen erfolgen. Der Stollenabstand soll nicht mehr als 30 m betragen, da die Bohrungen über 30 m Tiefe in Lockermassen schwierig werden. Bei der Anlage des Stollensystems sollte schon auf eine Erweiterungsmöglichkeit Rücksicht genommen werden, denn nach Abschluß der Dichtung könnte die Umströmung noch so groß sein, daß eine Erweiterung der Wand notwendig wird. Die Stollen sollen außerdem leicht zu entwässern sein, denn oft müssen sie zugleich als Drainage für die Luftseite der Dichtungswand dienen.

Nur in seltenen Fällen, bei größerem Kornaufbau des Bodens und bei geringen Dichtungsansprüchen, wird man mit Zement- und Tongelinjektionen allein das Auslangen finden. Im allgemeinen wird man das Injektionsgut, dem Boden angepaßt, abstufen müssen. Zuerst müssen die groben und durchlässigen Schichten mit billigerem und größerem Gut verpreßt werden, wobei darauf zu achten ist, daß das Einpreßgut sich nicht zu weit wasser- oder luftseitig der Wand ausbreitet, denn neben der unnötigen Verschwendung von Injektionsgut können noch unerwünschte Dichtungen in Stützkörpern, die aus statischen Gründen unbedingt durchlässig bleiben müssen, auftreten. Gegen diese unerwünschte Ausbreitung hilft oft eine ein- bis zweitägige Unterbrechung der Injektion, um das Einpreßgut in den Fließwegen erstarren zu lassen. Nimmt die weitere Injektion wieder viel auf, so muß erneut einmal oder öfter abgesetzt werden. Reicht auch das nicht aus, so kann man entweder größeres Injektionsgut verwenden, den Abbindevorgang durch Zusätze beschleunigen oder die Einpreßmengen begrenzen. Alle drei letztgenannten Maßnahmen erfordern aber zugleich eine kostspielige Verringerung der Bohrlochabstände.

Erst wenn der Untergrund im Bereich der Dichtungsfläche kein grobes Injektionsgut mehr aufnimmt, sollte auf dünnflüssigeres Einpreßgut übergegangen werden, da letzteres teuer ist und nur noch die Aufgabe hat, die feinkörnigen Schichten zu dichten. Die beste Dichtung wird erzielt, wenn etwas wasserseitig in ganz langsam strömendes Grundwasser eingepreßt wird, denn dann bringt der Strom das Injektionsgut an jene Stellen, die noch undicht sind. Der letzte Dichtschiuß sollte, wenn er als solcher an den Quellschüttungen erkennbar ist, in stehendes Wasser erfolgen.

Alle Injektionsbohrungen, soweit sie Bodenaufschlüsse bringen, sollten dazu benutzt werden, die Kenntnisse über den Aufbau des Bodenprofils zu erweitern und zu ergänzen. Vor und während der Injektionsarbeiten sollen Probestaue Beobachtungen der Grundwasserströmung ermöglichen, Aufschluß über die Strömungswege des Wassers und damit über die Lage der durchlässigen Schichten geben, die dann bevorzugt gedichtet werden.

Um die Probestaue unter Kontrolle halten zu können, ist es nötig, schon beim Entwurf der ganzen Anlage darauf Rücksicht zu nehmen und Entlastungen in halber Stauhöhe einzubauen.

Die Dichtungsarbeiten sind nicht einfach, sie erfordern ständige Beobachtung, laufende kritische Beurteilung und elastische Anpassung der Arbeitsweise an die angetroffenen Bodenverhältnisse und die durch die Arbeiten veränderten Grundwasserströmungen. Sie sind keine Arbeiten, die genau "nach Plan" mit festem Kostenvoranschlag ablaufen. Sie beanspruchen den vollen

Einsatz des Ingenieurs und einer Gruppe erfahrener, aufeinander eingespielter Injektionsfachleute, wenn sie wirtschaftlich zu gutem Erfolg führen sollen.

10. WASSERVERLUSTE IM ALTEN TALWEG

Die Lockermassen im Stauraum und auf der linken Seite sind im Betrieb als unterirdische Speicher sehr willkommen.

Außer ihrer unangenehmen Durchlässigkeit im Sperrbereich brachten sie aber auch noch andere Schwierigkeiten.

Wie im 2. Kapitel bereits erwähnt, zweigt noch im Stauraum ein altes voreiszeitliches Tal von der heutigen Talfurche nach Norden ab. Seine Lage ist in Abb. 1 als Talweg 1 eingetragen, im geologischen Schnitt in Abb. 3 liegt es links der Sperrenstelle. Es verläuft vom Stauraum, wahrscheinlich von Schottern erfüllt und von Moränen überdeckt, unsichtbar nach Norden und tritt erst bei Triebloch nach ca. 3 km als offenes Tal zu Tage. Dort entspringen aus den Schottern auf ca. 610 m Seehöhe starke Quellen, die sich bald zu einem kleinen Bach, dem Trieblocher Bach, vereinigen. Die Wasserführung des Baches wurde schon 2 Jahre vor Baubeginn öfters gemessen. Bald nach dem ersten, höheren Aufstau in Freibach nahm die Wasserführung dieses Baches merkbar zu. Man errichtete daher im Herbst 1959 ein Meßgerinne mit Schreibpegel, um die Wasserführung durchlaufend genau messen zu können. Ab 1.1.1960 begann man die Fließe des Trieblocher Baches, die Spiegelhöhen des Stausees und die Niederschläge in Freibach als Ganglinien gemeinsam aufzutragen und bald konnte man zwischen Seestand und Fließe einen deutlichen Zusammenhang nachweisen.

In Beilage 4 sind die Ganglinien der Jahre 1960, 1961 und 1962 aufgetragen und an ihrem Verlauf kann der Zusammenhang sicher nachgewiesen werden. Noch klarer wird die Abhängigkeit der Fließe vom Seestand, wenn man den Einfluß der Niederschläge ausschaltet. Dies geschah in der zeichnerischen Darstellung in folgender Form:

Die kurzen Regenspitzen des Trieblocher Baches stammen von Oberflächenwässern des direkten Einzugsgebietes; sie wurden durch die strichpunktierte Linie abgeschnitten. Die strichlierte Linie stellt die vermutliche Grundschüttung des Trieblocher Baches ohne Oberflächenwässer dar. Als Anhaltspunkt für den Gang dieser Linie dienen die Flügelmessungen aus den vorhergehenden Jahren und der mittlere monatliche Niederschlag. Es ist verständlich, daß die Grundschüttung nur eine Näherung sein kann.

Der Abstand beider Linien stellt also die Zunahme der Wasserführung des Trieblocher Baches, hervorgerufen durch den Stau in Freibach, dar.

Ein Spiegelanstieg beim Stausee Freibach wirkt sich erst nach ca. 2 Monaten beim Trieblocher Bach aus (besonders deutlich Juli 1961). Ein Absinken des Seespiegels jedoch verringert den Einfluß in Triebloch schon innerhalb von 14 Tagen. Es wurde nun versucht, eine Erklärung für diese Verzögerung beim Anstieg zu finden. In Abb. 23 mit dem Längenschnitt durch den

vermutlichen Wasserweg Stausee – Quelle Triebloch wurden zwei mögliche Grundwasserlinien eingezeichnet:

1. die Linie A, B, D als Naturzustand mit einer Wasserscheide im Punkt B und
2. eine Grundwasserlinie C, B, D bei Vollstau.

Die letztere könnte die Wasserscheide vom Pkt. B in Richtung Stausee verschieben und damit das unterirdische Einzugsgebiet von Triebloch auf größere

Überhöhter Längenschnitt Freibach-Triebloch

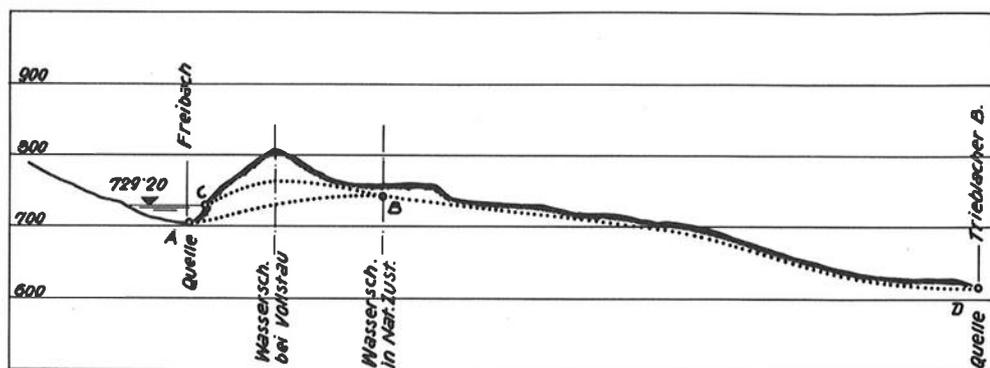


Abb. 23

Teile des Stauseeufer ausdehnen. Bei Anstieg des Sees muß also erst das Dreieck A, B, C mit Grundwasser aufgefüllt werden. Da es sich in diesem Bereich wahrscheinlich vorwiegend um Schottermassen handelt, kann die dazu erforderliche Wassermenge bis zu 30% des Gesamtvolumens der Lockermassen ausmachen. Erst wenn das Dreieck A, B, C aufgefüllt ist, kann sich der Anstieg des Seespiegels in Triebloch auswirken. Ein Absinken des Seespiegels hätte jedoch sehr rasch eine Verschiebung der Wasserscheide in Richtung Triebloch und damit einen Rückgang der Quellen beim Punkt C zur Folge. So könnten die Verzögerung beim Anstieg und die verhältnismäßig rasche Auswirkung der Absenkung erklärt werden. Für die Wasserbilanz ist es nicht nötig, daß Seewasser aus dem Stausee nach Triebloch gedrückt wird, sondern es genügt ein Rückgang der Quellschüttung beim Punkt A im Stauraum. Ein Färbversuch kann also trotz der offensichtlichen Verluste nach Triebloch, wegen des langen Sickerweges, negativ verlaufen. Es ist schwierig, die Quellen bei Vollstau zu beobachten, da sie dann unter dem Seespiegel austreten. Es besteht nur die Möglichkeit, bei abgesenktem See einen Teil der Quellen in langen Schläuchen zu fassen, die Schläuche während des Seeanstieges am Ufer hochziehen und die Druckdifferenz zwischen Schlauchinhalt und Seespiegel ständig zu messen. Bei tiefem Seespiegel und starker Quellschüttung müßte das Wasser im Schlauch höher stehen als der Seespiegel. Wenn bei höherem Seespiegel die Quellschüttung zurückgeht, müßte die Spiegeldifferenz

kleiner werden. Falls sich die Fließrichtung der Quellen aber umkehren sollte, müßte der Wasserspiegel im Schlauch tiefer als der Seespiegel liegen.

Aus der Größe und dem Vorzeichen der Druckdifferenz könnte auf den Gang der unterirdischen Quellen geschlossen werden. Nur bei Umkehr der Quelle könnte ein Färbversuch erfolgreich sein und würde einen Beweis für direkte Verluste aus dem See nach Triebloch liefern. Dieser Versuch ist allerdings erst nach vollständiger Absenkung des Sees und beim neuerlichen Spiegelanstieg möglich.

In Abb. 24 wurde außerdem der Versuch gemacht, in Form eines Stauschüttungs-Diagrammes den Zusammenhang zwischen Seestand und Quellschüttung in Triebloch darzustellen.

Wegen der langen Verzögerung beim Seeanstieg und der verhältnismäßig raschen Auswirkung einer Absenkung lassen sich jährlich nur wenige Punkte im Diagramm angeben, da zur Bestimmung eines Punktes der Seespiegel mindestens 2 Monate lang auf ungefähr gleicher Höhe verharren muß. Beim Auftragen der Punkte zeigte sich, daß die Jahre 1960 und 1961 getrennte Kurven haben.

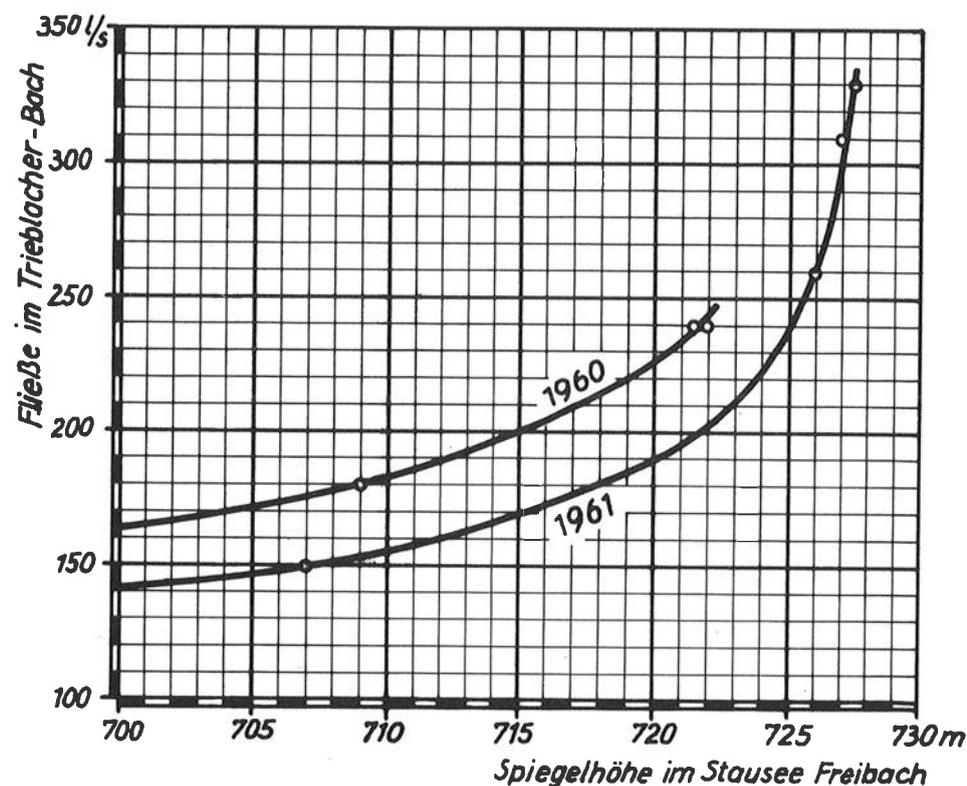


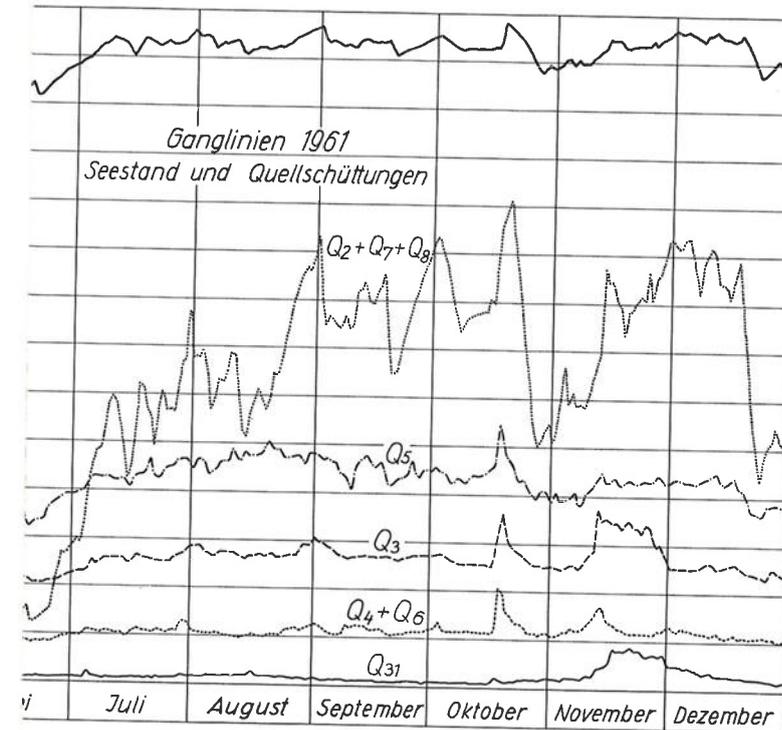
Abb. 24 Stauhöhe und Verluste nach Triebloch

Dies ist vielleicht durch eine natürliche Verschlammung des Seebeckens, die bei voller Absenkung deutlich sichtbar ist, erklärlich.

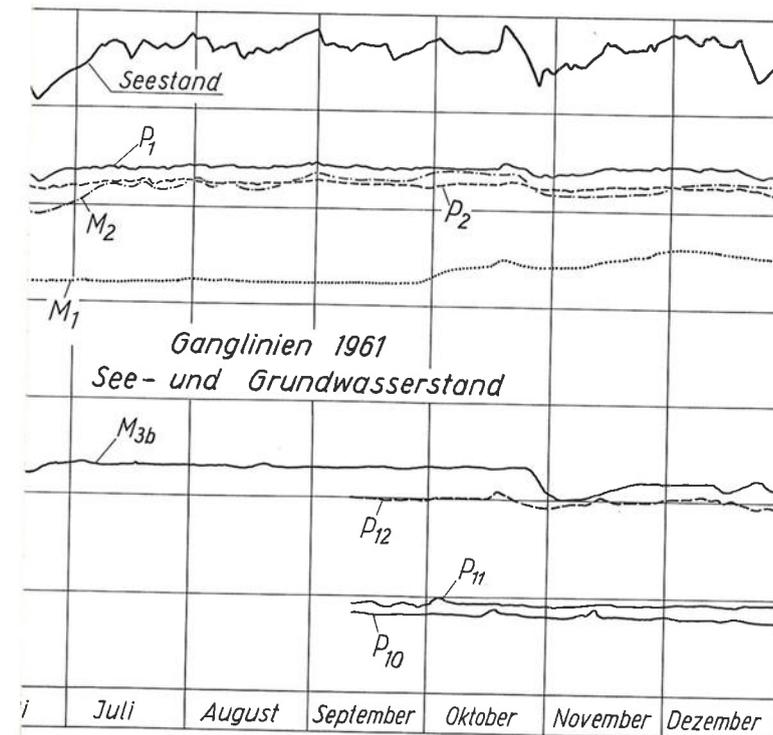
Das Jahr 1962 mit überdurchschnittlichen Abflüssen im Winter und den außergewöhnlich trockenen Herbstmonaten liefert so stark streuende Punkte, daß die Kurve 1962 für Vergleichszwecke nicht brauchbar ist.

Aus der Linie des Jahres 1961 geht hervor, daß eine länger als 2 Monate dauernde Speicherfüllung über 725,00 m große Wasserverluste zur Folge hat. Aus dieser Eigenschaft ließe sich eine Betriebsart ableiten, die die Verluste nach Triebloch niedrig halten könnte. Wenn man die Verluste nach Triebloch über die Zeit integriert, erhält man für das Jahr 1960 einen Wasserverlust von 2,9 Mio m³, für das Jahr 1961 3,7 Mio m³ und für 1962 2,4 Mio m³.

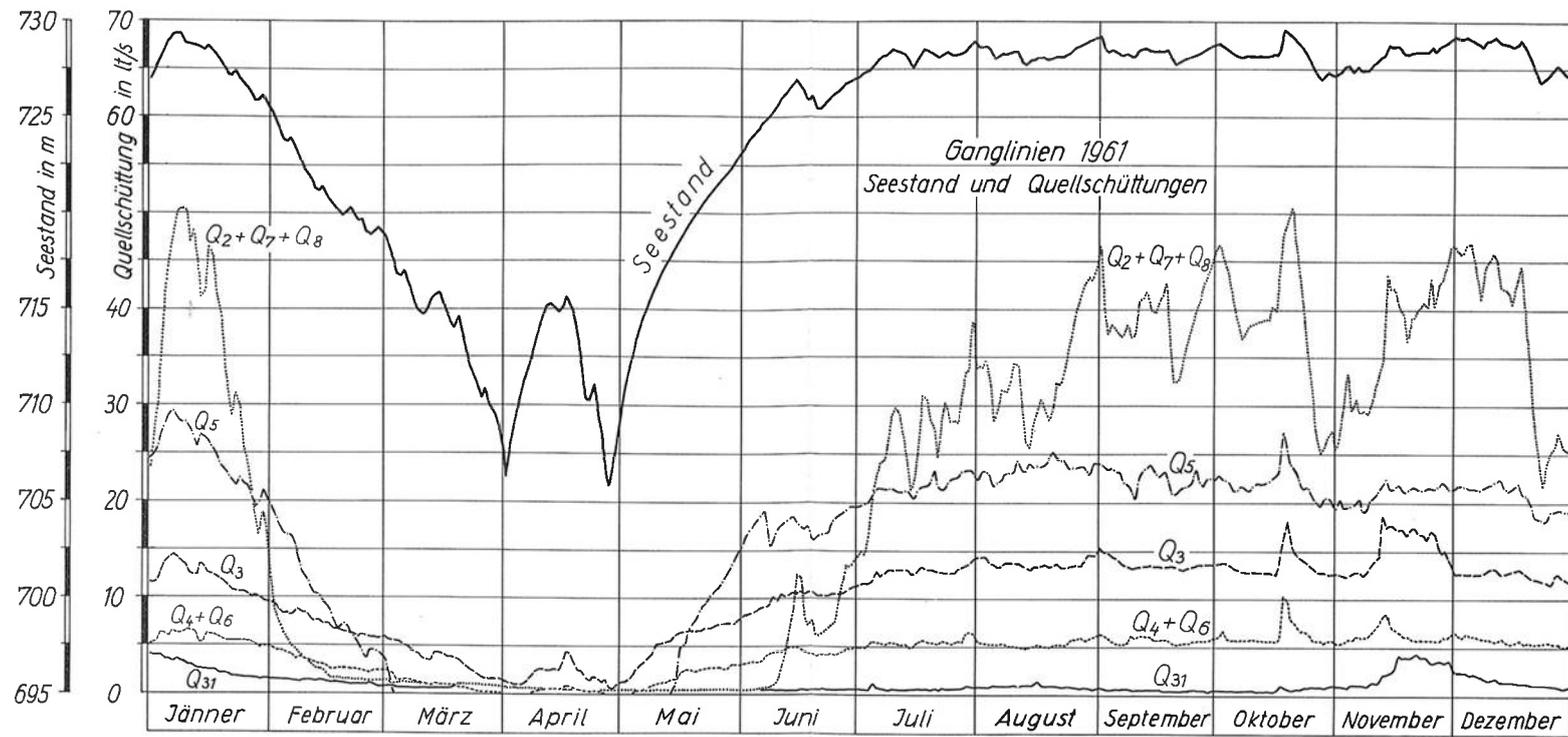
Eine Abdichtung der Wasserwege nach Triebloch ist wirtschaftlich nicht durchführbar, da diese Abdichtung entlang der alten Wasserscheide und nicht entlang des Stauraumufers selbst erfolgen müßte, um nicht ein natürliches Zuströmen des Grundwassers bei abgesenktem Seespiegel zu verhindern.



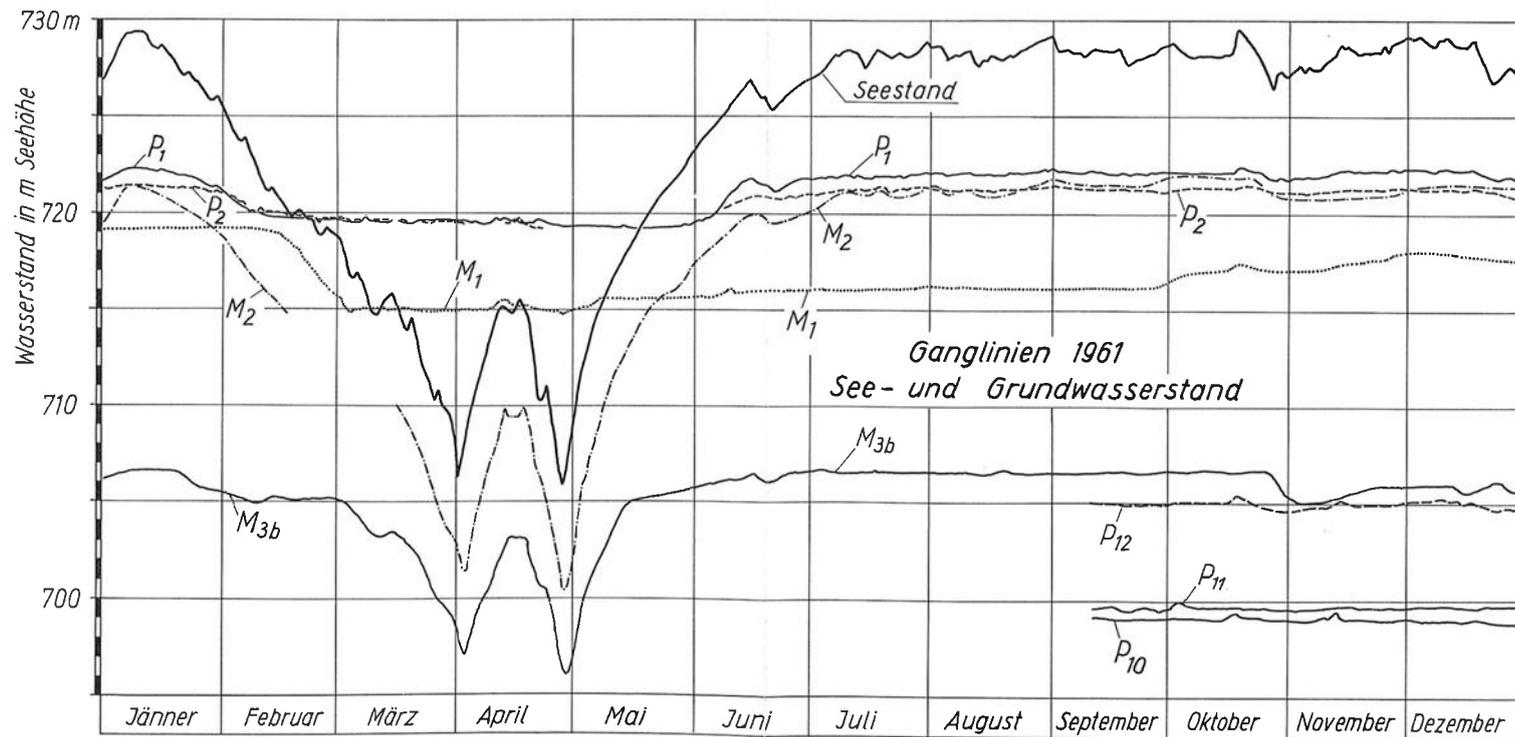
Beilage 1



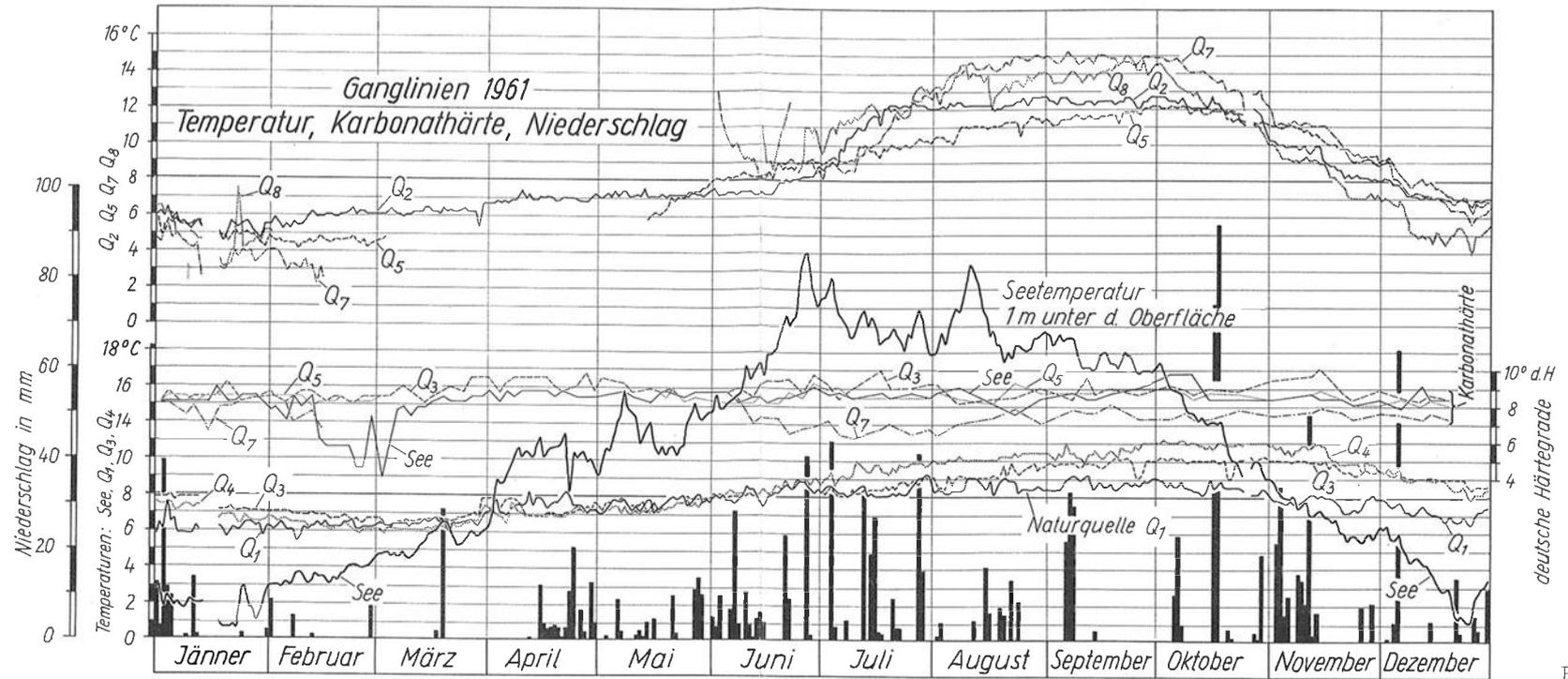
Beilage 2



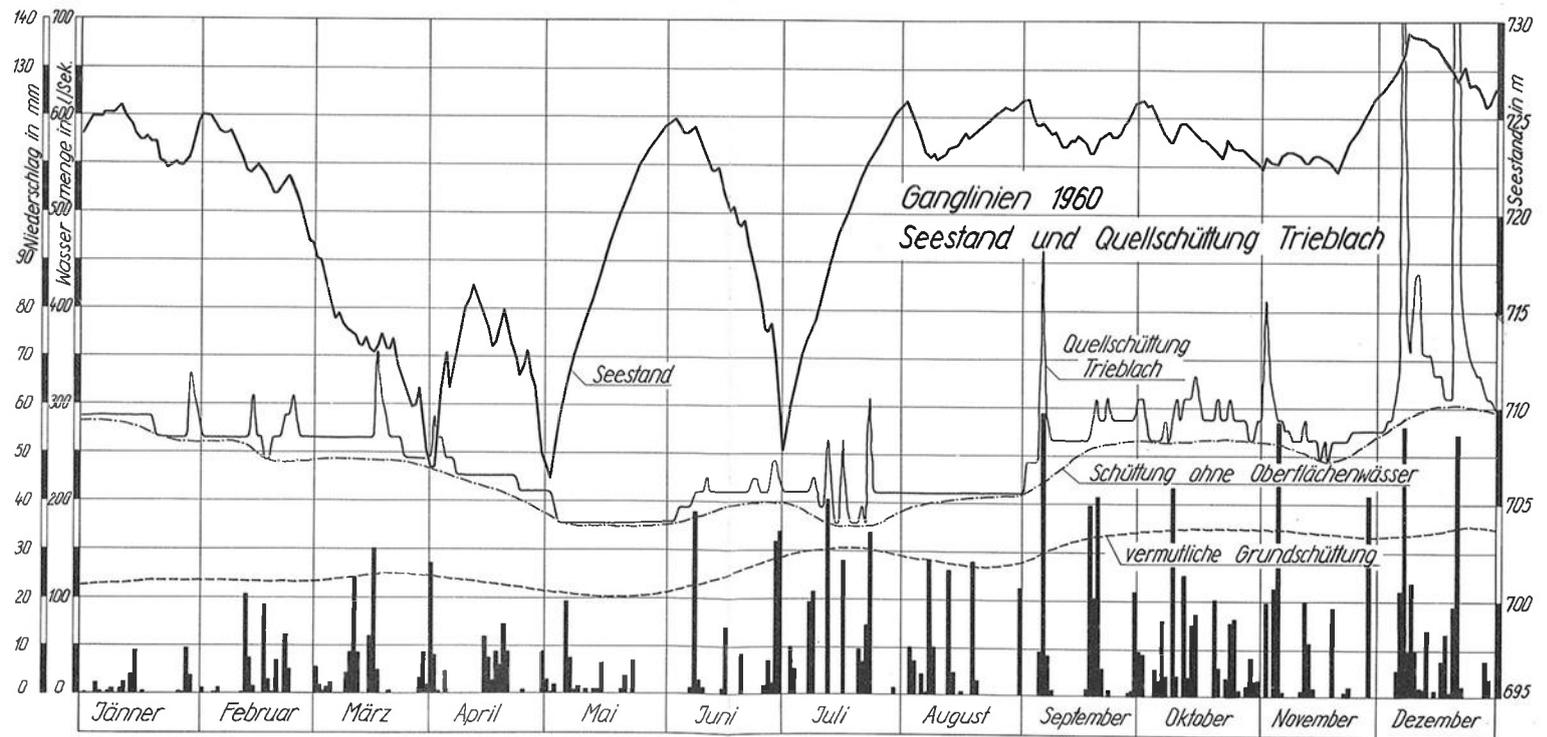
Beilage 1



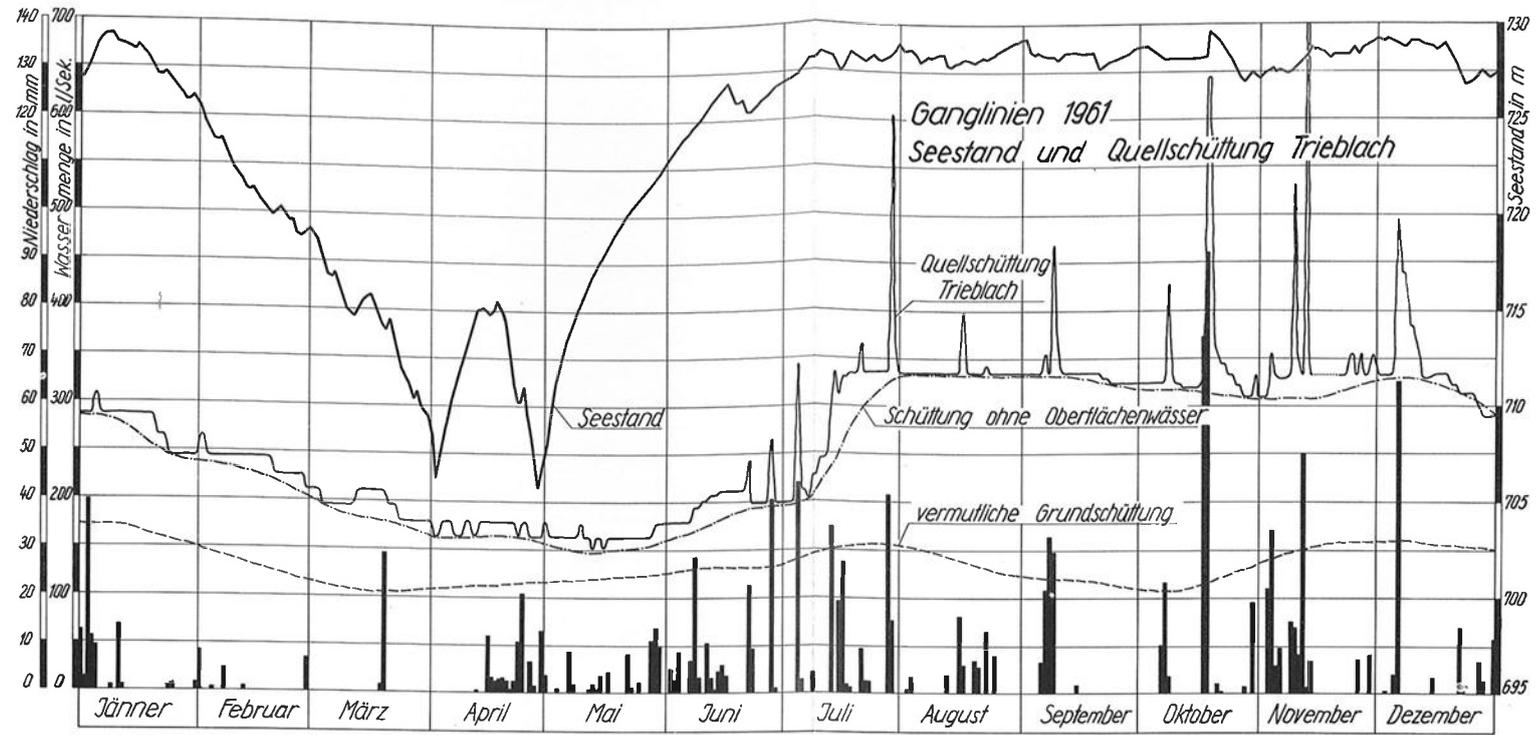
Beilage 2



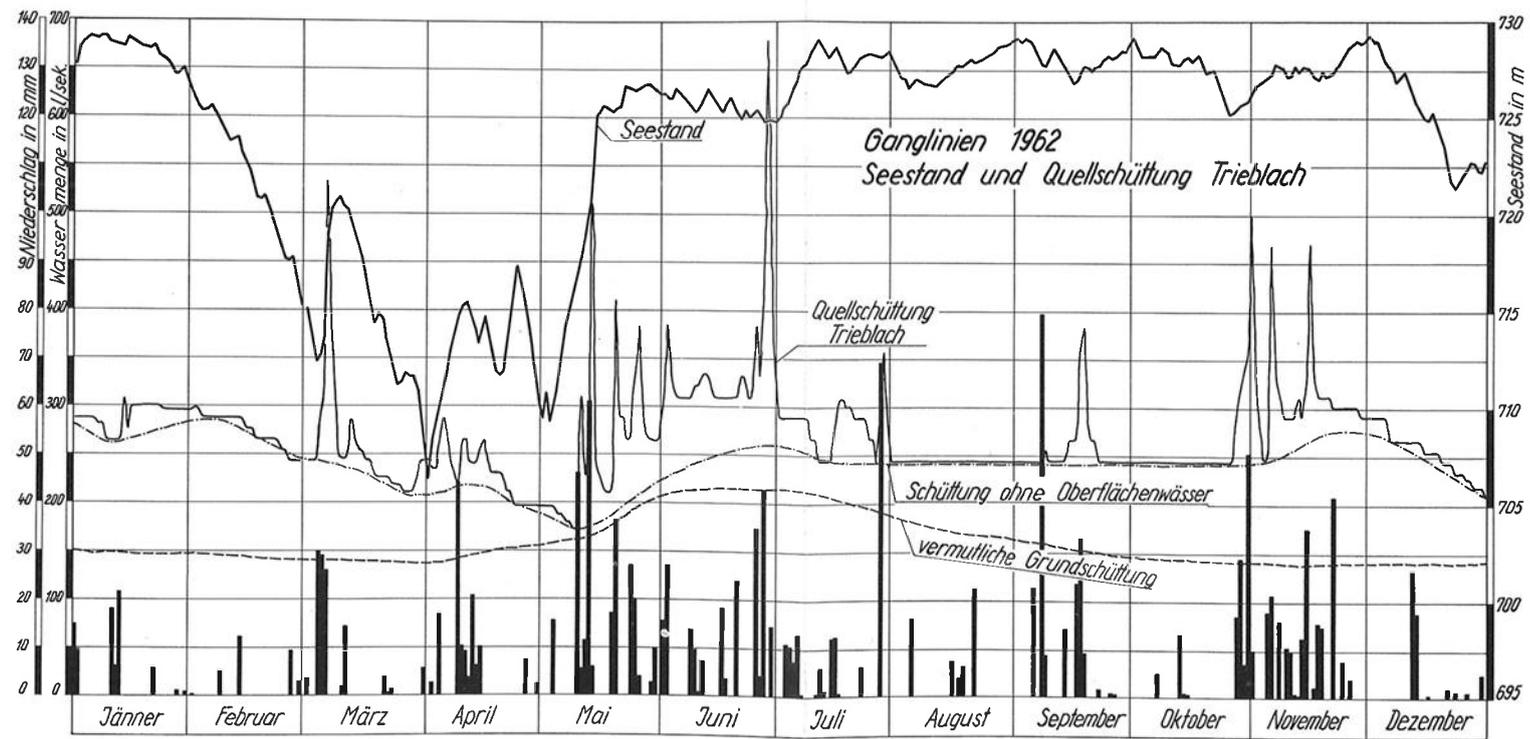
Beilage 3



Beilage 4/1960



Beilage 4/1961



Beilage 4/1962

Schriftenreihe:

Die Talsperren Österreichs

- Heft 1: Prof. Dr. A. W. Reitz: Beobachtungseinrichtungen an den Talsperren Salza, Hierzmann, Ranna und Wiederschwing S 32,-
- Heft 2: Dipl. Ing. Dr. techn. Helmut Flögel: Der Einfluß des Kriechens und der Elastizitätsänderung des Betons auf den Spannungszustand von Gewölbesperren S 26,-
- Heft 3: Prof. Dr. A. W. Reitz, R. Kremser u. E. Prokop: Beobachtungen an der Ranna-Talsperre 1950 bis 1952 mit bes. Berücksichtigung der betrieblichen Erfordernisse S 48,-
- Heft 4: Prof. Dr. Karl Stundl: Hydrochemische Untersuchungen an Stauseen S 20,-
- Heft 5: Prof. Dr. Josef Stini: Die baugelologischen Verhältnisse der österreichischen Talsperren S 52,-
- Heft 6: Dipl. Ing. Dr. Hans Petzny: Meßeinrichtungen und Messungen an der Gewölbesperre Dobra S 36,-
- Heft 7: Dozent Dipl. Ing. Dr. techn. Erwin Tremmel: Limbergssperre, statistische Auswertung der Pendelmessungen S 30,-
- Heft 8: Dr. techn. Dipl. Ing. Roland Kettner: Zur Formgebung und Berechnung der Bogenlamellen von Gewölbemauern S 54,-
- Heft 9: Dipl. Ing. Hugo Tschada: Sohlwasserdruckmessungen an der Silvrettasperre S 30,-
- Heft 10: Dipl. Ing. Wilhelm Steinböck: Die Staumauer am Großen Mühdorfersee S 48,-
- Heft 11: Dipl. Ing. Dr. techn. Ernst Fischer: Beobachtungen an der Hierzmannsperre S 30,-
- Heft 12: Prof. Dr. Hermann Grengg: Statistik 1961, erscheint 1964 auch in englischer Sprache S 252,-
- Heft 13: Dipl. Ing. Alfred Orel: Gesteuerte Dichtungsarbeiten beim Erddamm des Freibachkraftwerkes Kärnten
- Heft 14: in Arbeit: "Vorläufige Ergebnisse der laufenden Sperrenbeobachtungen", Erscheinungstermin Frühjahr 1964