

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

SCHRIFTENREIHE HERAUSGEGEBEN VON DER
ÖSTERREICHISCHEN STAUBECKENKOMMISSION,
DEM ÖSTERREICHISCHEN WASSERWIRTSCHAFTSVERBAND
UND DEM ÖSTERREICHISCHEN NATIONALKOMITEE
FÜR TALSPERREN
SCHRIFTLLEITUNG: BAURAT H.C. DIPL.-ING. DR. TECHN. ROBERT FENZ

HEFT 31

16. TALSPERRENKONGRESS IN SAN FRANCISCO 1988

ÖSTERREICHISCHE BEITRÄGE VERFASST VON

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Drobir

Dipl.-Ing. Dr. techn. M. Fenz

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

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

Dipl.-Ing. H. Pöchlhacker

Ing. F. Rozinski

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

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

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

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

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

16. TALSPERRENKONGRESS IN SAN FRANCISCO 1988

ÖSTERREICHISCHE BEITRÄGE VERFASST VON

Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Drobir

Dr. M. Fenz

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

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

Dipl.-Ing. H. Pöchhacker

F. Rozinski

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

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

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

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

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

© 1989 by Österreichisches Nationalkomitee für
Talsperren
An der Hülben 4, 1010 Wien

Druck: Akademische Druck- u. Verlagsanstalt Graz
Printed in Austria
ISBN 3-201-01505-9

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

V O R W O R T

Der plötzliche Tod von Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Helmut Simmler im Oktober 1986 bedeutete nicht nur einen schweren Verlust für die Technische Universität Graz und darüber hinaus für die gesamte österreichische Wasserwirtschaft, sondern auch den Abgang eines hochverdienten Fachmannes im Talsperrenbau, in der Staubeckenkommission und des bewährten Schriftleiters der Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs". Prof. Simmler hatte diese Aufgabe 1974 mit dem Heft 21 - Österreichs Beiträge zum ICOLD-Kongreß in Madrid, 1973 - von seinem Vorgänger Prof.Dr.Dr.h.c. H. Grengg übernommen und bis zum Jahr 1986 mit Heft 30 - Österreichs Beiträge zum ICOLD-Kongreß in Lausanne, 1985 - durch 12 Jahre fortgeführt.

Die Herausgeber haben mich beauftragt, die Schriftleitung, insbesondere des schon lange geplanten umfangreichen Werkes über die Geologie der österreichischen Talsperren, aber auch die schon Tradition gewordene Veröffentlichung der österreichischen Beiträge zum letzten Kongreß in die Wege zu leiten. Das vorliegende Heft enthält nun die österreichischen Beiträge zum

16. Talsperren (ICOLD)-Kongreß,
der vom 13.-17. Juni 1988 in
San Francisco, USA, abgehalten wurde.

Bei diesem Kongreß wurden folgende Fragen behandelt:

- Q 60 Staubecken und Umwelt; Erfahrungen in Disposition und Beobachtung
- Q 61 Schüttdämme; andere Dichtungselemente als toniglehmige Kerne
- Q 62 Neue Entwicklungen in der Herstellung von Betonsperren
- Q 63 Bemessungshochwasser und Bauhochwasser, Kontrolle.

Außer den österreichischen Beiträgen enthält das Heft aber auch die Diskussionsbeiträge österreichischer Kongreßteilnehmer und kurz gefaßte Berichte über die vorstehenden Kongreßfragen und die bei den Diskussionen geäußerten Meinungen.

Am Kongreß in San Francisco, 1988, waren 66 Mitgliedsländer und 9 Nichtmitgliedsländer mit insgesamt 1528 Teilnehmern und 681 Begleitpersonen vertreten, davon 363 bzw. 125 von den veranstaltenden USA; im Zuge des Kongresses erfolgte auch die einstimmige Annahme der österreichischen Einladung, den nächsten Kongreß im Juni 1991 in Wien abzuhalten.

Im Namen der Herausgeber und im eigenen Namen als Schriftleiter möchte ich allen Verfassern von Beiträgen und Berichten, aber vor allem auch Dipl.-Ing. Johannes Wellacher vom Institut für Wasserwirtschaft und Konstruktiven Wasserbau in Graz, für ihre Mühe und Sorgfalt danken.

Robert Fenz

INHALTSVERZEICHNIS

Österreichische Beiträge zum 16. Talsperrenkongreß in San Francisco 1988

		Seite
<u>Bericht zur Frage 60:</u>	Staubecken und Umwelt (Dr. Martin Fenz)	7
<u>Bericht zur Frage 61:</u>	Staudämme: Dichtungselemente mit Ausnahme von Erdkernen (Dipl.-Ing.Dr.techn. H. Schwab, O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing.Dr.techn. W. Schober)	10
<u>Bericht zur Frage 62:</u>	Neue Entwicklungen im Betontalsperrenbau (Dipl.-Ing. H. Pöchhacker)	18
<u>Bericht zur Frage 63:</u>	Bemessungshochwasser und betriebliche Maß- nahmen zum Hochwasserschutz (Dipl.-Ing.Dr.techn. H. Drobir)	22
<u>Frage 61:</u>	Schüttdämme; andere Dichtungselemente als toniglehmige Kerne	
R.49	Entwurf, Bauausführung und Verhalten der Asphaltbeton-Kern- dichtung des Finstertaldammes DESIGN, CONSTRUCTION AND BEHAVIOUR OT THE ASPHALTIC CONCRETE CORE WALL OT THE FINSTERTAL DAM (Dipl.-Ing.Dr.techn. W. Pircher, Dipl.-Ing.Dr.techn. H. Schwab)	35
R.53	Eine Studie über das Verhalten von Staudämmen mit membran- artigen Dichtungen A STUDY ON THE BEHAVIOUR OF EMBANKMENT DAMS WITH DIAPHRAGMS (O.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. W. Schober)	59
R.59	Erfahrungen mit Asphaltoberflächendichtungen an Schüttdämmen der Kraftwerksgruppe Fragant EXPERIENCE GAINED WITH ASPHALTIC CONCRETE FACINGS ON HIGH-LEVEL EMBANKMENT DAMS OT THE FRAGANT GROUP OF POWER SCHEMES (Dipl.-Ing.Dr.techn. P. Tschernutter)	79
	Diskussionsbeitrag zur Frage 61: Einige Bemerkungen zu Asphalt- beton-Dichtungskernen (Dipl.-Ing.Dr.techn. W. Pircher)	97
	Diskussionsbeitrag zu Frage 61: (O.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. W. Schober)	104
<u>Frage 62:</u>	Neue Entwicklungen in der Herstellung von Betonsperren	
R.38	Maßnahmen zur Verbesserung der Qualität von Massenbetonen MEASURES TO IMPROVE THE QUALITY OF MASS CONCRETE (Dipl.-Ing.Dr.techn. H. Huber)	109
C.30	Neuentwicklung und Fortschritte im Bau von Betonsperren NEW DEVELOPMENT AND PROGRESS IN THE CONSTRUCTION OF MASSIVE CONCRETE DAMS (F. Rozinski)	121

Frage 63:

Bemessungshochwasser und Bauhochwasser, Kontrolle

R.85

Einfluß alpiner Speicher auf den Abfluß von Hochwässern

INFLUENCE OF ALPINE RESERVOIRS ON FLOOD DISCHARGE

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

137

FRAGE 60:

STAUBECKEN UND UMWELT

(Dr. Martin Fenz)

Die Frage 60 wurde als erster Punkt beim 16. Internationalen Talsperrenkongreß in San Francisco am 13. und 14. Juni 1988 behandelt. Vorsitzender war Herr R. Urbistondo Echeverria, Präsident des spanischen Nationalkomitees, Stellvertreter C.V.J. Varma aus New Delhi, Indien. Generalberichterstatte war Mr. Lloyd O. Timblin jun. vom Bureau of Reclamation, Denver, USA.

Für den Kongreß wurde ein Generalbericht vorgelegt, in dem summarisch alle 55 eingetroffenen Berichte aus 29 Ländern behandelt wurden; bedauerlicherweise war kein Bericht eines österreichischen Verfassers vorgelegt worden, trotz des höchst aktuellen Themas. Auf den Generalbericht wird nachstehend in Teil 1 dieses Beitrages eingegangen werden. Beim Kongreß wurde der Generalbericht von Mr. Timblin nur kurz gestreift und dann drei Fachfragen an Hand mündlich vorgetragener Beiträge, ergänzt durch Diskussionen der Experten und Kongreßteilnehmern während des Kongresses behandelt (Teil 2 des vorliegenden Beitrages).

1) GENERALBERICHT ZUR FRAGE 60:

Nach der Einleitung werden im Generalbericht folgende Themen an Hand der eingereichten Beiträge behandelt:

- a) Umweltbestimmungen und Umweltforderungen im Zusammenhang mit Sperrprojekten (Baudurchführung und Betrieb)
- b) Wirksamkeit von Umweltschutzmaßnahmen, einschließlich Bewahrung der Wasserqualität.
- c) Kosten für Maßnahmen zum Schutz der Umwelt.
- d) Vorteilhaftige Wirkungen auf die Umwelt.
- e) Management für Umweltmaßnahmen, Beobachtung und Vergleich der tatsächlichen Auswirkungen mit den Vorhersagen.

ad a): Die Anwendung von Regierungsgesetzen und sonstigen politischen Richtlinien bzw. Empfehlungen wurde am Beispiel Schweiz (R 13), Italien (Sardinien, R 54) und Thailand (R 22) sowie an Projekten in Südafrika (R 42 und R 43) sowie für Frankreich (R 45) in Einzelberichten beschrieben. Weiters wurde der große Einfluß von finanzierenden Institutionen, wie etwa der Weltbank (R 26) auf die Behandlung soziologischer, ökonomischer und Umweltfragen erörtert. Der Schlußsatz des Berichtes (R 26) hat wohl allgemeine Gültigkeit: "Proponenten und Opponenten sollten einander die Hand reichen, um innovative Lösungen vorzusehen, durch die die Umwelteinflüsse minimiert werden, und dabei das Ziel im Auge behalten wird, der Menschheit zu dienen und ihr durch Entwicklungen zu nützen, sodaß die endgültige Lösung sozial, ökonomisch und politisch für alle akzeptabel ist". Ähnliche Ziele werden auch im Beitrag (R 12) durch das US Corps of Engineers, allerdings stärker im technischen Detail, angestrebt.

ad b): In den diesbezüglichen Berichten wurden Fragen der Temperaturverteilung im Wasser, des Sauerstoffgehaltes, das Problem der Eutrophierung und der Schwebstoffablagerung behandelt. Die Lösungsansätze, die in verschiedenen Berichten beschrieben wurden, umfassen künstliche Belüftung des Wassers, Auslässe aus dem Speicherbecken in verschiedenen Ebenen, eine entsprechende Behandlung der Abwässer oberhalb des Staubeckens. Besonders behandelt wurde im Bericht (R 25) auch das Problem der Ökologie im Falle von Pumpspeichieranlagen, wobei besonders auf den nachhaltigen Einfluß auf die Fische hingewiesen wird. Auf die Einflüsse im Unterwasser der Anlagen wird in den Berichten (R 30, R 38 und R 47) eingegangen. Schweizer Verfasser berichten über Maßnahmen bei der Erneuerung zweier Anlagen an der Mur in Österreich in ihrem Bericht (R 14). Frankreichs Probleme an der Rhone bezüglich Umwelteinflüsse behandelt ein ausführlicher Bericht (R 4).

ad c): Grundsätzlich wird die Schwierigkeit aufgezeigt, Umweltschutzmaßnahmen kostenmäßig genau zu erfassen. Zwei Berichte aus Südafrika (R 22 und R 44) behandeln dieses Thema.

ad d): Hier geht aus den Berichten eindeutig hervor, daß ein vielschichtiger Nutzeffekt betrachtet werden muß, u. zw. sowohl hinsichtlich der Umwelt als auch der Volkswirtschaft, wobei die Vorteile teilweise gegensätzlich sind. In vielen Ländern sind jedoch die wirtschaftlichen Zwangspunkte in bezug auf Lebensbedingungen der Bevölkerung so stark, daß eine große Versuchung besteht, Umweltfragen hintanzustellen. Hierzu werden Beispiele aus Tansania (R 33), Brasilien (R 2) und Malaysia (R 50) in verschiedener Hinsicht behandelt. Ein spezielles, schwerwiegendes Problem bedeutet die Umsiedlung von Bevölkerungsgruppen im Zuge der Errichtung von Speicherbecken. Hierzu liegt auch aus Jugoslawien ein Bericht (R 52) über Maßnahmen im Zusammenhang mit der Errichtung des großen Staukraftwerkes "Eisernes Tor" an der Donau vor. Weiters wurde in den Berichten (R 46 und R 48) aus Jugoslawien auf die Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse durch Speicheranlagen bzw. Flußstauwerke hingewiesen. In diesem Zusammenhang erfolgte in der Diskussion während des Kongresses ein Hinweis auf das Gießgangsystem in Greifenstein (Donau) im Zusammenhang mit einer diesbezüglichen Anfrage. Die Frage der Auswirkung auf die Vogelwelt, die im Bereich eines Staubeckens leben, und wie weit sich die Lebensbedingungen verändern, wurde in verschiedenen Berichten behandelt, u.a. aus Indien (R 34), aus Südkalifornien (R 29) sowie aus Südkorea (R 16). Schließlich wurde auch die Freizeitnutzung in einem Bericht der Bundesrepublik Deutschland (R 10) behandelt und das Spannungsfeld zwischen Freizeitnutzung und Bewahrung einer weitgehend unbeeinflussten Natur in manchen Bereichen von Stauräumen an Hand der getroffenen Maßnahmen und ihren positiven Auswirkungen erläutert.

ad e): Bezüglich des Managements der Umweltfragen wird in verschiedenen Berichten auf die Problematik der Vielschichtigkeit dieser Thematik hingewiesen, insbesondere in Berichten aus Ägypten (R 1) bezüglich des Assuandammes, aus der Bundesrepublik Deutschland (R 8), Indien (R 35) und Indonesien (R 31). Weiters kam ein interessanter Bericht zu diesem Thema aus der Volksrepublik China (R 35) im Zusammenhang mit dem Großprojekt "Three Gorges". Geänderte Verhältnisse müssen nicht automatisch Verschlechterungen bedeuten, da die neuen Bedingungen sich durchaus auch positiv auswirken können, und bessere Freizeitnutzungsmöglichkeiten den Menschen verbesserte Lebensbedingungen bieten. Die Kontrolle der Wasserqualität hat eine besondere Bedeutung und wurde in verschiedenen Berichten (u.a. in (R 11), (R 15) und (R 51) aus der Deutschen Demokratischen Republik, Korea, Tunis und einigen mehr behandelt. Auch der Einfluß des Füllens von Speicherbecken und des Betriebes der Speicher auf die Grundwasserverhältnisse wurde eingehend beobachtet, u.a. im Bericht aus Burma (R 7). Eine Reihe von Berichten beschäftigen sich mit dem Thema "Fischbestand" bzw. mit dem Problem von Fischwanderungen, die durch die Speicheranlagen behindert werden. Verschiedene technische Lösungsansätze wurden im Rahmen des Kongresses diskutiert.

2) VORTRÄGE UND DISKUSSIONEN BEIM KONGRESS

Im Rahmen des Kongresses wurde während der Vorträge und der Diskussionen eine Gruppe von vier Themen behandelt:

- a) Die Verantwortung des Ingenieurs für Umweltfragen und die daraus resultierende Unterstützung für politische Entscheidungsträger.
- b) Lösungsansätze für ökologische Konfliktpunkte.
- c) Nutzen für die Umwelt.
- d) Kosten- und Nutzenrechnung von Umweltmaßnahmen.

ad a): Dazu kamen im Rahmen des Kongresses drei Beiträge u.zw. aus Argentinien, den Niederlanden und der Bundesrepublik Deutschland. Dabei wurde vor allem ein gewisser Mangel an Ausbildung in ökologischen Fragen bei den Technikern, weiters ein häufiger Mangel an notwendigen Daten um schlüssige Analysen und Lösungen zu erarbeiten festgestellt. Weiters wurde auf die Problematik der starken Vernetzung der Fragen hingewiesen. Darüberhinaus wurde unter diesem Thema auch die Frage der Bürgerbeteiligung diskutiert und zwar sowohl der Vorschlag einer Bürgerbeteiligung auf breiter Basis als auch über einen sinnvollen anderen Weg der Einbindung der Bevölkerung. Auf die Nutzung der Stauräume durch die Bevölkerung und die damit im Zusammenhang stehende Bedeutung wurde hingewiesen, insbesondere auch auf die rechtzeitige Berücksichtigung dieser Nutzungsmöglichkeit. Erörtert wurde auch der Vorschlag, einen Ombudsmann für Umweltfragen einzusetzen; dieser Ombudsmann sollte in allen wichtigen Fragen des Umweltschutzes bewandert sein und von allen Parteien, den Behörden,

dem Betreiber und Planer aber auch den Gegnern akzeptiert werden. Über die Zweckmäßigkeit eines solchen Ombudsmannes wurde eingehend diskutiert, wobei die Ansichten stark divergiert haben. Deutlich wurde in der Diskussion, daß eine solche, umfassende Einzelpersonlichkeit kaum zu finden sein wird, weshalb als Gegenvorschlag doch eine Arbeitsgruppe, die interdisziplinär zusammengesetzt ist und die verschiedene ökologische Fachgebiete abdeckt, empfohlen wurde. Welcher Weg auch immer gegangen wird, erscheint es wichtig, daß zur Überwindung des Widerstandes gegen Wasserkraftwerke und Speicherprojekte die entsprechende Aufklärungsarbeit zeitgerecht und besser als in der Vergangenheit durchgeführt wird. Ein kompetenter unabhängiger Fachmann oder eine Gruppe wird zweifellos besser als der Planer oder der Betreiber als Sprecher in Umweltfragen angenommen.

ad b): Hier wurden verschiedene Lösungen, insbesondere zur Behandlung des Fischproblems, erörtert. Ferner erfolgte auch eine Behandlung der Fragen der Untersuchung der Wassertemperatur, der zweckmäßigen Wasserentnahme zur Vermeidung von Temperaturproblemen etc. Auch die Frage des Sauerstoffgehaltes und die allfällige Anreicherung wurde diskutiert. Lösungsmöglichkeiten für die Überwindung der Sperrenstelle durch Fischleitern, Fischschleusen und -aufzüge wurden gezeigt und teilweise als sehr erfolgreich dargestellt. Ein sehr umfassendes Lösungspaket aus den französischen Kolonialgebieten wurde demonstriert. An Hand eines schwedischen Kraftwerksprojektes wurde aufgezeigt, wie vielschichtig und umfangreich heute Umweltfragen zur Erlangung einer Genehmigung berücksichtigt und behandelt werden müssen. An Hand der Kraftwerksgruppe Gabsikovo-Nagymaros in der Tschechoslowakei bzw. Ungarn wurde das Problem der öffentlichen Meinungsbildung diskutiert und die Frage der Beeinflussung der Grundwasserqualität durch das gestaute Oberflächenwasser erörtert. Bezüglich der Donau wurde auf die Notwendigkeit der Zusammenarbeit verschiedener Länder hingewiesen, wobei zu bemerken ist, daß während des Kongresses diesbezüglich ein ad hoc Komitee über Grenzgewässer erstmals zusammengetreten ist.

ad c): An Hand eines spanischen Speicherkraftwerkes wurden Vorteile für Menschen und Umwelt in verschiedener Hinsicht aufgezeigt und dabei besonders auf die Energiegewinnung, die Wasserversorgung und viele Einrichtungen für eine bessere Lebensqualität der Anrainer und ähnliches mehr hingewiesen. Auch im Zusammenhang mit dem schwedischen Projekt Vattenfall (150 km nördlich von Stockholm) wurde die positive und erfolgreiche Behandlung einer breiten Palette ökologischer Fragen aufgezeigt.

ad d): Im Zusammenhang mit Kosten-Nutzenüberlegungen weist Mr. Budweg, Brasilien, darauf hin, daß Sperrenbauten vielfach in öffentlichen Diskussionen als zerstörend für die Umwelt und als Gefahr für das menschliche Leben bezeichnet werden. Er bemerkt dazu, daß bei der rasant wachsenden Bevölkerungszahl und der Verdoppelung der Lebenserwartung in den letzten 100 Jahren eine weitgehende Verknappung bereits vorhanden und zusätzlich zu befürchten ist. Umso wichtiger ist der Ausgleich der jahreszeitlichen Schwankungen für Wasserversorgung, Bewässerung und Energienutzung durch die Errichtung von Sperren und Speicherräumen. Budweg: "Die Gesellschaft muß entscheiden, ob die Vorsorge für Ernährung, Trinkwasser und Energie Schritt halten soll mit dem Wachstum der Bevölkerung oder eine völlig unbeeinflusste Umwelt erhalten werden muß". Mr. Varma, Indien, erklärte: "Dämme werden nicht als Monumente der Ingenieure errichtet", sondern die Deckung des Bedarfs an Energie und Trinkwasser hat Vorrang bei allen Überlegungen. Im Zusammenhang mit einem vor dem Kongreß in Berkeley abgehaltenen "round table" Gespräch mit Umweltschützern, in dem von diesen ein "Moratorium" (Nachdenkpause!) der Sperrenbauten gefordert wurde, meinte Mr. Varma, ein solcher Vorschlag sollte nicht von jemandem gemacht werden, der in einem "airconditioned" Raum sitzt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß in den Beiträgen, wie aus dem Generalbericht hervorgeht, sehr vielschichtig die Fragen der Umweltbeeinflussung durch Speicherbecken behandelt wurden. Im Rahmen des Kongresses lag der Schwerpunkt in fachlichen Fragen im Bereich der Fischerei. Sehr wenig Aussagen und Kongreßinformationen wurden in bezug auf den Soll-Ist-Vergleich gebracht. Dies scheint darauf zurückzuführen zu sein, daß eine Sympatische Behandlung der Umweltfragen noch nicht sehr lange betrieben wird, sodaß die in den vergangenen Maßnahmen noch nicht in ausreichendem Umfang durch Soll-Ist-Vergleiche getestet wurden.

Der Generalberichterstatter Mr. Timblin forderte abschließend - ähnlich wie auch der neu gewählte Präsident von ICOLD, Mr. Jan Veltrop -, daß ICOLD auch in Zukunft Umweltfragen nicht nur im speziellen Komitee sondern auch in den kommenden Kongressen verstärkt behandeln sollte.

FRAGE 61:

STAUDÄMME: DICHTUNGSELEMENTE MIT AUSNAHME VON ERDKERNEN

(H. Schwab, W. Schober)

UNTERTHEMEN:

- a) Ausbildung von membranartigen Oberflächen- oder Kerndichtungen
- b) Einflüsse der Damm- und Untergrundverformungen auf Dichtungselemente - Besondere Probleme in engen Tälern und bei sehr hohen Dämmen
- c) Materialuntersuchungen und Einbaukontrolle, Bauverfahren, Baustelleneinrichtung und Baugerät
- d) Langzeitverhalten: Alterungsprobleme und Einflüsse der Witterung
- e) Sanierungsmaßnahmen.

1) ALLGEMEINES:

Zur Frage 61 wurden 62 Berichte vorgelegt. In seinem Generalbericht nimmt R.W. Kramer (USA) eine Haupt-Unterteilung nach dem Material der Dichtungselemente vor. Diese wird auch für die nachstehende Kurzbesprechung übernommen. W. Kramer weist einfühend darauf hin, daß es unterschiedliche Gründe gibt, ein künstliches Dichtungselement anstelle eines Erdkernes zu wählen. Hervorzuheben sind Kosteneinsparungen, nicht vorhandenes Kernmaterial, Klimaeinflüsse und besondere örtliche Verhältnisse. Die Anwendung kann auch durch den Wunsch motiviert sein, eine neue Dichtungsart zu erproben. Mit Stahlbeton-Oberflächendichtungen wurde bereits eine Dichtungshöhe von 155 m erreicht und auch andere Dichtungselemente nähern sich der 100 m Höhe.

Österreich hat dabei mit der Asphaltbeton-Kerndichtung des Finstertaldammes der TIWAG (Dichtungshöhe 96 m - R 49) einen wesentlichen Beitrag für die Anwendung künstlicher Dichtungselemente geleistet. Auch die mit einer Bitumengleitschicht entwickelte, membranartige Betonkerndichtung des Staudammes Bockhartsee der SAFE (Dichtungshöhe 28,5 m - R 53) zeigt neue Wege auf. Als wertvoller österreichischer Beitrag können auch die in R 59 mitgeteilten Erfahrungen mit Asphaltbeton-Oberflächendichtungen im extremen Hochgebirgsklima gewertet werden.

Von den 62 vorgelegten Berichten befassen sich 30 mit Asphaltbetondichtungen, 25 mit Zementbetondichtungen einschließlich Schlitzwänden und 13 mit anderen Dichtungselementen (Kunststofffolien, Stahl, Spritzbeton). 6 Berichte gehen auf Bauverfahren und Baugeräte, 9 auf das Verhalten von Dichtungselementen und 13 auf Sanierungsmaßnahmen ein.

2) DICHTUNGSELEMENTE AUS ASPHALTBETON:

Asphaltbeton-Kerndichtungen:

Die Verwendung von Asphaltbeton als Kerndichtung für Staudämme wurde in Österreich vor 31 Jahren (1957) mit dem Bau des 18 m hohen Rotgüldensee-Dammes eingeleitet. Seither wurde diese Bauweise in zunehmendem Maße und mit Erfolg angewandt. In jüngster Zeit ist auch der Schritt zur Anwendung bei hohen Dämmen vollzogen worden, wobei die Ausführung der High Island Dämme in Hongkong, 1978 (Ost-Damm H=109 m, West-Damm H=101 m) des Staudammes Finstertal in Österreich, 1980 (H=150 m) und des Storvatn-Dammes in Norwegen, 1987 (H=90 m) vorläufige "Höhepunkte" darstellen.

Wie aus den Beiträgen R 9, R 22, R 39, R 49, R 53 und R 54 hervorgeht, begründet sich die Attraktivität dieses Talsperrentyps sowohl nach wirtschaftlichen als auch technischen Gesichtspunkten. Es wird angeführt, daß geeignete natürliche Dichtmaterialien vielfach fehlten oder aufgrund deren Witterungsempfindlichkeit einen ungestörten Einbau nicht zuließen.

Zu den Vorteilen der Asphaltbeton-Kerndichtung wird vor allem die große Anpassungsfähigkeit in Bezug auf unterschiedliche Belastungen und Verformungen sowie bei erwarteten großen Deformationen (Untergrund) gezählt. Auch eine geringe Anfälligkeit für Beschädigungen, Zerstörungen oder Umwelteinflüsse ist gegeben.

Demgegenüber gibt es möglicherweise Nachteile durch eine begrenzte Reparaturmöglichkeit, wenn nicht geeignete Maßnahmen durch die Anlage von Kontrollgängen und Vorkehrungen für Injektionsmöglichkeiten getroffen werden.

Der Einfluß aus den beschränkten Einbauhöhen (pro Tag) der Kerndichtung (zufolge Wärmespeicherung) kann für enge Talverhältnisse u.U. Maßstab für den Baufortschritt des Dammes sein obwohl auch diese Gegebenheiten durch entsprechende Planungen meist beherrschbar sind.

Als Schlüsselbedingungen und Voraussetzung für eine erfolgreiche Ausführung der Kerndichtung werden genannt:

- a) entsprechende Steifigkeitsverhältnisse in den Nachbarzonen bzw. in den Stützkörpern um, insbesondere bei höheren Dämmen, eine teilweise Stützung des viskoplastischen Asphaltbetons zu ermöglichen.
- b) der Rezepturentwurf des Dreistoffgemisches (Mineralzuschläge, Bitumen und Lufteinschlüsse) vor allem im Hinblick auf Verformungsanpassung, Stabilitätseigenschaften und Wasserdichtheit
- c) die Einbaumethode und Kontrollen während der Ausführung.

Zur Beurteilung und Steuerung der Kriterien gemäß Pkt. a) und b) werden umfangreiche Materialuntersuchungen vorgenommen, die Spannungs-Verformungseigenschaften des Schüttmaterials bzw. des Asphaltbetons bestimmt sowie Berechnungen angestellt. R 38 schlägt eine einfache Methode zur Voraussage der maximalen Dichtungsverformungen vor, während R 53 über Labor- und mathematische Modelle im Vergleich zu Meßergebnissen bei Dämmen berichtet.

R 54 beschreibt das Verhalten des Asphaltbetons als Mehrphasenmodell in der getrennten Überlagerung der Materialeigenschaften der Kornzuschläge und des viskosen Bitumens. Dabei wird dem Bitumen ein isotroper Spannungsanteil, vergleichsweise mit den neutralen Spannungen bei einem undrainierten Erdkernmaterial, zugeordnet.

Als Ergebnis der Berechnungen bei einem vertikalen Kern ergibt sich je nach Bitumengehalt im Lastfall Eigengewicht ein annähernd gleiches Spannungsverhältnis über die Höhe zwischen $\frac{\sigma_{\text{Horizontal}}}{\sigma_{\text{Vertikal}}} = 0,55$ und $1,0$, während für den Lastfall 1.Vollstau bei beiden Mischungen isotrope Druckzustände, entsprechend der Vertikalspannung, auftreten. Es wird hervorgehoben, daß trotz dieser Spannungszustände kaum Querdehnungen auftreten bzw. im Lastfall Vollstau Verdünnungen von rd. 2 % gegeben sind.

Die Aussage stützt sich auf die Annahme, daß Querverformungen durch den Dammkörper verhindert werden. Diese offenbar isolierte Betrachtung entspricht - wie bekannt - nicht dem allgemeinen Verhaltensmuster von Staudämmen, welches die Lagerbedingung für die Dichtung darstellt. Es vernachlässigt auch Verformungs-Spannungsrückwirkungen beim Staulastfall in der Bewegungsfuge zwischen dem Kern und der wasserseitigen Dammszone.

Beim Staudamm Finstertal (R 49) werden mit Hilfe entsprechender Meßeinrichtungen präzise Verformungsaufnahmen im Bereich der erstmals durchgehend geneigten Kern-dichtung durchgeführt. Daneben werden erstmals Messungen der horizontalen Dicken-
veränderungen des Kernes vorgenommen. Aus der Auswertung der Meßergebnisse in
einem Zeitraum von rd. 10 Jahren läßt sich ein elasto-plastisches Verhalten der
Dichtung ableiten. Die insbesondere beim 1. Aufstau 1981 aufgetretenen Querdehnungen
bis zu 4,8% haben sich wie erwartet aufgrund der gegebenen Stützung durch die
Nachbarzonen nicht mehr ausgeweitet. Sie stellen - wie auch Versuche zeigten -
keine Beeinträchtigung der Wasserdichtheit des Kernes (Sickerwasser 1988 max.
3,6 l/s) dar.

Allgemein besteht die Auffassung, daß Meßeinrichtungen aufgrund des komplexen
Verhaltens von Asphaltbeton ein wichtiges Projektselement darstellen.

Zur Frage der Auslegung der Asphaltbetonmischungen stehen Eigenschaften wie
Wasserdichtheit, Festigkeit und Verarbeitbarkeit im Vordergrund. Eine typische
Mischung ist mit etwa 80 % (\pm) Sand- und Kiesanteilen, 10 % (\pm) Füller und
6-8,5 % Bitumen (Penetration 60-70) ausgestattet und sollte verarbeitet höchstens
3 % Porenanteil aufweisen.

Die membranhafte Ausführung des Dichtungselementes sowie die Einhaltung der
Rezepturerfordernisse bedingen spezialisierte Einbaumethoden (R 9, R 39, R 49)
und sorgfältige Qualitätsüberwachungen. Die exakte Führungsmöglichkeit des Einbau-
gerätes wird durch mechanische und elektronische Einrichtungen sichergestellt.

Die Anwendungsgebiete von Asphaltbeton-Kerndichtungen sind breit gefächert, wobei
- wie R 22 zeigt - auch Verbindungen zu einem bestehenden Erdkern zur Erhöhung
eines Dammes um 13 m gelöst werden können.

Asphaltbeton-Oberflächendichtungen:

Staudämme mit Asphaltbeton-Oberflächendichtungen (rd. 300, R 10) zählen seit
langem zu den anerkannten Standardausführungen im Dammbau.

Die langjährigen Erfahrungen über verschiedene Einflüsse sowie technologische
Fortschritte haben dieser Bauweise wichtige Impulse verliehen.

Als Anwendungsgrund werden in einer Reihe von Beiträgen der Mangel an Erdkern-
material, die kurze Bausaison, die Erhöhungsmöglichkeit des Dammes, die Wirtschaft-
lichkeit, die plastischen Eigenschaften des Asphaltbetons, das günstige Trag-
und Verformungsverhalten des Dammes, die leichte Zugänglichkeit und Möglichkeit
der Reparatur sowie die Ausführbarkeit steiler Böschungen angegeben.

Andererseits besteht jedoch das Problem, daß ein dünnes, exponiert angeordnetes
Dichtungselement einem hohen hydraulischen Gradienten ausgesetzt ist.

Aus der Sicht des Betriebsverhaltens wird bemängelt, daß trotz der Plastizität
des Asphaltbetons häufig Rißbildungen und Schäden durch Dammverformungen ins-
besondere im Anschlußbereich zu Herdmauerbauwerken auftreten. Außerdem müßten
potentielle Schäden im Hinblick auf Alterungserscheinungen zufolge des Einflusses
von Luftsauerstoff (Oxydation) und Sonnenlicht (Katalysator) sowie mechanische
Zerstörungen (R 59) durch Eisangriff oder Steinblöcke in Betracht gezogen werden.
Die aufgetretenen Schadensbilder sind weniger als Sicherheitsproblem sondern
als wirtschaftlicher Faktor zu werten, da Reparaturen häufig mit einer Entleerung
des Speichers verbunden sind.

Im derzeitigen Trend der Ausführung der Außendichtungen sind zwei Entwurfstypen festzustellen:

- a) Sandwich-Bauweise mit einer durchlässigen bituminösen Drainagelage zwischen zwei Dichtlagen aus Asphaltbeton
- b) einfache Dichtlage aus Asphaltbeton über einer durchlässigen Binderschicht.

Verschiedene Beiträge behandeln besondere Projektgesichtspunkte, Ausführungs-details sowie Berechnungs- und Meßergebnisse.

Der 64,5 m hohe Tataragi Damm in Japan (R 14) steht seit 14 Jahren in Betrieb, wobei die Setzungen der Dichtungsmembran mit max. 10 cm angegeben werden. Auch das dynamische Verhalten ist entsprechend einem schadensfrei überstandenen Erdbeben mit max. Beschleunigungen von 0,178 g (Krone) und 0,064 g (Gründung) zufriedenstellend.

Beim Sabigawa Damm (H=90,5 m) nach Beitrag R 19 wurden Modelluntersuchungen am Rütteltisch sowie die Temperatureigenschaften (-15°C bis 30°C) und Dehneigenschaften der Asphaltmischung geprüft. Obwohl die Versuchsproben periphere Dehnungen bis zu max. 25,5 % bei im Durchschnitt von 6,1 % aufwiesen, sind trotz eines Wasserdruckangriffes von rd. 9 bar keine Durchlässigkeiten aufgetreten.

Aus Rückschlüssen von Studien beim 75,5 m hohen Miyama Damm (R 13) ergibt sich, daß Einflüsse durch Erdbeben bei Dämmen mit Oberflächendichtung geringer sind als bei anderen Dammtypen.

Auch beim Menta-Damm (H=90 m) R 56 stehen seismische Untersuchungen, für welche eine Zentrifugeneinrichtung (Beschleunigung 100 g) eingesetzt wurde, im Vordergrund. Nach dem zugrundegelegten Entwurfserdbeben von 0,33 g wurde ermittelt, daß ein unabhängiges Verhalten der Oberflächendichtung mit relativen Verschiebungen zum Schüttkörper nicht auftritt.

Der italienische Beitrag R 25 berichtet über Entwurfsmaßnahmen zur Beherrschung von Problemen mit einem hochoberdierbaren Dammkörper. Es wurde davon ausgegangen, daß die Oberflächendichtung als Folge von Erdbebeneinflüssen versagt. Um für diesen hypothetischen Fall eine entsprechende Sicherheit und eine kontrollierte Durchsickerung zu gewährleisten, wird ein breiter zentraler Kern aus kohäsionslosem Sand-Kiesgemisch angeordnet.

Nach R 58 (China) können Asphaltbeton-Oberflächendichtungen vorteilhaft auch für Dämme in direkter Sprengschüttbauweise verwendet werden. Obwohl beachtliche Verformungen, Relativverschiebungen (max. 10 cm) und Auftriebswirkungen in den Dichtungen von 6 Steinschüttdämmen auftreten, welche vereinzelt lange (max. 11 m) und breite (max. 10 cm) Rißstrukturen sowie Einbruchtrichter und Aufwölbungen (max. Ø 3 m) zur Folge haben, wird das Verhalten der Sperren im Zeitraum von 9-12 Jahren gut bewertet.

Für den 85 m hohen Shibiyanu-Damm, welcher Temperaturen von -17°C bis 43,4°C ausgesetzt ist, wird zum Schutz der Oberfläche eine Beregnungsanlage eingesetzt.

Ein besonders wichtiges Entwurfsdetail, welches fallweise gelöst werden muß, stellt der Anschluß einer Dammschüttung an ein Betonbauwerk dar. Beim spanischen Negratin-Damm (R 44) wurden in der Verbindung zu einer Gewichtsmauer sowohl Abichtungen mit einem Erdkern als auch Oberflächendichtungen in Betracht gezogen,

wobei letzterer aufgrund des hohen Gipsgehaltes des zur Verfügung stehenden Lehm-materials der Vorzug gegeben wurde.

Die Dammschüttung wird gegen eine geneigte Betonböschung bzw. im Bereich der Dichtung über eine Betonleiste angeschlossen. Das Fugendetail sieht Kupferblech-abdichtungen und eine Bewehrung des Asphaltbeton-Anschlußkeiles mittels Geotextilien vor.

Einige Beiträge R 5, R 37 nehmen auf den Anschluß der membranartigen Dichtung an eine Herdmauer Bezug. Dabei ist festzustellen, daß die Verbindung immer häufiger durch Bewehrungen (z.B. Polyesternetz) verstärkt wird.

Bei der Ausbildung des Schüttkörpers im Verbindungsbereich zu Bauwerken wird, um Setzungen zu vermeiden, eine möglichst geringe Schütthöhe und die Anwendung eines gut verdichtbaren Materials vorgeschlagen.

Schadensbehebung - Ausführungseinzelheiten:

Die Beobachtungen und Erfahrungen zeigen, daß bei den dünnen Asphaltbeton-Außen-dichtungen aufgrund verschiedener Beanspruchungen sowie durch Alterungsprozesse periodische Unterhaltskosten anfallen.

In den Berichten R 5, 18, 21, 27, 33, 36 und 59 werden die Techniken der Reparatur- und Regenerierungsarbeiten beschrieben. Es wird hervorgehoben, daß die Schadens-behebung auch eine entsprechende Erkundung der Ursachen voraussetzt.

Bei Asphaltbeton-Oberflächendichtungen ergeben sich Versagenseinflüsse aus:

- extremen Temperaturunterschieden
- geringer Verformbarkeit bei tiefen Temperaturen
- Kriecheigenschaften bei hohen Temperaturen
- Rückwirkungen aus der Steifigkeit bzw. Verformung der Tragschicht
- Ermüdungserscheinungen zufolge zyklischer Belastungs- und Temperaturprozesse
- rascher Auskühlung beim Einbau dünner Dichtungsbeläge mit Rückwirkungen auf die Verdichtungs- und Fugenqualität
- der Ausführung mehrlagiger Asphaltbetonschichten, welche die Entstehung von Dampfblasenbildungen begünstigen
- Eisangriffe unter alpinen Einflüssen
- Bindeverluste des Dichtungsbelages durch Wasser-Öl und Schmutz-Verunreinigungen
- Ribbildungen durch Walzeneinflüsse
- Einbau- und Rezepturfehler, Alterungserscheinungen, Versprödung

Zur Sanierung fehlerhafter Dichtungsbeläge werden je nach Schadensbild lokale Reparaturen oder komplette Erneuerungen der Dichtungsschicht bzw. der Gesamtkonstruktion vorgenommen.

Der Abtrag schadhafter Beläge erfolgt durch Bohr- und Frästechniken. Beim Übergang zwischen alten und neuen Asphaltbetonschichten ist eine eventuelle Viskositäts-sprung zu beachten.

Eine neue Dichtungsschicht sollte eine wirksame Dicke von mindestens 6 cm aufweisen.

Im R 59 wird über eine flexible Ribfugenüberbrückung nach dem Kemperol System berichtet.

Mit Bezug auf die weitere Entwicklung von Asphaltbeton-Oberflächendichtungen wird vom Generalberichterstatter Richard W. Kramer erwartet, daß die Höhenentwicklung dieser Dämme über die derzeitige 90 m-Marke um etwa weitere 30 m hinausgeht. Diese Prognose stützt sich auf verbesserte Einbautechniken, ein besseres Verständnis der

Materialeigenschaften des Asphaltbetons, neue Methoden zur Bewehrung von Dichtlagen, Untersuchungen des Tragverhaltens und meßtechnische Erkenntnisse bei ausgeführten Bauwerken.

3) DICHTUNGSELEMENTE AUS ZEMENTBETON:

Beton-Oberflächendichtungen:

Beim Foz do Araia Damm in Brasilien wurde 1980 die bisher größte Dichtungshöhe von 155 m erreicht. Dieser Fortschritt wird auf die stark verbesserte Verdichtungstechnik bei Steinschüttungen zurückgeführt. Dennoch waren die Verformungen der Dichtung mit max. 80 cm normal zur Oberfläche beträchtlich. R 2 führt dieses Verhalten auf die großen Erstbelastungs-Verformungen der böschungsnahen Dammbereiche zurück. Durch Entwicklung einer doppelten Fugendichtung ist es gelungen, die Sickerwassermengen zu reduzieren (R 3), und außerdem werden die besonders rißanfälligen Fußbereiche der Dichtung durch ein dichtes Material überschüttet. Die Selbstdichtung durch das in die Risse eingeschlammte Material bewirkte eine Reduktion der Sickerwassermengen von 236 l/s auf 70 l/s. Es wird als Vorteil einer Beton-Oberflächendichtung hervorgehoben, daß Beton gegen Sickerwasser erosionsfest ist und daher im Gegensatz zur Erdkerndichtung trotz der bei einigen Dämmen großen Sickerwasserverluste (Golillas 650 l/s) eine hohe Sicherheit aufweist. Diese Aussage dürfte, wenn überhaupt, wohl nur für Steinschüttdämme bei Felsgründung gelten. Die beträchtlichen Schwächen einer Beton-Oberflächendichtung liegen auch, wie bei allen Oberflächendichtungen, (R 59), im Anschluß an steile Felsflanken. Eine Betondichtung ist infolge ihrer hohen Biegesteifigkeit (R 53) am schlechtesten in der Lage, ungleichmäßige Verformungen rissefrei aufzunehmen.

Trotz der augenscheinlichen Nachteile wird die Beton-Oberflächendichtung weltweit angewendet und zur Zeit auch für noch größere Dichtungshöhen geplant. Man gewinnt den Eindruck, daß ein in die Baupraxis eingeführtes Verfahren eine gewisse Eigendynamik entwickelt. Dazu tragen vermutlich nicht unwesentlich attraktive Publikationen wie: "Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance", erschienen 1985, sowie das Heft 10, 1987: J. Barry Cooke, James L. Sherard: Concrete Face Rockfill Dams" des Journal of Geotechnical Engineering bei, mit denen die American Society of Civil Engineers (ASCE) ihre "Transactions" über ein "Symposium on Rockfill Dams" aus dem Jahre 1960 erfolgreich fortgesetzt hat. W. Kramer übernimmt in seinem Generalbericht die Schlußfolgerungen aus dem Heft 10, von denen die Aussage, daß hochverdichtete Steinschüttdämme eine hohe Erdbebensicherheit aufweisen, hervorzuheben ist. Hohe Herdmauern am Dichtungsanschluß an den Felsuntergrund sollten infolge der dort auftretenden Scherverschiebungen vermieden werden. Bei Überschüttung des Fußbereiches mit feinkörnigem Material ist unter der Dichtung ein Filter einzubauen, um eine Erosion des Abdeckmaterials zu verhindern (R 3). Der oft erwähnte Vorteil einer freien Zugänglichkeit der Dichtung wird durch die Überschüttung aufgehoben.

R 52 berichtet über einen 28 m hohen Damm, dessen Beton-Oberflächendichtung über eine Bewegungsfuge mit einer 40 m tiefen Schlitzwand in der Felsüberlagerung fortgesetzt wird.

Über Rißbildungen und deren Sanierungsmaßnahmen wird in R 6, R 43 und R 48 berichtet.

Beton-Kerndichtung:

In R 53 wurde auch auf die Erfahrungen mit der neuen Konzeption einer Beton-Kern-

dichtung bei Staudamm Bockhartsee eingegangen. Obwohl bereits seit 64 Jahren eine Beton-Kerndichtung von 94,7 m Abdichtungshöhe in Betrieb steht, wurde seither - mit Ausnahme einer 60 m hohen Kernwand in China - keine Dichtung ähnlicher Größe errichtet. Wesentliche Anwendungsgründe wären die lange Lebensdauer in geschützter Lage, die guten Dichtungseigenschaften sowie der hohe Erosionswiderstand. Der letztgenannte Vorteil hat sich bei den großen Sickerwassermengen durch Beton-Oberflächendichtungen überzeugend bestätigt.

Ein neuer Impuls für Beton-Kerndichtungen kommt zur Zeit von der Schlitzwandtechnik. Zur Abdichtung von undicht gewordenen Erdkerndämmen werden in der Achse der Erdkerne von der Dammkrone aus Dichtungswände aus Zement-Beton eingebaut. Diese erreichen nach R 1 und R 29 beträchtliche Höhen von 55 m (Fontenelle, USA 1986), 120 m (Navajo, USA 1987) und 128 m (Mud Mountain, USA - Projekt). Die beiden ersten Wände wurden mit einer Hydrofräse hergestellt. Es ist erstaunlich, daß trotz der bekanntlich schwierigen Herstellung derart tiefe Schlitzwände auch für die Abdichtung im Damm herangezogen werden. Umso größer müßte dann eigentlich die Bereitschaft sein, einen einwandfrei ausführbaren Betonkern bei einem neu zu errichtenden Staudamm anzuwenden. Schlitzwände werden auch in Asphaltbeton (R 12), Tonbeton (R 4) und mit Erd-Bentonitmischungen (R 30) hergestellt. In R 50 wird über die Kombination einer Tonbeton-Schlitzwand mit einer Pfahlwand in der Hochdruck-Injektionstechnik an den Anschlüssen zum Felsuntergrund berichtet.

4) ANDERE DICHTUNGSELEMENTE:

Dichtungsfolien:

Allgemein besteht noch eine gewisse Reserve bei der Anwendung von Foliendichtungen. Die Dichtungshöhen erreichen mit Oberflächendichtungen bisher 40 m. An der Oberfläche müssen die Folien eine Schutzabdeckung erhalten. Dabei stellt sich die Frage nach der erforderlichen Oberflächenrauigkeit. R 26 berichtet über eine Schutzabdeckung mit Spritzbeton in Kombination mit Vliesen. Dichtfolien werden auch für die nachträgliche Abdichtung von gerissenen Beton-Oberflächendichtungen eingesetzt (Paradela, Portugal, 110 m). Über Kerndichtungen aus Folien ist noch wenig bekannt. In der DDR wurde eine Kerndichtung aus zwei Folien mit dazwischenliegender Drainagezone hergestellt (R 15). Dichtungsfolien können auch vorteilhaft bei niederen Temperaturen (-45°C) eingesetzt werden.

Stahlblech:

Stahlblech-Oberflächendichtungen haben in Italien Tradition. In R 23 wird über den 1983 fertiggestellten, 82,4 m hohen Pedra e' Othoni-Damm berichtet. In der UdSSR ist der 64 m hohe Sembryanskaya-Damm mit einer Stahlblech-Kerndichtung erfolgreich in Betrieb. Er wurde bei extrem niederen Temperaturen von -50°C errichtet. Im Projekt ist ein Damm mit einer 140 m hohen Kerndichtung. Die Langzeit-Korrosion wird durch entsprechend dicke Bleche berücksichtigt.

Spritzbeton:

R16 berichtet über 2 australische Dämme mit einer Oberflächendichtung aus bewehrtem und in der Schüttung verankerten Spritzbeton. Diese Dichtungen haben sich in der bisher 30-jährigen Betriebszeit gut bewährt.

Andere Materialien:

Es werden noch Vinylpech-Beton, mit Nylon und Polyester bewehrter Asphaltbeton, mit Mastix injizierte Steinkästen, Bentonit-Geotextilkombinationen als Dichtungs-

elemente herangezogen. Entscheidend bleibt stets ein einwandfreier, dichter Anschluß an den Felsuntergrund. Sickerungen mit Erosionswirkungen können sonst zur Gefahr für die Dammsicherheit werden.

5) SCHLUSSFOLGERUNGEN:

Es wird gefolgert, daß eine hochwertige Verdichtung des Schüttmaterials die Voraussetzung für die erfolgreiche Anwendung von künstlichen Dichtungselementen bildet. Bei Dichtungsfolien ist die Dauerbeständigkeit besonders zu beachten. Künftige Untersuchungen sind noch über das Verhalten unter Erdbebenwirkungen anzustellen. Die Entwicklung ist noch in vollem Gange und es dürften künftig noch größere Höhen mit künstlichen Dichtungselementen bewältigt werden können.

DISKUSSION ZUR FRAGE 61:

Für die von Herrn Dir. A.Bozovic aus Jugoslawien geleitete Diskussion mußten aus ca. 45 eingereichten Beiträgen 25 ausgewählt werden. Aus Österreich berichtete W.Pircher über die TIWAG-Erfahrungen mit Dichtungselementen aus Asphaltbeton und W.Schober über Kriterien bei der Anwendung von membranartigen Kerndichtungen. Bemerkenswert war ein russischer Beitrag, in dem über den Bau von drei Asphaltbeton-Kerndämmen von 77 m, 110 m und 140 m Höhe berichtet wurde. Es soll Asphaltbeton mit Bitumen der Härte 40/60 oder 60/90 in einem sehr hohen Gewichtsanteil von 9 bis 13 % eingebaut werden.

FRAGE 62:

NEUE ENTWICKLUNGEN IM BETONTALSPERRENBAU

(Dipl.-Ing. Horst Pöchhacker)

Die Frage 62 wurde in San Francisco am 15. und 16. Juni 1988 behandelt. Generalberichterstatter war Prof. J.L. Serafin (Portugal), Vorsitzender war an beiden Tagen Präsident G. Lodigiani (Italien).

Das Thema der Frage 62, das in der einen oder anderen Form bei fast allen ICOLD-Kongressen behandelt wurde, hat keineswegs an Aktualität verloren, was einerseits aus der großen Anzahl von Beiträgen (43), andererseits aus der vielfachen Behandlung von Walzbeton (RCD und RCC - roller compacted concrete) hervorgeht. Der außerordentlich große Umfang der Beiträge (758 Seiten), des Generalberichtes einschließlich vier Annexe (143 Seiten) und der Diskussionsbeiträge (150 Seiten), also insgesamt 1.050 Druckseiten, zuzüglich zum Thema passender Kommunikationen machte es unmöglich, in kurzer Form auch nur das Wesentlichste festzuhalten. Es erscheint daher richtig, auf das Hauptthema (Walzbeton) und die Diskussionsbeiträge einzugehen.

Eine generelle Betrachtung zeigt, daß sich die Neuentwicklung im Betonsperrenbau voll auf den Walzbeton konzentriert (RCD und RCC). Nicht weniger als 22 Beiträge behandeln dieses Thema (zum Vergleich: 9 Beiträge beim vorletzten Kongreß).

Es zeigt sich deutlich, daß die Stagnation der letzten Jahre und der Vorwurf, alte Konstruktionen würden nur mehr wiederholt, dadurch der Vergangenheit angehören. Betonsperren können durch den Einsatz von Walzbeton wirtschaftlicher als bisher gebaut werden, ohne Verminderung der Sicherheit.

Im gleichen Zusammenhang ist der zweite Schwerpunkt der Beiträge zu sehen: 10 Beiträge behandeln die Temperatur- und Rißprobleme im Beton. Dieser Themenschwerpunkt ergibt sich aus dem Einsatz der größeren, auch für den Erdbau geeigneten Geräteeinheiten, die keine oder viel weniger Fugen als bisher zulassen, wodurch dem Risseproblem besondere Bedeutung zukommt. Durch die Möglichkeit, sehr mageren Beton zu verwenden, wird dieses Problem entschärft. Mehrere Beiträge behandeln die Kühlung des Betons bzw. seiner Komponenten.

Die restlichen Beiträge betreffen konkrete Baustellendurchführungen, wie Geräteeinsatz oder Versuchsergebnisse. Die Beiträge, die sich mit Walzbeton beschäftigen, teilen sich in zwei Gruppen, man könnte fast sagen in zwei "Schulen".

In Japan läuft die Entwicklung von der Bogenmauer her, wobei sehr viele Elemente des klassischen Staumauerbaus beibehalten werden und nur die Verdichtungsart und der Geräteeinsatz modifiziert sind (RCD).

Der amerikanische Weg führt über eine Schüttdammphilosophie, d.h. aus Erd- und Felsdämmen werden durch Zement stabilisierte Dämme mit steileren Flanken und größerer Sicherheit gegen Überflutung etc. errichtet. Die Vorteile des Großgeräteeinsatzes werden viel intensiver genutzt als in Japan (RCC). Der Bindemittelgehalt sinkt unter 100 kg, sodaß die Testverfahren des Erdbaus (Proctors) und nicht die des Betonbaus (Ausbreitmaß) verwendet werden.

Resümierend kann festgestellt werden, daß bei RCC wesentlich größere Kosteneinsparungen erzielt werden können als bei RCD, ohne daß die Sicherheit darunter leidet.

AUSFÜHRUNGSPROBLEME:

Es wird in einigen Beiträgen auf das Problem von Arbeitsunterbrechungen hingewiesen. Die Vermeidung schädlicher Folgen von Arbeitsfugen ist das Ziel dieser Überlegungen. Ausführungsfehler in den Arbeitsfugen sind die größte Ursache von Undichtigkeiten, speziell bei Dämmen, die in RCC-Methode gebaut werden.

Es wird gezeigt, daß dieses Problem durch die hohen Leistungen und die kurzen Bauzeiten an Bedeutung verliert, da die Überdeckungszeit für neue Schichten ständig verkürzt wird.

Die Beiträge über Details des Maschineneinsatzes bringen wenig neue Aspekte. Besonders erwähnt wird Report 38

von Dr. Helmut Huber "Measures to improve the quality of mass concrete" unter Hinweis auf die pneumatische Homogenisierungsanlage für Zement und Flugasche und den Einsatz von Mikroprozessoren bei der Betonherstellung.

Ausführlich wird die Herstellung der Fugen bei Verwendung von Walzbeton behandelt. Es werden Fallbeispiele aufgezeigt, wo der Abstand von vertikalen Fugen bis 40 m ausgedehnt wurde, ohne Risse zu provozieren. Die Kosten für das Verpressen der Fugen sinken dramatisch. Beim Bau konventioneller Betonsperren (ohne Walzverdichtung) gibt es zwar keine spektakulären neuen Entwicklungen, aber durchaus positive Trends, die als Antwort auf die Konkurrenz durch RCD und RCC entstanden sind. Dies bezieht sich insbesondere auf den großzügigen Beton-einbau mit nachträglich eingerüttelten Fugen.

DISKUSSIONSBEITRÄGE BEIM KONGRESS:

- a) What are the worst rock foundations in which a concrete dam can be built? Site investigations necessary to build a concrete dam thick at the base.

Gilg (Schweiz) weist auf die vielfach unterschätzte Wechselbeziehung zwischen Sperre und Untergrund hin und plädiert bei Bogenmauern, die in zerrütteltes Gebirge einbinden, für eine Verstärkung der Krone. Die Bemessung ist keine Frage des Wasserdrucks allein, sondern muß die Deformation des Untergrunds bzw. die Tatsache, daß in statisch unbestimmten Systemen die Spannungen auch von den Dimensionierungen abhängen, berücksichtigen.

Er ist für den verstärkten Einsatz von RCC im Bogenmauerbau.

Die alte Idee des PULVINO mit Umfangsfugen sollte bei geologisch schwierigen Sperrenstellen wieder aufgegriffen werden. Bisher nicht nutzbare Sperrenstellen können mit diesen Überlegungen verbaut werden.

Serafim widerspricht Gilg. Bogenmauern müßten ganz schlanke Kronen besitzen (ohne nähere Begründung). Die Ausbildung einer Umfangsfuge sei gefährlich, da die Tendenz bestünde, daß der eigentliche Sperrenkörper innerhalb der Umfangsfuge nach oben gedrückt werde ("Kirschenkern"-Effekt) und damit Versagen eintritt.

- b) In what conditions can joints be omitted in RCC dams and in thin arch dams? Direct design of arch dams. Can arch dams of double curvature be built in RCC?

Serafim zeigt, daß aufgrund neuester Erkenntnisse Fugen im üblichen Abstand nur bei jenen Blöcken notwendig sind, die Kontakt mit dem Gebirge haben. Im zentralen Mauerbereich sind Fugen nur mehr im 3 bis 4-fachen Abstand notwendig (sowohl der Höhe als auch der Breite nach), so daß insgesamt wesentlich weniger Fugen ausgeführt werden. Nicht zuletzt durch die daraus folgende starke Verringerung der Verpressarbeiten kommt es zu wesentlichen Verbilligungen.

Diese Entwicklung geht auf den Einsatz von RCC zurück. Bei doppelt gekrümmten Mauern ist der Einsatz von RCC allerdings erst ab einer Mindesthöhe von 60 m wirtschaftlich.

Lempriere (Frankreich) weist aus der Sicht des Praktikers bzw. des bauausführenden Ingenieurs darauf hin, daß Volumeneinsparungen bei Betonsperren immer öfter zu Kostenerhöhungen führen, sei es wegen der überproportional steigenden Kosten infolge schwieriger Arbeitsbedingungen oder wegen notwendiger Nacharbeiten (einschließlich Bauverzögerungen mit Einnahmementfall).

Die volumenunabhängigen Kosten, wie Baustelleneinrichtung, Baustellenräumung, Schalung etc. wiegen stärker als volumenabhängige Kosten, wie Zement und Kies.

Auch er ist der Meinung, daß bei doppelt gekrümmten Bogenmauern RCC erst ab einem gewissen Volumen wirtschaftlich eingesetzt werden kann.

Duck (USA) weist auf die positive Entwicklung beim RCC hin. Die Zeit- und Kostenersparnisse sind enorm. (Er geht wie alle Amerikaner von der richtigen Annahme aus, daß RCC eine Verbesserung der Technik des Schüttdammes, und nicht wie bei den Japanern eine Verbesserung der Technik des Baus doppelt gekrümmter Bogenmauern darstellt.) Er plädiert beim Einsatz von RCC für ausreichend große Bauwerksabmessungen. Die spezifische Verbilligung beim Einbau erlaubt zugunsten höherer Sicherheit eine Vergrößerung der Mauerkubatur.

Lefevre (Frankreich) berichtet über Erfahrungen von sehr wirtschaftlichem Einbau konventionell verdichteten Betons. Wie beim Einsatz von RCC werden auf der gesamten Sperrenbreite durchgehende Betoneinlagen eingebaut. Es

entfallen die Erschwernisse wie bei der konventionellen Blockausbildung in verschiedenen Höhen. Die Fugen werden in größeren Abständen und, wie beim RCC, nicht durch Schalungen, sondern durch Einrütteln hergestellt. (Dieser Beitrag zeigt deutlich, daß RCC nicht so sehr eine Verdichtungsvariante als eine Einbauvariante ist - hohe Leistungen, schweres Dammbaugerät!).

- c) Most appropriate pozzolan contents in RCC and RCD. Best characteristics of sands. Recommended machines and compaction methods of rollcretes. Appropriate maximum aggregate sizes. Appropriate maximum interval between layers.

Yamamura berichtet über die Entwicklung der Betontechnologie mit dem Ziel möglichst monolithischer Verbindung der Einbaulagen zur Erreichung maximaler Dichtigkeit. Er weist in diesem Zusammenhang auch auf die Bedeutung des richtigen Geräteeinsatzes hin: durch Überverdichtung kann der oberste Teil einer Schüttlage entmischt, d.h. wieder aufgelockert werden. Die Folge sind Wasseraustritte.

Bouyge (Frankreich) stellt eine Geräteentwicklung vor, die es bei Anwendung der RCC-Methode ermöglicht, nicht nur die horizontale Oberfläche der Einbaulagen zu verdichten, sondern auch den Böschungsteil, also die Dammschulter mit Übergriff zur jeweils vorletzten Lage. Das geometrisch entsprechend ausgebildete Verdichtungsaggregat wird am Arm eines Hydraulikbaggers montiert.

Es wird durch diese gezielte Verdichtung des Böschungsteiles nicht nur eine glattere, dichtere und geometrisch genauere Dammschulter erreicht. Diese kann auch stärker geneigt werden, was Einsparungen bei der Dammbauweise ermöglicht.

Dunstan (Großbritannien) bringt einen sehr interessanten Vergleich von Sperrungen in RCC-Bauweise mit verschiedenem Zementgehalt. Er weist damit auf die zur Zeit sehr verschiedenen Philosophien bei der Querschnittsausbildung von Sperrungen, die in der RCC-Technik hergestellt werden, hin.

Er unterscheidet "MAGERE" RCC-Dämme mit wasserseitiger Dichtung, RDC-Mauern japanischer Konstruktion ("pseudomonolithisch") und "FETTE" RCC-Dämme mit innenliegender Dichtung. In allen drei Fällen wurden die Beziehungen zwischen Zementgehalt und Dichtigkeit (= Qualität) sowie Baufortschritt und Kosten ermittelt.

Diese Untersuchung zeigt, daß die von den Japanern erreichte Qualität (RCD) durch längere Bauzeiten und hohe Kosten erkauft wird. Wird die minimale Bauzeit verlangt, ist der verbesserte Schüttdamm ("MAGERER" RCC) anzustreben. Das Minimum der Kosten tritt aber beim "FETTEN" RCC auf (höherer Zementgehalt erlaubt weniger Kubaturen, Optimum aus Geschwindigkeit, Qualität und Kosten).

Er plädiert für eine Anpassung der noch immer vom konventionellen Betoneinbau geprägten technischen Vertragsbedingungen (specifications) an die Verhältnisse beim RCC.

- d) What are the recommendable quality controls for RCC? Importance, significance and confidence placed on concrete tests conducted at early ages? Problems of segregation. Temperature and thermal stresses and crack control.

Yamamura weist auf die Gefahren der Entmischung bei RCC durch schlechte Manipulation bei der Mischung, dem Transport und beim Einbau des Betons hin. Insbesondere dem Können des Bulldozerfahrers beim Verteilen des Betons kommt in diesem Zusammenhang besondere Bedeutung zu.

Lemperiere betont, daß endlich die Spezifikationen an die Besonderheiten des RCC angepaßt werden müssen. Dieser könnte noch viel billiger hergestellt werden, würden nicht unsinnige Vorschriften (Überbestimmungen) und übergenaue Bauaufsicht dies verhindern. Man muß begreifen, daß RCC eine Weiterentwicklung des Schüttdamms und nicht der Bogenmauer ist.

Snider (USA) weist beim Einsatz von RCC auf sehr widersprüchliche Ansichten der Experten hin: z.B. in der Frage der Anzahl und Ausbildung der Fugen. Er glaubt, daß man durch richtige Vorgangsweise die Wasserverluste minimieren kann, ohne den Vorteil der Verwendung unaufbereiteter, örtlich vorhandenen Materials aufgeben zu müssen.

Jensen (Frankreich) spricht sich für die Notwendigkeit von angepaßten Prüfungsverfahren bei RCC aus. Zur Zeit würden die zu häufigen Festigkeitsprüfungen den Baufortschritt behindern. Die Dichtigkeitsprüfungen hingegen

sind unzureichend. Er spricht sich für einen RCC-gerechten "quality insurance plan" aus.

Jackson (USA) trägt die Ergebnisse einer Studie über Temperaturrisse bei RCC vor und weist auf den großen Einfluß des Unterschiedes der Witterungsbedingungen beim Einbau und in der Zeit danach hin. Ein großer Temperatursturz nach dem Einbau in der kritischen Abbindphase führt zu extremen Rißbildungen.

Londe (Frankreich) bringt als letzter Redner einen Überblick über neue Dammquerschnitte im Lichte der Erkenntnisse durch den Einsatz von RCC. Ein neues Material erfordert neue Konstruktionsformen.

Zur Zeit werden Sperren, bei denen RCC zum Einsatz kommt, noch so geplant als wäre ein konventioneller Beton-einbau vorgesehen.

Er schlägt z.B. den Einsatz einer Gleitschalung wasserseitig vor, um dichten Beton einzubauen. Der Rest des Dammes (mit relativ steiler luftseitiger Flanke) wird in RCC ausgeführt.

Auch verschiedene Kombinationen von RCC und normaler Felsschüttung sind möglich, wobei bei Ausführung der Luftseite mit RCC auch Überströmung zugelassen werden kann.

Dieses Plädoyer für neue, RCC-gerechte Querschnittsformen bildete den eindrucksvollen Abschluß der Diskussion der "QUESTION 62".

FRAGE 63:

BEMESSUNGSHOCHWASSER UND BETRIEBLICHE MASSNAHMEN ZUM HOCHWASSERSCHUTZ

(H. Drobir)

Generalberichterstatte: M. Bouvard (Frankreich)

94 Berichte aus 32 Ländern

1) ALLGEMEINES:

Fragen, die das Hochwasser betreffen, gehören zur Zeit offensichtlich zu den wichtigsten Themen im Wasserbau. Dementsprechend ist bereits bei 4 vorhergegangenen Kongressen nämlich 1951, 1967, 1973 und 1979, der Problembereich Hochwasser in größerem Umfang behandelt worden.

Diesmal haben sich 94 Beiträge aus 32 Ländern - das sind immerhin 37 Prozent der Gesamtberichte, die zum Kongress abgegeben wurden - mit Hochwasserfragen (Q 63) beschäftigt.

Die 94 Beiträge und der Generalbericht von M. Bouvard ergeben durch dessen zweisprachigen Abdruck 1789 Buchseiten und bilden Band IV des Kongressberichtes.

Der Themenkreis der Frage 63 erfaßte die Bestimmung und Festlegung von Bemessungs- und Bauhochwässern, Auswahlkriterien für Entlastungsanlagen und Auslässe, Bemessungshochwässer und Speicherbewirtschaftung während Reparaturarbeiten bzw. die Betriebsführung von Entlastungsanlagen und Auslässen in dieser Zeit, Betriebssicherheit und Hochwasserwarnsysteme und schließlich Fallbeispiele von unvorhersehbaren großen Hochwasserereignissen.

Einige Beiträge zur Frage 63 gehen aber auf zusätzliche Gesichtspunkte ein, die für den Entwurf von Hochwasserentlastungen bei Talsperren ebenfalls von größter Bedeutung sind. Bericht R59 aus Finnland erwähnt zum Beispiel, daß 27-37 % der bisherigen Talsperrenbrüche sich infolge mangelnder Leistungsfähigkeit von Entlastungsanlagen ereignet haben, wobei man aber über die Hälfte der Versagensfälle auf Bedienungsfehler zurückführen konnte.

Angaben des US Bureau of Reclamation sprechen von 41 % wegen unzureichender Hochwasserentlastung und von zusätzlichen 7 % aufgrund fehlerhafter Betriebsführung. Demnach wird jeder zweite Talsperrenbruch durch Überströmen der Talsperre verursacht (R68).

In diesem Zusammenhang erhebt sich nun die Frage, ob es nicht sinnvoll wäre, Hochwasserentlastungen so großzügig zu bemessen, daß Talsperrenbrüche infolge Überströmung nicht mehr möglich werden. Die Kostenfrage kann hier nur eine untergeordnete Rolle spielen.

Bei 19 Erd- und Steinschüttdämmen in Australien hat man für die Hochwasserentlastungsanlagen durchschnittlich 22 % der Gesamtkosten aufwenden müssen; bei Sidi Salem in Tunesien stieg der Anteil auf 36 %. In Süd Korea waren für nach 1970 erbaute Talsperren, bei Steinschüttdämmen 11 % und bei zwei Schwergewichtsmauern 6 bis 8 % der Gesamtkosten in Rechnung zu stellen. Die auf 10.000 m³/s ausgelegte Hochwasserentlastung des Steinschüttdammes in Foz de Area am Iguacu in Brasilien hat 7 % der Gesamtkosten betragen. Dieser Betrag fällt auf 4 %, wenn man berücksichtigt, daß der für die Entlastung ausgebrochene Fels in die Sperre eingebaut wurde.

Diese Prozentzahlen beziehen sich auf die Kosten der gesamten Hochwasserentlastung. Rechnet man nur die Zusatzkosten, die durch eine Vergrößerung der Hochwasserentlastung entstehen, so machen diese von den Gesamtkosten einen noch kleineren Prozentsatz aus.

Bericht R82 gibt an, daß eine Zunahme des Bemessungshochwassers um das 2.5-fache von 3.500 auf 8.600 m³/s - die Höhe der Sperre wuchs um 0.5 m - eine Zunahme der Gesamtkosten der Bauwerke von nur 3 % verursachte.

M. Bouvard geht in seinem Generalbericht auch auf das Problem der Hochwasserwahrscheinlichkeit im Verhältnis zur Lebensdauer der Talsperre ein.

In einer Tabelle (Band IV, Seite 1632) wird die jeweilige Eintrittswahrscheinlichkeit eines bestimmten Hochwasserabflusses im Verhältnis zur Lebensdauer einer Talsperre - in der Regel mehrere hundert Jahre - dargestellt. Es zeigt sich, daß bei einer Lebensdauer einer Talsperre von 200 Jahren das 100-jährliche Hochwasser in diesem Zeitraum nicht sicher, sondern mit nur 87 %-iger Wahrscheinlichkeit auftritt. Beim 1000-jährlichen Hochwasser sinkt die Auftretenswahrscheinlichkeit auf 18 %.

2) Abschätzung von Hochwässern:

Das Abschätzen, mit welcher Wahrscheinlichkeit bestimmte Hochwässer realistischerweise auftreten können, gehört zu den schwierigsten Aufgaben im Wasserbau. Grundsätzlich ist festzustellen, daß sich bei Hochwasser die spezifischen Abflußspenden (m³/s pro km²) in dem Maße verringern, in dem sich das Einzugsgebiet vergrößert. Bei kleinen Einzugsgebieten ist die Regenintensität über der gesamten Fläche nahezu gleich und es kann zwischen Hochwasserabfluß und Einzugsgebiet eine lineare Beziehung hergestellt werden. Mit der Zunahme der Größe eines Einzugsgebietes wird die Korrelation zwischen den Niederschlägen in den verschiedenen Teileinzugsgebieten zunehmend unausgeprägter, um ab einer kritischen Einzugsgebietsgröße praktisch zu verschwinden. In diesem Zusammenhang spielen topographische Gegebenheiten wie der Verlauf von Bergketten unter Berücksichtigung vorherrschender Winde, klimatische Verhältnisse und die Höhenlage des Einzugsgebietes eine wichtige Rolle. In den Berichten R29, R54, R55 und R80 werden Einzugsgebiete unterschiedlichster Größe, von 7.8 km² (R80) bis 3.1.10⁵ km² (R55), beschrieben.

Den Einfluß der Höhenlage in einem 0,76.10⁶ km² großen Einzugsgebiet behandelt R54. Extreme Hochwässer sind entweder durch jahreszeitlich bedingte, über mehrere Monate anhaltende Niederschläge in hochliegenden Teilen des Einzugsgebietes, oder durch intensive kurzzeitige Regenfälle in den Niederungen entstanden. Klar definierbare Methoden zur Abschätzung extremer Hochwasserereignisse existieren bei dieser Größe des Einzugsgebietes nicht.

Der Größeneffekt des Einzugsgebietes spielt bei der Hochwasserbeurteilung eine entscheidende Rolle. Die Wahrscheinlichkeit eines bestimmten Abflußereignisses hängt bei kleinen Einzugsgebieten von der Wahrscheinlichkeit des Fallens einer bestimmten Regenmenge ab. Bei großen Einzugsgebieten entsteht das Gesamthochwasser aus einer Mischung der Niederschläge in einzelnen Teilgebieten. Wenn dabei die Regenintensität in den Teileinzugsgebieten nicht korreliert, so müssen zur Bestimmung des Gesamthochwassers verschiedene unabhängige Reihen statistischer Abfluß- oder Niederschlagsdaten miteinander kombiniert werden. Eine ganze Reihe von Autoren ist in ihren Beiträgen auf die Anwendung solcher statistischer Methoden und deren Bewertung eingegangen (R3, R17, R18, R27, R28, R36, R54, R57, R66, R67, R70).

Sind Hochwasserabflüsse begrenzt ? Die Behauptung einiger Hydrologen, daß die Intensitätsspitze eines Niederschlages durch physikalische Größen wie Windgeschwindigkeit, Feuchtigkeitsgehalt der gesättigten Luft, Temperaturschwankungen und Auswirkungen

von Gebirgszügen, bestimmt und begrenzt wird, erscheint durchaus plausibel. Bei großen Einzugsgebieten ist es eher die ungleichmäßige Niederschlagsverteilung als die Niederschlagsintensität, die eine Obergrenze vorgibt. R88 bringt aus China neben gemessenen Niederschlagswerten auch ein Diagramm, in dem beobachtete Hochwasserspitzen (m^3/s) in Abhängigkeit von der Größe des Einzugsgebietes (km^2) dargestellt werden. Die gemessenen Niederschlagswerte in mm beziehen sich auf 6 und 24 Stunden bzw. auf 3 und 7 Tage. Die 24-Stunden-Niederschläge von über 1000 mm stellen den bisher höchsten auf der Erde beobachteten Niederschlag dar.

Statistische Verfahren mit deren Hilfe man aus gemessenen Hochwasserdaten eine Hochwasserverteilungsfunktion errechnet, sind vom Prinzip her einfach und für eine Computeranwendung geradezu prädestiniert. Die statistischen Methoden besitzen aber die große Schwäche, daß ihren Aussagen die physikalische Basis fehlt. Die Grundlagen entsprechen vergleichsweise zufälligen Probenentnahmen, deren abgedeckter Zeitraum um ein Vielfaches kürzer ist, als die extrapolierte Jährlichkeit des Bemessungshochwassers (R4).

Hochwasserereignisse scheinen sich in 2 Gruppen unterteilen zu lassen: In sogenannte "Normale Hochwässer", die eher gemäßigt erscheinen und in sogenannte "Ausnahmehochwässer", die Naturexzesse darstellen (R29, R73); dazu gehören etwa Zyklone in tropischen Gebieten.

Aus statistischen Daten nicht herauslesbar sind Hochwasserereignisse, die nicht aus meteorologischen Vorgängen stammen, wie Hochwasserwellen aus Erdbeben in das Speicherbecken (R22, R87) und Hochwassererscheinungen infolge Eisbildung (R11). Der Versuch, Bodenversickerungsparameter in eine abgeschwächte Hochwasserwahrscheinlichkeitsbeziehung einzubauen, vergrößert nur die Unsicherheit bei der Festlegung eines Bemessungshochwassers (R22).

Die Annahme, daß Hochwasserabflüsse nicht unbeschränkt groß sein können, führte in R17 zum Versuch, durch Transformation der Abflußdaten eine nach oben hin begrenzte Beziehung herzustellen. Der so aufbereitete Datenstand bildet den Ansatz für eine klassische Gleichung der Hochwasserhäufigkeit. Dabei zeigt sich, daß stochastische und deterministische Methoden keinen Widerspruch bilden. Die Definition, was nach oben begrenzt bedeutet, wird nicht gegeben.

Während man die eben beschriebenen Methoden als Anpassung einer statistischen Hochwasserbeziehung an bestehende Beobachtungen bezeichnen kann, versucht man in den nun folgenden Verfahren einen Zusammenhang zwischen Regen und Abfluß herzustellen. Die Technik ist gedanklich einfach. Aus Niederschlagsaufzeichnungen wird mit Hilfe eines Niederschlags-Abfluß-Operators der Abfluß an einer bestimmten Stelle im Fließgewässer hergeleitet. Der weitere Verlauf des Abflusses ist dann mit einem geeigneten Rechenverfahren - etwa nach Muskingum - bestimmbar.

Das Umsetzen von Regen in Abflüsse ist aber ein äußerst komplexer Vorgang, sodaß eine deterministische Annäherung eine sehr große Datenmenge - über die man in absehbarer Zeit nicht verfügt - erfordern würde. Man begnügt sich daher mit Näherungsverfahren.

Beim Unit Hydrograph Verfahren, das in mehreren Berichten (R28, R32, R39, R48, R57, R72) zur Berechnung von Hochwässern angewandt wurde, vereinfacht man ganz extrem die komplexen Zusammenhänge zwischen Niederschlag und Abfluß, indem man eine lineare Beziehung annimmt. In R16 ist der Versuch unternommen worden, nicht lineare Zusammenhänge herzustellen und deren Wichtigkeit aufzuzeigen. R39, R61, R67, R79 und R88 berücksich-

tigen bei der Errechnung der aus dem Niederschlag kommenden Abflüsse den jeweiligen Zustand des Bodens. Nach R41 führt eine Vernachlässigung des Bodenzustandes zu völlig falschen Hochwasserwerten.

Unter den vielen heute üblichen Niederschlags-Abfluß-Verfahren gehört das SSARR-(Stream Synthesis and Reservoir Regulation) System (R3, R4, R50, R69) des US Corps of Engineers zu den höher entwickelten.

In der Berechnung sind eine große Anzahl von Konstanten, die dem Flußsystem entsprechen müssen, festzulegen. Bei der Bestimmung dieser Konstanten kann man üblicherweise nur auf Aufzeichnungen zurückgreifen, die bei normalen und nicht extremen Ereignissen gewonnen wurden. Wenn nun auf Extremereignisse extrapoliert wird, kann es zu schwerwiegenden Fehldeutungen kommen. Und darin liegt auch die Problematik aller dieser Verfahren.

Das Gradex-(Gradienten Extremer Werte) Verfahren (R41, R60, R70, R83) scheint einen akzeptablen Kompromiß anzubieten. Es werden nur die grundlegenden Fakten, nämlich der Niederschlag und die Reaktion des Abflußgebietes auf die zeitliche Abfolge des Niederschlages, berücksichtigt. Man betrachtet die Wahrscheinlichkeitsgröße des Niederschlages "h" als unbegrenzt und nimmt an, daß sie einer Laplace Gleichung in der Form $e^{-h/a}$ entspricht. In der Gleichung ist "a" der klimatologische Parameter, der den "GRADienten EXtremeR Werte" darstellt. Das Verfahren kann bei Einzugsgebieten kleiner als 20.000 km² - die lokalen Niederschläge müssen noch zufriedenstellend korrelieren - angewandt werden.

Seit dem Erscheinen des WMO-Handbuches zur Abschätzung des wahrscheinlich größten Niederschlages (WMO-Manual for estimation of Probable Maximum Precipitation, Genf 1986) ist das Interesse an einer Hochwasserabschätzung aus gemessenen Niederschlagswerten erneut angestiegen. Ausgegangen wird vom sogenannten "PMP" (Probable Maximum Precipitation), dem wahrscheinlich größten Niederschlag, von dem man annimmt, daß er für eine bestimmte Dauer über einer gegebenen Unwetterfläche in einer bestimmten geographischen Lage, zu einer bestimmten Zeit des Jahres, physikalisch möglich ist.

Die Methode beruht auf der Feststellung, daß die Wahrscheinlichkeitsverteilungen des Niederschlages begrenzt sind, aber anschließend verläuft die weitere Anwendung ähnlich wie bei anderen Niederschlags-Abfluß-Verfahren.

Der "PMP" wird mit Hilfe von Niederschlags-Abfluß-Operatoren in die "PMF" (Probable Maximum Flood), dem wahrscheinlich größten Hochwasserabfluß umgerechnet.

Die Größe des Einzugsgebietes bleibt wieder der entscheidende Faktor. Bei kleinen Einzugsgebieten gibt es beim PMP-PMF-Verfahren gegenüber anderen Niederschlags-Abfluß-Methoden praktisch keinen Unterschied. Aber bei großen Einzugsgebieten, wo eine Unterteilung in Teileinzugsgebiete erforderlich wird, muß man eine gewisse fehlende Niederschlagskorrelation in den Teileinzugsgebieten zulassen. Durch die Einführung physikalischer Parameter, wie etwa den Taupunkt, der jene Flächen anzeigt, in denen der Niederschlag einheitlich sein wird, versucht man das Verfahren zu verbessern. Auf gleicher Linie liegt die Maximierung einzelner Unwetter, die Berücksichtigung von Gebirgszügen bei der Abgrenzung von Teileinzugsgebieten und die Beachtung klimatologischer Wirkungen unterschiedlichster Art. Ein systematisches Aneinanderreihen ungünstigster Wirkungen führt aber zu einer unvernünftig übersteigerten Schätzung des Niederschlages. Dennoch ist das PMP-PMF-Verfahren für Einzugsgebiete bis zu einer Größe von 50.000 km² gut geeignet.

Zahlreiche Beiträge beschäftigen sich mit der Anwendung des PMP-PMF-Verfahrens (R3, R4, R15, R16, R22, R28, R33, R39, R49, R50, R62, R69, R70, R84, R88). Die Nachrechnung der Bemessungshochwässer von bereits bestehenden Talsperren mit dem PMP-PMF-Verfahren bewirkte mehrmals ein Anheben der Hochwasserwerte. Allgemein werden die mit PMP-PMF gefundenen Werte als annehmbar bezeichnet. R70 hebt die Wichtigkeit des Einsatzes meteorologischer Dienststellen bei der Erstellung physikalischer und hydrologischer Parameter hervor, während R15 feststellt, daß das Verfahren für Meteorologen und Hydrologen ungeeignet sei. Immer wieder wird das Fehlen von guten Langzeitdaten bedauert (R70) und R28 bezweifelt die physikalische und statistische Signifikanz von PMF-Werten. Nach R84 sollte die PMF nicht als "einmaliges und nur einmaliges Ereignis" aufgefaßt werden.

Die bisher beschriebenen Verfahren und Methoden sind ein wichtiger Beitrag zur Lösung der Hochwasser-Beurteilung, aber keines davon löst das Problem vollständig. Zur Absicherung der mit Hilfe des PMP-PMF-Verfahrens errechneten Hochwasserabflüsse, wird man nach Möglichkeit auf bereits beobachtete Ereignisse (R70, R72, R73) zurückgreifen. Es wäre unsinnig, den Erfahrungsschatz, in dem auch viele Extremereignisse enthalten sind, einfach zu ignorieren. Auf dieser Linie liegt auch der Einsatz bereits erprobter empirischer Formeln, etwa der Francon-Rodier-Formel, auf deren Anwendung R72 und R73 eingehen.

Die Güte jeder Hochwasserabschätzung steht und fällt mit dem Umfang und der Qualität ihrer Datenbasis. Gerade deterministische Methoden wie das PMP-PMF-Verfahren erfordern detaillierte Daten, die eine möglichst große Anzahl von Parametern erfassen. Statistische Methoden andererseits vernachlässigen bewußt physikalische Gesetze. Man glaubt die Kompliziertheit und Komplexität von Naturvorgängen mit Wahrscheinlichkeitsgesetzen über Ausgleichswirkung und kombinatorische Effekte unterlaufen zu können. Aber gerade dadurch haben in der Vergangenheit hydrologische Untersuchungen zu katastrophalen Irrtümern geführt. "Computer, Formeln und Daten bewirken von ihrer Wesensart her unvereinbare Denkweisen" (R8, R70). R70 versucht in das Durcheinander von empirischen Verfahren, statistischer Verteilung, Anpassungsverfahren und hydro-meteorologischen Methoden, eine gewisse Ordnung zu bringen.

Einen nicht zu unterschätzenden Erfahrungsschatz bilden auch historische Daten, die aus Erinnerungen älterer Bewohner (R4) oder historischen Aufzeichnungen (R56, R88) unser Wissen über mögliche Hochwässer vergrößern.

Ein Hochwasserereignis besteht nicht nur aus dem Hochwasserspitzenabfluß. Das bei einem Hochwasser abfließende Hochwasservolumen (R19, R51) wie auch die Laufzeit des Hochwassers (R29), spielen bei der Abminderung von Hochwasserabflüssen durch Speicher eine ganz wesentliche Rolle (R3, R29, R31, R33, R44, R54). Bei Hochwasserschutzdämmen kommt speziell die Laufzeit zum Tragen (R40).

Bei der Bedeutung von hydrologischen Meßdaten für die Abschätzung möglicher extremer Hochwasserabflüsse ist es unverständlich, daß die Sammlung solcher Daten heute noch am Mangel finanzieller Mittel scheitert (R29, R68).

Vor allem dann, wenn man an die Folgekosten denkt, die unzureichende Hochwasserschutzmaßnahmen und Entlastungsanlagen bei Talsperren bewirken können.

Abschließend soll nochmals auf besonders lesenswerte Beiträge zum Thema "Abschätzung von Hochwässern" hingewiesen werden. Diese Berichte R8, R13, R17, R28, R29, R60, R70, R73 und R88 setzen sich mit einzelnen Berechnungsverfahren kritisch auseinander und das ist wichtiger als erzielte Rechenergebnisse.

3) Festlegung des Bemessungshochwassers bei Talsperren:

Bei jeder Talsperre, von der man die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einzelner Hochwässer kennt, ergibt sich ein Abfluß Q_0 , der über die Hochwasserentlastung in das Unterwasser abgeführt werden muß, ohne die Talsperre zu gefährden. Abflüsse größer als Q_0 führen zu einem Überströmen der Anlage und ergeben direkte oder indirekte Kosten. Im Extremfall - etwa bei Erddämmen - kommt es zum Talsperrenbruch mit entsprechenden Kosten für die Zerstörungen im Unterwasser.

Andererseits ist ein Abfluß größer als Q_0 nur mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit möglich. Betrachtet man noch die Kosten für die Hochwasserentlastung, die mit zunehmenden Q_0 zwar ansteigen, aber als Kosten für die zusätzliche Kapazität immer unter den bisherigen Durchschnittskosten liegen, dann kann unter Berücksichtigung aller dieser Gesichtspunkte Q_0 optimiert werden.

Rein theoretisch ergibt diese wirtschaftliche Risikoanalyse ERA (Economic Risk Analysis) einen optimalen Wert von Q_0 , für den die Hochwasserentlastung wirtschaftlichst auszulegen wäre. Für den praktischen Gebrauch ist aber das ERA-Verfahren unbrauchbar und wird zur vollkommenen Perversion, wenn man vielleicht noch den Versuch startet, einen etwaigen Verlust menschlichen Lebens monetär zu bewerten.

In R36 wird die Anwendung des ERA-Verfahrens bei zwei bestehenden Talsperren in den USA beschrieben. Die Anlagen liegen in der unbewohnten Wildnis der Sierra Nevada Berge.

Eine Erweiterung der ERA führt zur Abschätzung des Schadenszuwachses IDA (Incremental Damage Assesment). Bei dieser, eher als intellektuelle Spielerei aufzufassenden Methode, wird versucht, den durch zusätzlichen Abfluß entstehenden zusätzlichen Schaden in die Risikoanalyse einzubauen (R46).

Die Unbrauchbarkeit des ERA-Verfahrens zeigt sich bei Talsperren, wo diese nur knapp oberhalb größerer Wohnsiedlungen oder großer Städte liegen (R15, R25, R28, R40, R89). Hier muß absolute Sicherheit gewährleistet werden.

Wenn man nun bedenkt, daß statistische Verfahren zur Hochwasserbeurteilung - mit Ausnahme von R17 - Hochwässer nach oben nicht begrenzen, dann wäre damit eine absolute Sicherheit gar nicht möglich. Die PMP-PMF-Methode setzt die Existenz einer Obergrenze voraus. Ihre Anwendung bringt damit zumindest Seelenfrieden.

Die Notwendigkeit hier etwas zu tun, um das Hochwasserrisiko innerhalb vernünftiger Grenzen zu halten, führte zu Richtlinien (R15, R68), in denen man je nach Gefahrenklasse entsprechende Bemessungshochwässer zuordnet. Bei höchster Gefahrenklasse - nach R53 wäre das eine Gemeinde von mindestens 10 Personen, deren Leben durch einen Talsperrenbruch gefährdet wäre - ist die PMF als Bemessungshochwasser anzunehmen. R22 schlägt als maximal wahrscheinliches Hochwasser MPF (Maximum Probable Flood), gleich wie in der Schweiz, das 1,5-fache des 1000-jährlichen Hochwassers vor.

In einem anderen Bericht wird ein Standard Projektshochwasser (SPF) in der Größenordnung der Hälfte des PMF angeboten (R39). In Norwegen (R28) legt man das 1000-jährliche Hochwasser der Hochwasserentlastung und die PMF der Sperrrensicherheit zugrunde. Hochwasserentlastungen von Talsperren, deren Speicher 60 hm³ Inhalt übersteigt, werden in Indien auf die PMF bemessen (R62). In Zimbabwe (R30) denkt man bei jenen Talsperren, wo ein Schaden an der Talsperre keine katastrophalen Zerstörungen verursacht, an eine Verringerung der Jährlichkeit der Bemessungshochwässer. Von Computerprogrammen zur Talsperrenbruchanalyse wird in R37 und R57 berichtet.

Ein spezielles Bemessungshochwasser, das sich nur auf die Bauzeit der Talsperre bezieht, ist das Bauhochwasser. Auf den ersten Blick scheinen die Bestimmungskriterien für das Bemessungshochwasser der Talsperre und für das Bauhochwasser nahezu gleich zu sein. Die Kosten für die zeitliche Umleitung des Wassers wachsen mit dem umzuleitenden Abfluß an, während die Kosten für die durch Überflutung entstehenden Schäden mit der Größe des umleitbaren Abflusses abnehmen. Mit Hilfe einer dem ERA-Verfahren angepaßten Methode ist daher die Optimierung des Bauhochwassers grundsätzlich möglich.

In der Praxis sind jedoch die Auswahlkriterien differenzierter.

Der Wiederkehrzeitraum eines Bauhochwassers ist sehr viel kleiner als beim Bemessungshochwasser der Talsperre und liegt häufig im Bereich beobachteter Hochwässer. Der mögliche Schaden ist begrenzt und das Risiko eines Verlustes menschlichen Lebens praktisch ausgeschaltet. Die zur Erhöhung von Fangedämmen erforderlichen Einrichtungen und Mittel stehen während der Bauzeit normalerweise zur Verfügung. Hochwasserwarnsysteme ermöglichen die Durchführung vorbeugender Maßnahmen, bevor noch das Hochwasser die Baustelle gefährdet.

Über eine solche Hochwasservorhersage und Anhebung der Fangedämme wird in R2 berichtet. Bei der Altamira Talsperre in Brasilien (R5) hat man im Schutze von Fangedämmen zuerst die gesamte Hochwasserentlastung gebaut. Danach leitete man den Fluß durch diese aus 23 Wehrfeldern und 36 Grundablaßöffnungen bestehende Anlage und konnte ohne Hochwassergefährdung die eigentliche Talsperre errichten. In R6 wird das Problem einer mit dem Talsperrenbau mitlaufenden Speicherfüllung besprochen. Im Idealfall sollte nämlich zum Zeitpunkt der Fertigstellung der Sperre auch der Speicher gefüllt sein. Die Hochwasserschutzmaßnahmen beim Bau der Itaipu Sperre (R10) waren von der Größe des Projekts her beeindruckend. Über ein extremes Hochwasserereignis beim Bau der Pequenos Limbobos Sperre in Mozambique durch den Zyklon "Demoina" im Jahre 1984 berichtet R13. Die Festlegung des Bauhochwassers bei Erdbauten mit 50 Jahren und bei Betonbauten mit 20 Jahren Wiederkehrzeit erfolgte beim Manantali Bauwerk in Senegal (R18). Weitere Berichte, die Aspekte zur Festlegung von Bauhochwässern enthalten, sind R21, R43, R44, R50, R72 und R90. Der Beitrag R29 (Kariba am Zambesi) erklärt die Ursachen und Umstände des 1957 während der Bauzeit aufgetretenen extremen Hochwasserereignisses.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß man Bauhochwässern üblicherweise eine Jährlichkeit von 50 Jahren zuordnet und daß eine Überflutung der Baugrube bzw. der Talsperre in Sonderfällen durchaus akzeptiert wird.

4. Hochwasserentlastungsanlagen:

Alle für die Abfuhr des Hochwassers vorgesehenen Bauwerke einer Talsperre sind so einzurichten, daß das Bemessungshochwasser, ohne einen Schaden anzurichten, in das Unterwasser abfließen kann. Bei der Bemessung dieser Hochwasserentlastungsbauwerke sind nun zwei Faktoren ganz entscheidend.

Erstens die Unsicherheit, ob die Größe des Bemessungshochwassers - bei den vielen Mängeln die den Schätzverfahren innewohnen - auch richtig gewählt wurde und zweitens die Frage, ob eine Sperre einer Überflutung standhält bzw. mit welchen Schäden gerechnet werden muß.

Betonsperren mit guter Felsgründung haben ein geringes Schadensrisiko. Schüttdämme sind für Schäden infolge Überströmung sicherlich wesentlich anfälliger, obwohl man, wie in einigen Berichten erwähnt, auch dabei noch mit einem gewissen Grad an Sicherheit rechnen kann. Kein Schüttdamm wird jedoch eine Überströmung von mehr als einem Meter Höhe länger als einige Stunden überstehen können.

Beinahe 85 % aller neuen Talsperren sind Schüttdämme. Das Schadensrisiko bei Überströmung spricht dagegen eindeutig zugunsten der Betonsperre, wenn nicht unzureichende Gründungsverhältnisse diesen Bonus wieder aufheben. Eine Vergrößerung des Speichervolumens durch Erhöhung der Talsperre kann jedoch durch die verstärkte Retentionswirkung im Speicher zur Verminderung des Hochwassers so beitragen, daß Hochwasserschäden unterhalb der Sperre nicht mehr auftreten (R85). Die verschiedenen Bauwerkstypen von Hochwasserentlastungen werden in R8, R13, R20, R23, R47, R48, R51, R52, R56, R71, R76, R77 und R88 besprochen.

4.1 Hochwasserentlastung mit freiem Wasserspiegel

Hochwasserentlastungen mit freiem Wasserspiegel haben den Vorteil, daß man den Abfluß sieht und somit Funktionsstörungen rasch beheben kann. Schwemmzeug ist ab einer gewissen Abflußstrahldicke leicht abzuspülen, obwohl bei zu schmalen Öffnungen die Gefahr einer Verklausung besteht (R22). Ein weiterer Vorteil der Überströmung liegt in der raschen Zunahme des Abflusses, da dieser mit der um 1.5 exponenzierten Überfallshöhe ansteigt. Dieses Phänomen bildet einen beachtlichen Sicherheitsfaktor. Als Nachteil erweist sich die mangelnde Feststoffabfuhr. Der vom Zufluß in den Speicher eingebrachte Feststoff wird nur in geringsten Mengen abtransportiert.

Die Hochwasserentlastungen mit freiem Wasserspiegel können mit und ohne Verschlüsse konzipiert werden.

Die Entlastungsanlagen besitzen meist dann keine Verschlüsse, wenn die Abflüsse gering sind, sodaß sich der Verlust von Stauvolumen zwischen dem Wasserspiegel ohne Abfluß und dem Maximalwasserspiegel kaum auswirkt. Bei höheren spezifischen Abflüssen und damit größeren Abflußhöhen an der Überfallskrone ist es wirtschaftlicher, Verschlüsse anzuordnen und den sich daraus ergebenden Stauraum als Vorteil zu nützen. Bei Blockierung oder Verklausung der Verschlüsse müssen diese gesprengt werden (R77).

Der am häufigsten verwendete Verschlusstyp ist das hebbare Segmentschütz; manchmal mit aufgesetzten Klappen, um anschwimmendes Schwemmzeug abspülen zu können. Bei breiten Öffnungen werden auch Stauklappen verwendet, die man zur Erhöhung der Betriebssicherheit weitgehendst automatisiert (R77). Der Antrieb der Verschlüsse erfolgt fast immer ölhydraulisch.

Bei Betonsperren können Hochwasserentlastungen mit freiem Wasserspiegel ohne Schwierigkeiten eingebaut werden. Ein unabhängiges Bauwerk mit einem Wehr, anschließendem Kanal und Energieumwandlungsbauwerk, ist bei Schüttdämmen erforderlich. Über bedeutende Entlastungsanlagen mit freiem Wasserspiegel berichten R44 und R74.

Auf Sicherheitsaspekte, die gegenüber wirtschaftlichen Faktoren immer Vorrang haben müssen (R20), geht R23 ein. Überströmbare Entlastungsanlagen ohne Verschlüsse sichern auch dann, wenn in Zeiten politischer und sozialer Unruhen keine Bedienungsanweisungen erfüllt werden können, die Hochwasserabfuhr und damit den Bestand der Sperre (R9, R23). Bei Freispiegelentlastungen mit Verschlüssen wird die Verschlussbetätigung häufig automatisiert (R30, R47, R48 und R56).

4.2 Grundablaß

Der Einsatz von Grundablässen zur Hochwasserabfuhr bietet eine Reihe von Vorteilen. Durch den Grundablaß ist der Abtransport von Feststoffen aus dem Speicher durchaus möglich (R8). Entweder nützt man die Dichteströmungen oder man reduziert die Stauhöhe und läßt praktisch das gesamte Hochwasser durch den Grundablaß abfließen. R73 berichtet von wenig erfolgreichen Versuchen, Geschiebe abzuspülen. Auf die Wirksamkeit des Abspülens von Geschiebe geht auch R23 ein.

Grundablässe eignen sich sehr gut zur Kontrolle der Anstiegsrate des Wasserspiegels, wenn der Speicher das erste Mal gefüllt wird, oder bei Entleerungen. Weiters kann man über den Grundablaß schon Hochwasserzuflüsse abgeben, bevor noch die Freispiegelentlastung anspringt.

Der Abfluß durch den Grundablaß ist proportional der Quadratwurzel der Druckhöhe und man erreicht damit bereits ab einer bestimmten Speicherfüllung praktisch einen Grenzwert des Abfuhrvermögens.

Durch die Gefahr, daß die Verschlüsse des Grundablasses verklausen, mit Geschiebe verlegt werden oder ganz einfach versagen, indem sie sich nicht betätigen lassen, sind Grundablässe gegenüber Freispiegelentlastungen weniger betriebssicher. Um Kavitation und Kavitationsschäden bei Grundablässen zu vermeiden, sollte die Strömungsgeschwindigkeit 25 m/s nicht übersteigen (R45).

R23 verweist auf den technologischen Fortschritt, durch den bei Grundablaßverschlüssen Betriebsstörungen nur noch ganz selten vorkommen. Über Betriebserfahrungen mit Grundablässen berichtet R12, während R19 auf die Grundablaßsteuerung bei Hochwasserdämmen in Japan eingeht.

4.3 Das Überströmen von Schüttdämmen

Es sind schon einige Schüttdämme überströmt worden, ohne daß es dabei zu größeren Schäden gekommen wäre. Über die Untersuchung jener Bedingungen, unter denen man die Überströmung eines Erddammes zulassen kann, wird in R35 berichtet. Es handelt sich hier um eine BUREC-Forschung in den USA, die von der Überlegung ausgeht, daß "überströmbare Schüttdämme eine Alternative zur Anpassung an seltene Hochwässer" darstellen könnten. Tabelle 1 des Berichtes R35 enthält eine interessante Zusammenstellung von ausgewählten Ereignissen, bei denen Schüttungen überströmt wurden.

Das ICOLD Bulletin Nr. 48 berichtet über Untersuchungen der ANCOLD (Australien), wo man mit Hilfe verankerter Stahlnetze, Steinschüttdämme gegen Schäden infolge Überströmens zu schützen versuchte. Andere Berichte schildern Fälle von schadensfreier Überflutung bei Böschungen; zum Beispiel den Kurzzeitversuch bei einer Grasböschung, die ein Meter hoch, mit einer Strömungsgeschwindigkeit von 8 m/s überronnen wurde (R53). Oder das Überströmen einer 10 m hohen Steinböschung infolge eines schweren Hochwasserereignisses (R77) bzw. die Überflutung der Loerie Sperre in Süd Afrika (R73).

4.4 Erodierbare Dämme

Verschiedene Berichte beschäftigen sich mit erodierbaren Dämmen, die im Falle eines extremen Hochwasserereignisses, bei dem die Kapazität der Hochwasserentlastung überschritten wird, überströmt und weggeschwemmt werden (R20, R38, R44, R51, R56, R89). P.Londe (R9) hält in seinem "Zehn-Punkte-Programm für die Talsperrensicherheit" fest, daß Hochwasserentlastungen in Form erodierbarer Dämme als Reservekapazität durchaus zu empfehlen sind, wenn - speziell in Erdbebengebieten - ein fehlerfreier Entwurf vorliegt.

Der erodierbare Dammschnitt sitzt als eine Art Plombe in einer erosionssicheren Kerbe, die auch künstlich in Beton erstellt werden kann. Die Krone des erodierbaren Damms liegt höhenmäßig knapp über dem Stauziel im Speicher, aber tiefer als die Talsperrenkrone. In R20 wird ein erodierbarer Dammschnitt beschrieben, der 400 m lang ist und auf einer sattelartigen Schwelle aus Rollcrete aufliegt.

Bei der Mrica Sperre (R56) gibt es 2 erodierbare Dammschnitte von 160 bzw. 110 m Länge, die erst bei 10.000-jährlichen Hochwässern oder bei Blockierung aller Verschlüsse der Hochwasserentlastung in Aktion treten.

R89 geht detailliert auf die Entwurfskriterien von erodierbaren Dämmen ein und hebt hier die Schwierigkeiten bei der Bemessung hervor. Es gibt praktisch keine exakte Theorie, durch die man in der Lage wäre, den Erosionsvorgang empirisch zu erfassen. Es ist zu verhindern, daß ein Auslösen der Erosion nicht schon durch Wellenschlag erfolgt. Im Zuge des Abtragens erfolgt der Hochwasserabfluß eher unkontrolliert und das kann im Unterwasser, wenn man die betroffenen Abschnitte nicht sichert, zu unerwünschten Auswaschungen führen. Die Kosten erodierbarer Dammschnitte sind dagegen 5 bis 6 mal geringer als die konventioneller Bauwerke.

5) Betriebsführung von Talsperren, sowie Hochwasserwarnsysteme:

Entlastungsanlagen, deren unzureichende Bemessung oder Funktionsweise den Bestand der Talsperre ernstlich gefährden kann, sind für einen Betrieb mit voller Beaufschlagung normalerweise eher schlecht geeignet. Die Betriebsvorschriften für die Entlastungsanlagen werden auf durchschnittliche Hochwasserereignisse ausgelegt. Wenn nun Extremereignisse auftreten und ein problemloses Funktionieren der Entlastungsanlagen besondere Bedeutung gewinnt, können völlig neue Gesichtspunkte auftauchen, die in der Betriebsanweisung überhaupt nicht berücksichtigt wurden. Verschiedene Berichte erwähnen hier Schwierigkeiten bei der Nachrichtenübertragung und Überforderung des Betriebspersonals, dem - auf die Stromerzeugung eingeschult - oft die Kenntnis hydrologischer Zusammenhänge fehlt. Häufig wird bei Extremereignissen die gesamte betriebliche Infrastruktur stark beeinträchtigt, wenn nicht völlig lahmgelegt.

Bei großen Hochwasserzuflüssen in den Speicher kann die Entscheidung, wann und wie weit die Verschlüsse der Hochwasserentlastung zu öffnen sind, zu einem äußerst heiklen Problem werden. Die unterhalb einer Sperre lebende Bevölkerung wird, in Unkenntnis des begrenzten Stauvermögens des Speichers, eine Verringerung der Abflüsse bei der Hochwasserentlastung wünschen, während aber die Sicherheit der Sperre eine erhöhte Wasserabgabe erforderlich macht. Über eine diesbezügliche gerichtliche Klage, trotz nachweislicher Reduzierung des Spitzenabflusses von 1430 m³/s auf 1190 m³/s, berichtet R77.

R73 geht auf die Reaktionszeit ein: Das ist jene Zeit, die man benötigt, um, entsprechend der Hochwasserzuflüsse in den Speicher, die optimale Schützenöffnung bei der Hochwasserentlastung festzulegen. Die Reaktionszeit ist klarerweise größer als die einfache mechanische Öffnungszeit der Verschlüsse, sollte aber 15 Minuten nicht überstei-

gen. Hier kommt natürlich der Hochwasservorhersage und den sich daraus ergebenden mathematischen Speichersteuerungsmodellen eine ganz wesentliche Bedeutung zu. Mit Hilfe moderner Computer-Rechenprogramme können durch Echtzeit-Niederschlags-Abfluß-Modelle gut abgesicherte Aussagen über die Entwicklung eines Hochwasserereignisses gewonnen werden.

Die Berichte R14 und R40 gehen auf den Hochwasserschutz in Japan ein. R40 gibt einen Überblick über das gesamte japanische Hochwasserschutzprogramm, während R19 sich auf technische Aspekte bei einzelnen Anlagen bezieht.

Über Hochwasserstrategien am Han Fluß in Korea berichtet R25; R26 beschreibt das entsprechende mathematische Modell. In R27 wird ein mathematisches Modell für den Nakdong Fluß dargestellt.

Hochwasserschutzanlagen der Bekong und Sembrong Talsperre in Malaysia beschreibt R51. Auf die Unsicherheit bei der Bestimmung von Extremereignissen mit Hilfe statistischer Analysen geht R57 ein. R58 und R59 besprechen numerische Modelle, die zur Hochwasserbemessung herangezogen werden.

Über die Hochwassersteuerung bei großen Speichern, wo sich die Hochwasserwelle durch Retentionswirkung und optimale Abgabe über die Entlastungsanlagen wesentlich abflacht, berichten R29 (Kariba), R33 (Khao Laem und Srinagarind in Thailand) und R90 (Piedra del Aquita in Argentinien). Steuerungsmodelle zur Optimierung der Energieerzeugung, der Speicherbewirtschaftung und des Hochwasserschutzes werden in R79 (Frankreich) und R91 bzw. R92 (Argentinien) besprochen. Auf Hochwasservorhersagen für eine erhöhte Sicherheit bei der Betriebsführung bezieht sich R2. Beim Itaipu Projekt ist sogar für die Bauzeit und für die Periode der ersten Speicherfüllung ein eigenes Hochwasserwarnsystem installiert worden (R10). Hochwasservorhersagen zur Verbesserung bzw. Optimierung der Hochwasserabgabesteuerung werden in R75 und R83 beschrieben.

Eine automatische Steuerung der Verschlüsse der Hochwasserentlastung kann ganz wesentlich zur Erhöhung der Sperrensicherheit beitragen. Die Berichte R9, R51, R52, R61 und R62 gehen auf diese Frage näher ein. Schwierigkeiten mit der optimalen Verschlußsteuerung können auch auf Probleme mit dem Bedienungspersonal zurückzuführen sein (R23, R29, R52, R66).

6) Umbau von Hochwasserentlastungsanlagen infolge Erhöhung der Bemessungshochwässer:

Durch die Neueinschätzung der Hochwassergefährdung einzelner Anlagen, wurden bei einer Reihe von Talsperren die Hochwasserentlastungsanlagen vergrößert. Einer der Gründe ist die Zunahme der Besiedlungsdichte in den Tälern unterhalb der Sperren. R40 aus Japan stellte fest, daß von der Stromerzeugung angezogen, sich ein Großteil der Industrieanlagen unter den Sperren angesiedelt hatte. In Südkorea liegen flußaufwärts der 10 Millionen-Stadt Seoul die Han-Fluß Talsperren. Auch hier ist die Notwendigkeit einer absoluten Sicherheit gegen Überflutung, egal was es kostet, gegeben (R25).

Der Wechsel der Nutzungsart eines Speichers kann ein weiterer Grund sein, das Hochwasserrisiko neuerlich abzuschätzen. Man hält die Speicher länger voll und verringert damit den ursprünglich vorgesehenen Hochwasserretentionsraum (R51, R77).

Bei schon länger bestehenden Sperren nimmt mit den Jahren auch der Umfang der Aufzeichnungen von Niederschlägen und Abflüssen zu. Dabei kann sich herausstellen, daß man beim Bau der Talsperre, wegen der damals noch geringeren Datenmenge, die Hochwasserabflüsse

mengenmäßig zu gering abgeschätzt hatte. Auch können sich in der Zwischenzeit die Berechnungsmethoden extremer Hochwasserereignisse wesentlich verbessert haben. Auf solche Neufestlegungen von Bemessungshochwässern gehen die Berichte R15, R60, R69, R78 ein. In einigen Ländern hat man auch die Richtlinien für die Festlegung des Bemessungshochwassers bei neuen Projekten dem derzeitigen Wissensstand angepaßt; so in Schweden (R67), in Norwegen (R34), in Großbritannien (R53) und in den USA (R37). Über außergewöhnliche Hochwässer berichten R13 (Portugal), R31 und R32 (Thailand), R41 und R73 (Südafrika), R47 (Indonesien), R61 (Schweden), R63 (Indien) und R82 (Marokko).

7) Zusammenfassung:

Die 94 zur Frage 63 vorgelegten Berichte umspannen den weiten Problemkreis Hochwasser, wie er sich mit allen seinen Schwierigkeiten während der Bestandsdauer einer Talsperre darstellt. Es wird in den Berichten immer wieder betont, daß die derzeitigen Methoden und Verfahren zur Hochwasseranalyse noch große Mängel aufweisen.

Ein Hauptgrund sind die noch sehr kurzen Zeiträume, von denen verlässliche und brauchbare Niederschlags- und Abflußdaten zur Verfügung stehen. Die Jährlichkeit der Bemessungshochwässer ist dann um ein Vielfaches größer als der Beobachtungszeitraum der Bemessungsdaten.

Weiters erschwert die Vielfalt physikalischer Vorgänge, die bei der Einbindung des Wassers in den hydrologischen Kreislauf von der Verdunstung bis zum Abfluß wirken, eine einheitliche Vorgangsweise. Jedes Gebiet und jedes Flußsystem hat seine Charakteristika.

Wir müssen uns damit abfinden, daß wir für unsere unzulänglichen Kenntnisse, um Schäden und Katastrophen zu verhindern, einen Preis zu zahlen haben. Bei allen Entwürfen ist ein Sicherheitsfaktor einzubauen, wobei statt Sicherheitsfaktor richtigerweise Unwissensfaktor zu sagen wäre.

16. TALSPERRENKONGRESS
IN SAN FRANCISCO 1988

ENTWURF, BAUAUSFÜHRUNG UND VERHALTEN
DER ASPHALTBETON-KERNDICHTUNG
DES FINSTERTALDAMMES

Dipl.Ing.Dr.techn. Wolfgang PIRCHER

Dipl.Ing.Dr.techn. Helmut SCHWAB

1. Entwurf der Kerndichtung

Der 150 m hohe Steinschüttdamm Finstertal bildet etwa 30 km westlich von Innsbruck den gleichnamigen Jahresspeicher der zweistufigen Werksgruppe Sellrain-Silz mit 60 Millionen m³ Nutzinhalt. Er wurde in den Jahren 1977/80 nach dem Entwurf und unter der Leitung des Bauherrn, der Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG), errichtet, wobei die harten klimatischen Bedingungen auf über 2300 m Höhe pro Jahr im Durchschnitt nur 105 Einbautage zuließen.

Unter den in Betracht gezogenen Sperrentypen einschließlich Betonmauern erwies sich ein Steinschüttdamm mit Asphaltbeton-Kerndichtung und steilen Böschungen als wirtschaftlichste Lösung, verbunden mit Vorteilen hinsichtlich der Einfügung in die umgebende Landschaft. (Abb. 1).

Die besondere Topographie der Sperrenstelle läßt den Damm rittlings auf einer sattelförmigen Felsschwelle sitzen, die den von den eiszeitlichen Gletschern ausgeschürften Trog des Speicherbeckens abschließt und früher dort einen kleinen Natursee aufstaute. Die im Hinblick auf Dammvolumen und Standsicherheit bestmögliche Lage ergab sich mit einer leichten, fast talüberspannenden Wölbung seiner Hauptmasse zur Wasserseite und einer kurzen Gegenkrümmung des rechten Flügels (Abb. 1 und Abb. 2).

Der in eine ausgesprengte Felsrinne mehr oder weniger bündig mit der Aufstandsfläche betonierte, unter dem ganzen Dammkörper von einem Kronenende zum anderen durchziehende Kontroll- und Injektionsgang mit dem Ansatz der Kerndichtung nach oben und des Injektionsschirmes nach unten (Abb. 3) verläuft dabei nur knapp wasserseitig der alten Seeschwelle (Abb. 2), so daß die maximal 96 m hohe Kerndichtung praktisch mit einem Minimum an Fläche von 37.000 m² auskommt.

Es war die erste über die gesamte Höhe durchgehend geneigte Asphaltbeton-Kerndichtung. Diese Schräglage vergrößert den Anteil des luftseitigen Stützkörpers am Dammkörper, gibt dem Staudruck eine günstige Richtung und ermöglicht damit eine sehr steile luftseitige Böschung mit entsprechender Ersparnis an Gesamtkubatur. Außerdem liegt die Kerndichtung gut verzahnt mit einem Teil ihres Gewichtes auf dem luftseitigen Stützkörper auf und hat damit praktisch keine Möglichkeit, ein unerwünschtes Eigenverhalten zu entwickeln.



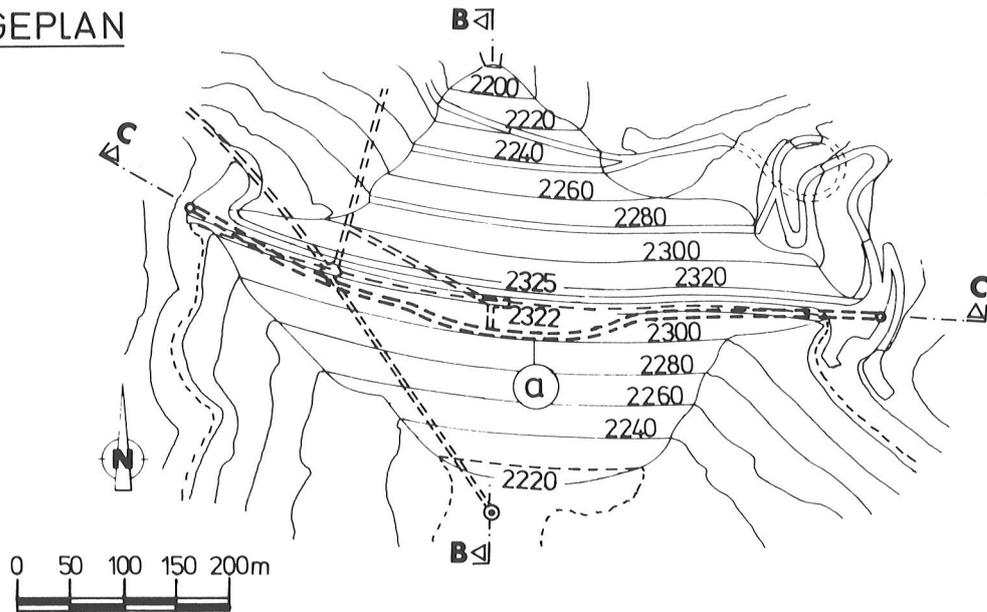
Abb. 1 Staudamm Finstertal - Übersichtsfoto

Ein 1.4 m breiter Sockel, der in einer flachen, muldenförmigen Vertiefung am Dach des Kontrollganges auf einer 2-3 cm dicken Mastix-Schicht von Hand eingebracht und verdichtet wird, stellt den Übergang zur Kerndichtung her. Die Fugen zwischen den einzelnen mit 10 m Länge betonierten Abschnitten des Kontrollganges erhielten eine doppelte Dichtung (Abb. 3).

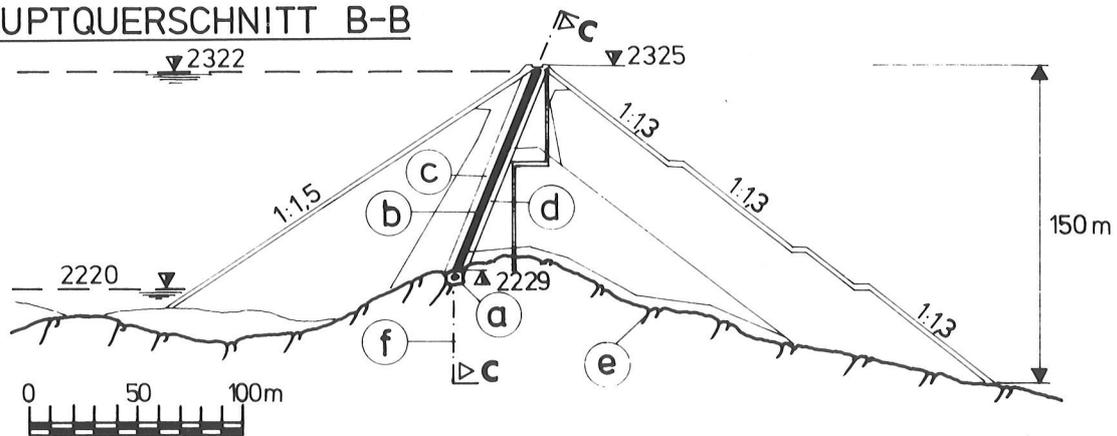
Ein hitzebeständiges, bitumenverträgliches Kunststoff-Fugenband, das den Kontrollgang umschließt und in einer mit Mastix gefüllten Vertiefung auf seinem Dach endet, dient als dauernde innere Dichtung, während ein aufblasbarer und injizierbarer Plastikschauch notfalls als äußere Dichtung heranziehbar ist. Außerhalb des Fugenbandes wurden die Blockfugen über besondere Injektionsschläuche ausgepreßt.

Oberhalb des Sockels wurde die Kerndichtung durch einen Spezialfertiger in horizontalen Schichten eingebracht und erhielt eine Mindeststärke, die stufenförmig von 70 cm im tiefsten Bereich über 60 cm in mittlerer Höhe auf 50 cm in Kronennähe abnimmt.

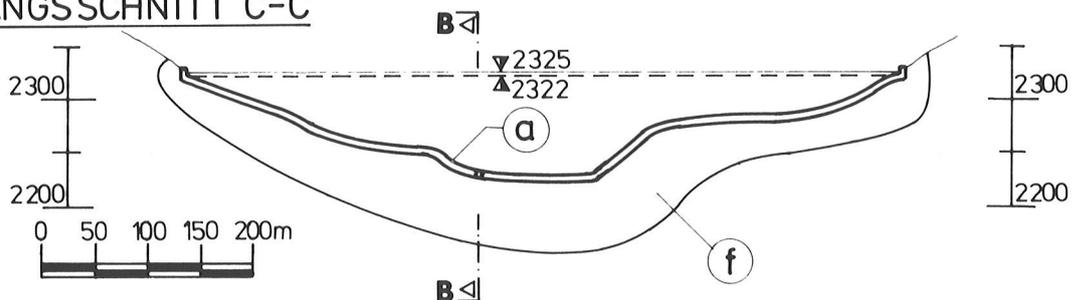
LAGEPLAN



HAUPTQUERSCHNITT B-B

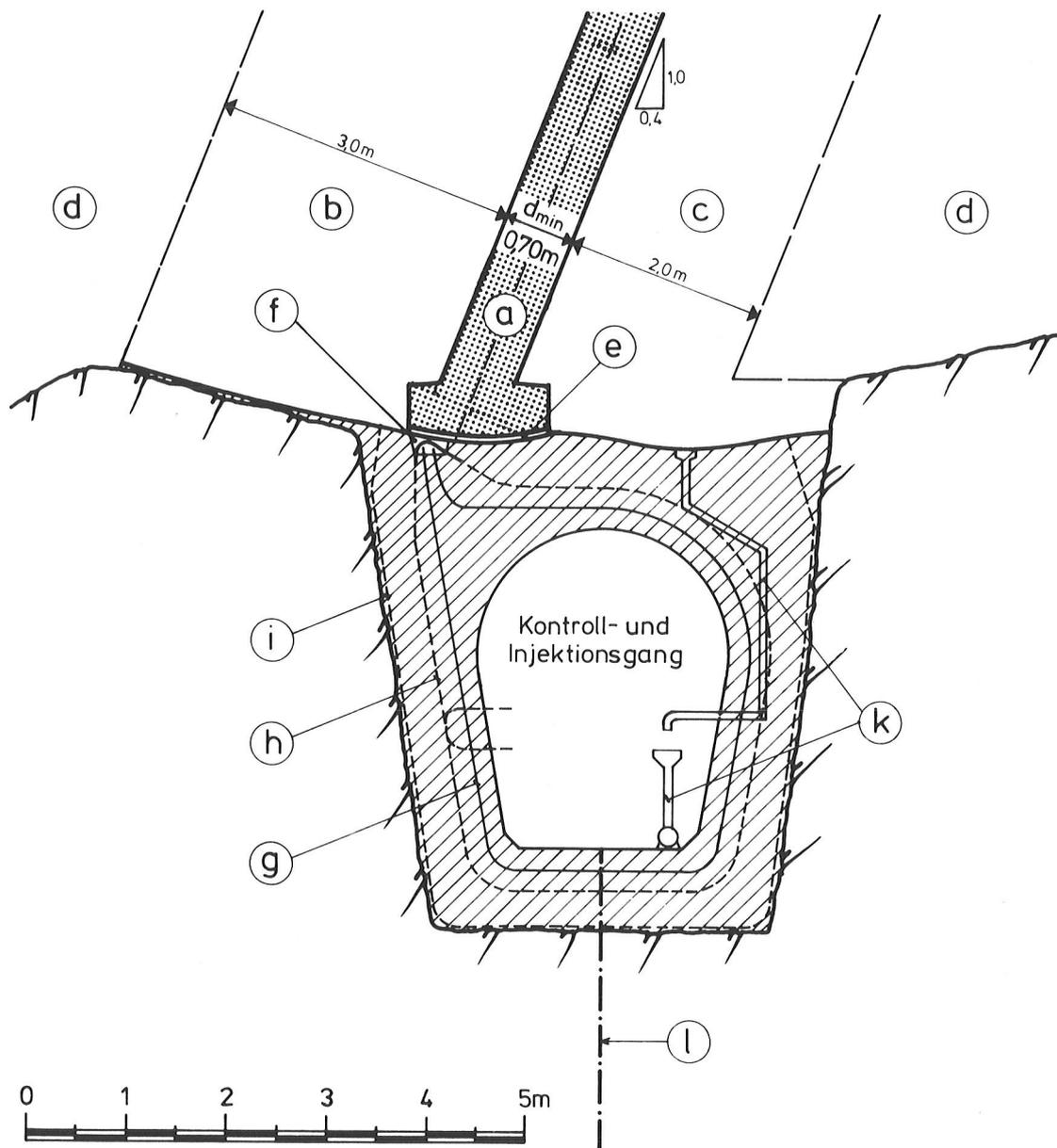


LÄNGSSCHNITT C-C



- (a) Kontroll- und Injektionsgang
- (b) Asphaltbeton - Kerndichtung
- (c) Wasserseitige Übergangszone (Moräne $d < 100\text{mm}$)
- (d) Luftseitige Übergangs- bzw. Drainagezone (Steinbruchmaterial $d < 100\text{mm}$)
- (e) Felsuntergrund
- (f) Injektionsschirm

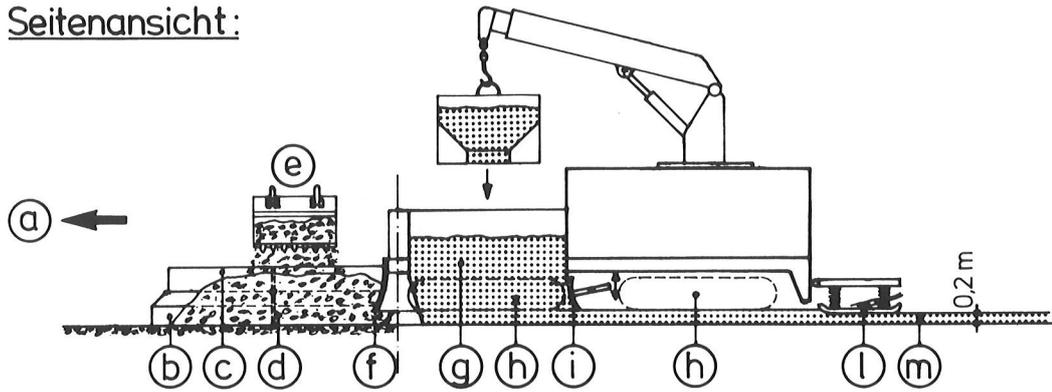
Abb.2: Lageplan, Hauptquerschnitt u. Längsschnitt



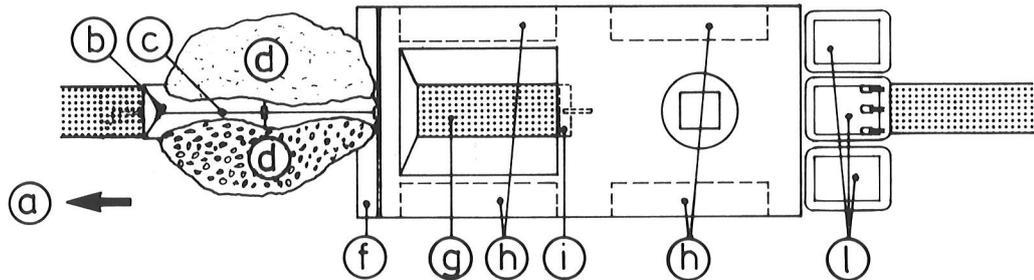
- (a) Asphalt beton-Kerndichtung
- (b) Wasserseitige Übergangszone (Moräne $d < 100\text{mm}$)
- (c) Luftseitige Übergangs- bzw. Drainagezone (Steinbruchmaterial $d < 100\text{mm}$)
- (d) Damm-Stützkörper
- (e) Mastix
- (f) Verfußniese
- (g) Blockfugenband
- (h) Sperrschlauch
- (i) Injektionsschlauch
- (k) Sickerwassereinleitung und Ableitung
- (l) Injektionsschirm

Abb.3: Kerndichtungsanschluß u. Blockfugenabdichtung

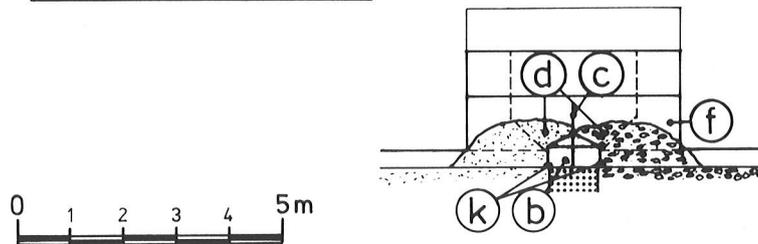
Seitenansicht:



Draufsicht:



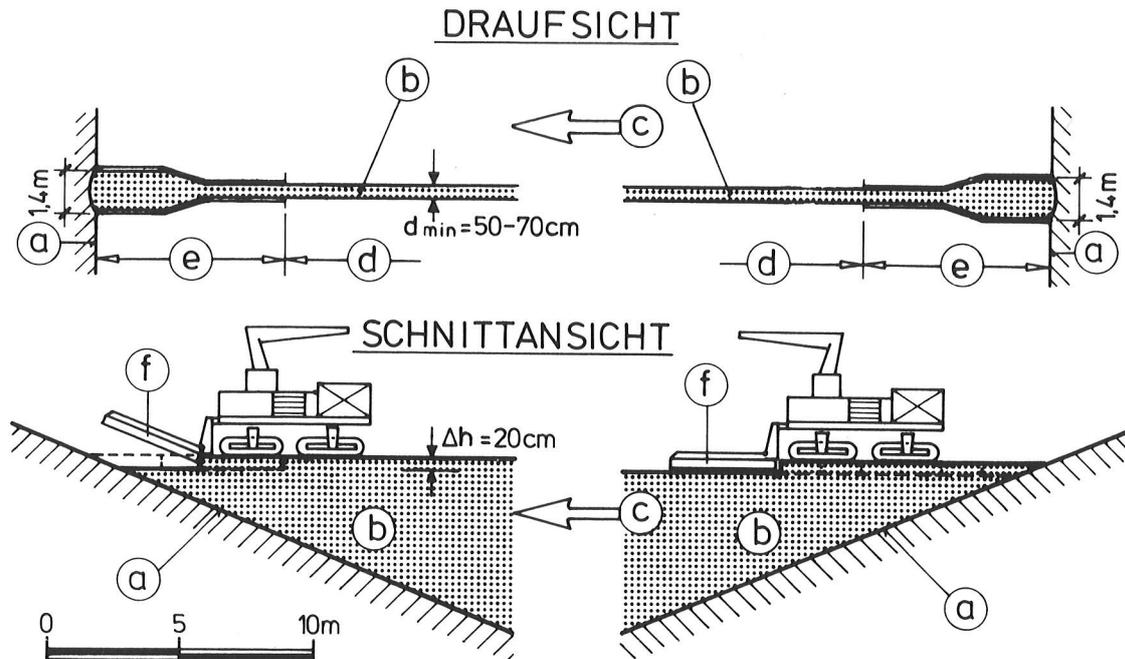
Ansicht von vorne:



- (a) Einbaurichtung
- (b) Abdecktunnel
- (c) Scheidewand
- (d) Übergangszonenmaterial
- (e) Laderaufe für Übergangszonenmaterial
- (f) Planierschild für Übergangszonenmaterial
- (g) Vorratsbehälter und Beschickungsschacht für Kerndichtungsmaterial
- (h) Raupenfahrzeug
- (i) Regulierschieber für Asphaltbeton
- (k) Gleitkufen
- (l) Rüttelplattengruppe für Asphaltbetonkern und Übergangszonen
- (m) Asphaltbetonkernlage

Abb.4: Einbaugerät für die Kerndichtung

Der Anschluß der horizontalen Einbauschichten an den Kontrollgang in den Talflanken erfolgte mittels von Hand eingebrachter und verdichteter Verbreiterungen unterschiedlicher Länge. (Abb. 5).



- (a) Kontrollgang - Widerlager
- (b) Asphaltbeton-Kerndichtung
- (c) Einbaurichtung
- (d) Fertigereinbau
- (e) Handeinbau in separater Schalung
- (f) Abdecktunnel

Abb.5: Einbau der Dichtung im Widerlagerbereich

Auf der Wasserseite der Kerndichtung soll eine mindestens 3 m breite, dichte Übergangszone aus ausgesiebter Moräne ($d < 100\text{ mm}$) bei allfälligen Undichtigkeiten der Kerndichtung als Bremszone wirken, Feinteile zur Einschlammung kleiner Leckstellen liefern und eventuelle Injektionsbohrungen ermöglichen. Auf der Luftseite der Kerndichtung dient eine 2 m breite Zone aus gemischtkörnigem, gebrochenen Granodiorit von 100 mm Größtkorn und begrenztem Feinteilgehalt der zuverlässigen Entspannung von Sickerwässern und ihrer nach 29 Sektoren getrennten, abschnittswise Einleitung in den Kontrollgang.

2. Zusammensetzung des Mischgutes

Im Jahr 1970 bedeutete die Entscheidung für eine 96 m hohe Asphaltbeton-Kerndichtung eine 1.8-fache Extrapolation der höchsten bis dahin ausgeführten Dichtung dieser Art. In Ergänzung sowohl zu den insgesamt sehr zufriedenstellenden

Erfahrungen mit einer ganzen Anzahl niedrigerer Staudämme dieses Typs als auch zu einer Reihe von Grundsatzversuchen, welche die Strabag-Bau AG in Köln schon früher für Dämme von 100 m Höhe und mehr durchgeführt hatte, wurden daher umfangreiche Versuche mit den an der Sperrenstelle Finstertal verfügbaren Zuschlagstoffen für notwendig erachtet, um noch in der Entwurfsphase eine geeignete Rezeptur zu entwickeln und zu optimieren.

Asphaltbeton ist ein Gemisch aus Zuschlagstoffen und viskoplastischem Bitumen mit einem sehr niedrigen Anteil an eingeschlossener Luft. Seine Eigenschaften werden daher bestimmt durch

- Kornverteilungskurve und Größtkorn sowie Festigkeit, Form und Chemismus der Zuschlagstoffe einschließlich des Füllers,
- Bitumengehalt und -typ sowie Qualität und Viskosität,
- Luftporengehalt sowie Adhäsion,
- Temperatur,
- Spannungs- und Verformungszustand, Belastungsgeschichte, etc.

Die wichtigsten Materialeigenschaften des Asphaltbetons für eine Kerndichtung sind seine Dichtigkeit und seine Scherfestigkeit. Da beide ihre Optimalwerte bei voneinander verschiedenen Prozentzahlen des Bitumengehalts erreichen, erfordert ihre gemeinsame Optimierung einen Kompromiß jener Grenzen, die durch die zusätzlichen Bedingungen guter Verdichtbarkeit, rissefreier Verformbarkeit, Erosionsbeständigkeit und Alterungsbeständigkeit gesetzt werden. Nach gesonderter Qualitätsprüfung von Zuschlagstoffen, Füller und Bitumen je für sich, werden die Festigkeitseigenschaften und das Verformungsverhalten verschiedener Mischungszusammensetzungen unter wechselnden Vertikal- und Seitendruckbedingungen sowie ihr Einfluß auf die Dichtigkeit des Materials in einer Reihe von Triaxial- und anderen Versuchen ermittelt. Sie führten zur Rezeptur eines dichtgelagerten Mineralgerüsts aus vier Komponenten gebrochenen Granodiorits mit 18 mm Größtkorn und einem Gewichtsanteil von zusammen 75.9 %, gemischt mit 3 % Natursand 0-3 mm, 8 % Kalksteinfüller 0-0.09 mm und 6.1 % Bitumen B 65.

Während der Bauausführung führte die weitere Verbesserung der ursprünglichen Rezeptur nur zu einigen geringfügigen Änderungen der Kornverteilungskurve einschließlich des Ersatzes des rundkörnigen Natursandes durch gebrochenen Sand, sowie zur Erhöhung des Bitumengehalts auf 6.3 %.

Ein Langzeit-Triaxialversuch über 14 Monate mit einem Probekörper von 30 cm Durchmesser und 80 cm Höhe diente der Bestimmung der viskosen Verformungseigenschaften bei bestimmten vorgegebenen Spannungsniveaus [1]. Der Probekörper blieb auch bei 5 % seitlicher Verformung noch vollkommen undurchlässig.

3. Einbau der Kerndichtung

Die Dammschüttung begann im Juni 1977 mit den in diesem ersten Jahr noch durch die zentrale Felsschwelle getrennten Stützkörpern (Abb. 2B) und wurde im Oktober 1980 beendet, mit einem in 430 Einbautagen bewältigten Gesamtvolumen von 4.6 Mio m³. Der Einbau der Kerndichtung begann am 5. Juni 1978 und endete am 5. September 1980, mit einer mittleren Einbauleistung von 70 m³ pro Tag, einem Höchstwert von 149 m³ pro Tag und einem tatsächlich eingebauten Kernvolumen von 31.000 m³ (dem ein aus der vorgeschriebenen Mindeststärke errechnetes theoretisches Volumen von 24.000 m³ gegenübersteht).

Abgesehen von den von Hand eingebauten Verbreiterungen am Anschluß des Kerns an den Kontrollgang, wurde die Kerndichtung durch einen schweren Spezialfertiger in Schichten von 25 cm Höhe eingebaut, die anschließend auf etwa 20 cm verdichtet werden. Der Fertiger (eines Typs, den Strabag heute als "zweite Generation" bezeichnet und der inzwischen durch die von Strabag und anderen Spezialunternehmen entwickelte "dritte Generation" ersetzt worden ist) arbeitete nur in einer Richtung und fuhr jedesmal leer zurück, um die nächste Lage zu beginnen. Seine Arbeitsweise zeigt Abb. 4 Moränenmaterial bzw. Kies der wasserseitigen und luftseitigen Übergangszonen wurde durch Radlader über den vorstehenden Schnabel des Fertigers geschüttet, getrennt durch eine aufgesetzte vertikale Stahlplatte, und durch einen Planierschild an der Stirn des Fertigers abgeglichen. Die Beschickung des Fertigers mit Asphaltbeton erfolgte mit Lastwagen in wärmeisolierten Behältern, die in den Siloschacht des Fertigers entleert wurden. Von dort wurde der Asphaltbeton in den vorgeheizten, vom Einbauschnabel freigehaltenen Raum zwischen den Übergangszonen gedrückt und blieb von diesen im Bereich des Fertigers durch die schrägen, auf Mindestbreite eingestellten Ziehbleche getrennt. Probleme mit einer Verschmutzung der Arbeitsfugen im Asphaltbeton durch unter dem Einbauschnabel von den Übergangszonen her eindringendes Feinmaterial gab es nie, obwohl solche von anderen Baustellen bekanntgeworden sind und mit ein Grund für die Entwicklung der "dritten Generation" gewesen sind, die in jeder Lage zuerst den Asphaltbeton und erst knapp dahinter die Übergangszonen einbaut.

Die einzelnen Lagen wurden übereinander ohne Abtreppung zwischen den deshalb 1:0.4 geneigten Ziehblechen an der Unterseite des Fertigers eingebaut, womit Asphaltbeton eingespart, aber auch eine sehr genaue Vermessung und Steuerung notwendig gemacht wurde. Die Achse jeder neuen Lage wurde daher je nach dem Krümmungsradius, in Abständen von 10 oder 5 m abgesteckt. Kern und Übergangszonen wurden gemeinsam durch eine Gruppe von drei Rüttelbohlen am rückwärtigen Ende des Fertigers sowie durch zwei leichte Rüttelwalzen (1 to für den Kern, 2.2 to für die Übergangszonen) verdichtet. Die durchschnittliche Einbaugeschwindigkeit betrug etwa 1.5 m pro Minute, wenn eine genügend lange Einbaustrecke zur Verfügung stand. Da der Gesamtaufortschritt, außer bei der Schüttung des Kronenbereichs, stets vom Einbau der Stützkörper und nicht von der Kerndichtung bestimmt wurde, genügte die Einbringung von zwei Kernlagen pro Tagschicht (in der Nachtschicht war kein Kerneinbau zugelassen). Drei oder mehr Lagen hätten einen Wärmestau bewirkt mit daraus folgenden Schwierigkeiten bei der Verdichtung und unzureichender Qualität. Vor Einbau jeder neuen Lage wurde größte Sorgfalt auf die Entfernung jedweder Feuchtigkeit oder Verschmutzung von der Kernoberfläche gelegt. Während eines bloßen Nieselregens wurde die Einbauarbeit nicht unterbrochen, das Wasser jedoch sorgfältig zur Seite gebürstet und alle Feuchtigkeit unter dem Einbauschnabel mittels Propangasheizung abgetrocknet. Richtiger Regen oder Schwierigkeiten mit dem am Kernanschluß über den Kontrollgang herabschießenden Wasser veranlaßten in jedem Fall eine Unterbrechung der Einbauarbeit, nachdem einmal ein längerer Abschnitt einer während eines plötzlichen Regengusses eingebrachten Lage entfernt werden hatte müssen, da er in der Arbeitsfuge Blasen ohne Bindung zwischen beiden Lagen aufgewiesen hatte.

Da der schwere Fertiger auf unverdichtetem Material der Übergangszonen fahren muß (ein Nachteil, den die jetzige "dritte Generation" vermeidet), waren Abweichungen von der angestrebten Höhe der Einbaulagen unvermeidlich und mußten in den folgenden Lagen schrittweise ausgeglichen werden. Da jegliches Überfahren des Kerns streng verboten war, wurde der Verkehr zwischen den beiden Stützkörpern über zwei bewegliche, stählerne Brücken geführt, die jedesmal mittels Radlader

versetzt werden mußten, wenn sich der Fertiger ihnen näherte.

4. Einbaukontrollen

Qualität und Verhalten einer Asphaltbeton-Kerndichtung werden durch ihre Zusammensetzung bestimmt und bereits durch geringe Abweichungen von der Rezeptur oder durch Qualitätsschwankungen ihrer Komponenten deutlich beeinflußt. Daher wurde zur Gewährleistung gleichbleibender Qualität im Baustellenlabor und andernorts ein umfangreiches Programm von Kontrolluntersuchungen an Bitumen und Zuschlagstoffen, an Proben aus der Mischanlage sowie an Bohrkernproben aus der Dichtung selber durchgeführt.

Täglich wurden im Baustellenlabor die Kornverteilungskurve und der Bitumengehalt, das Raumgewicht und der Luftporengehalt an Marshall-Prüfkörpern bestimmt, um sofortige Anpassungen zu ermöglichen.

Die Ergebnisse wurden mit denen von Stichproben aus der Baustoffprüfstelle des Bauherrn (TIWAG) verglichen.

Sie bestätigten, daß die Zusammensetzung des Asphaltbetons im allgemeinen der Rezeptur sehr genau entsprach. Die Abweichungen von den vorgeschriebenen Werten waren sehr gering und die Unterschiede zwischen Proben aus der Mischanlage und Prüfkörpern aus der Kerndichtung fast vernachlässigbar, was darauf hindeutet, daß während des Transports und des Einbaus praktisch keinerlei Entmischung eintrat. Das gewichtete Mittel liegt etwa in der Mitte des Streubandes (Abb. 6).

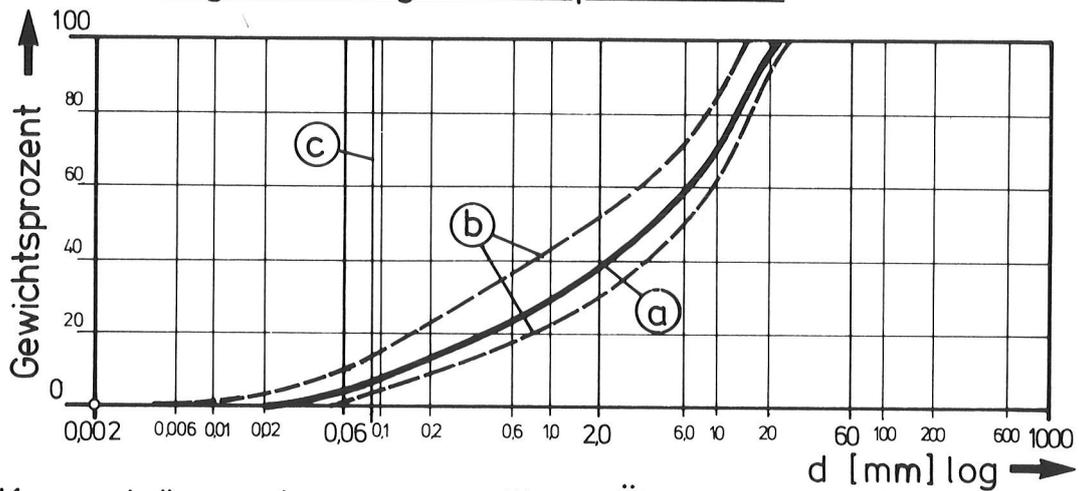
Abb. 7 zeigt den während der gesamten Bauzeit gemessenen Bitumen- und Füllergehalt, mit folgenden Ergebnissen für den Bitumengehalt:

Baujahr	Bitumengehalt nach Einbauvorschrift	Schwankungsbereich	
		insgesamt	Mehrzahl der Resultate
1978	6.1 / 6.3 %	6.0 - 6.8 %	6.1 - 6.5 %
1979	6.3 %	6.0 - 6.8 %	6.1 - 6.54 %
1980	6.3 %	6.2 - 6.65 %	6.2 - 6.45 %

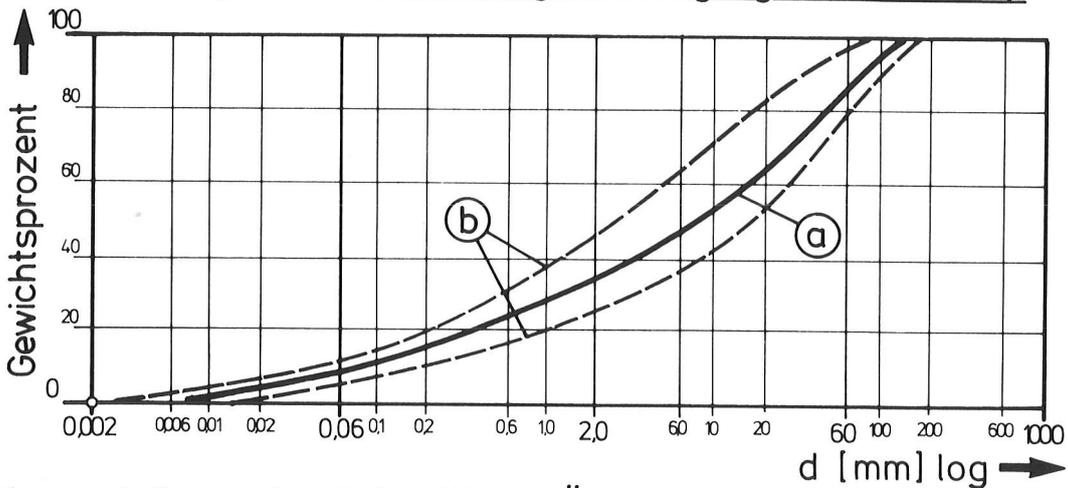
Die Kornverteilungskurve beeinflußt die Verarbeitbarkeit und Verdichtbarkeit und damit auch den Hohlraumgehalt und die Dichtigkeit. Dank täglicher Kontrolle der Kornverteilungskurven und besonders des Über- und Unterkornanteiles aller Komponenten und entsprechender täglicher Anpassung der vorgeschriebenen Gewichtsanteile der Komponenten konnten die Gesamt-Kornverteilungskurven trotz der unvermeidlichen, baustellenbedingten Schwierigkeiten innerhalb eines verhältnismäßig schmalen Streubandes gehalten werden. Der bestimmende Faktor für die Dichtigkeit, der Luftporengehalt, blieb stets unterhalb des vertraglich festgesetzten Grenzwertes von 3 %:

Baujahr	Schwankungsbereich	
	insgesamt	Mehrzahl der Resultate
1978	0.9 - 2.9 %	1.1 - 2.4 %
1979	0.6 - 2.6 %	1.2 - 2.4 %
1980	0.8 - 2.5 %	1.0 - 2.1 %

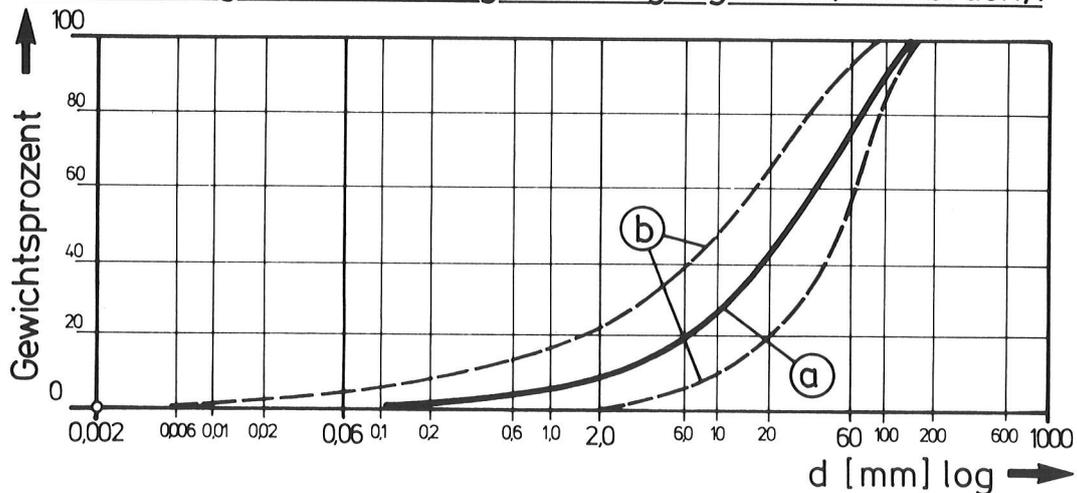
Kornzuschlagsverteilung des Asphaltbetons:



Kornverteilung der wasserseitigen Übergangszone (Moräne):



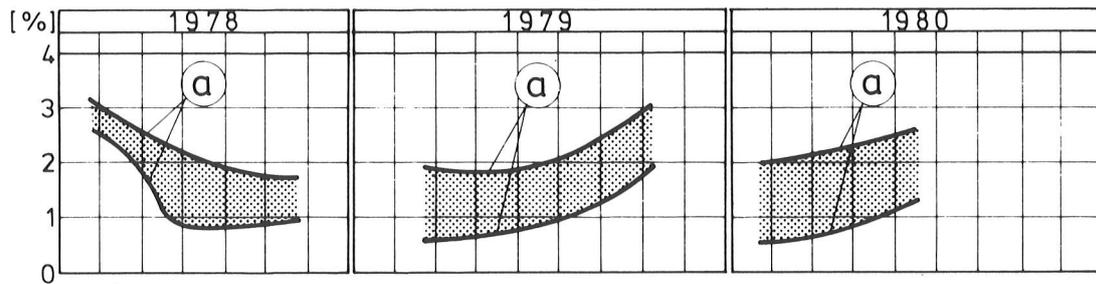
Kornverteilung der luftseitigen Übergangszone (Steinbruch):



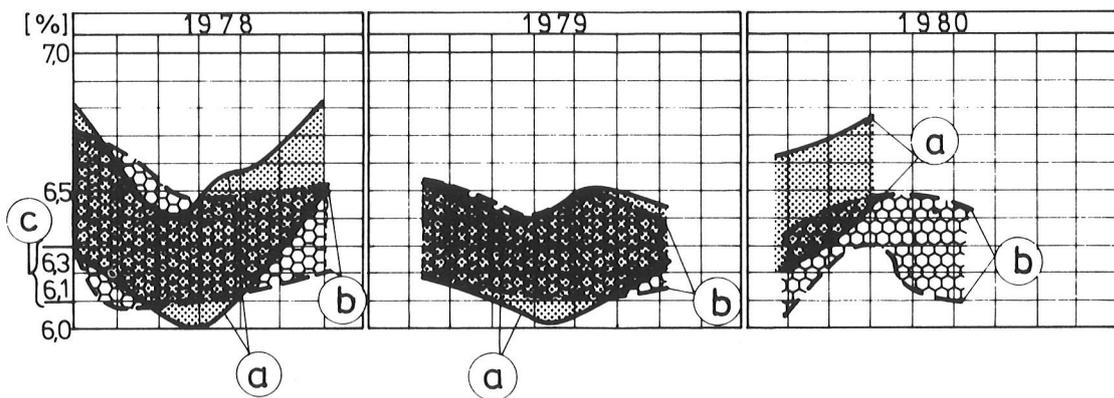
- (a) gewogener Mittelwert der Prüfergebnisse
- (b) Streubereich
- (c) Fülleranteil + Korn < 0,09 mm

Abb.6: Kornverteilungen des Asphaltbetons und der Übergangszonen

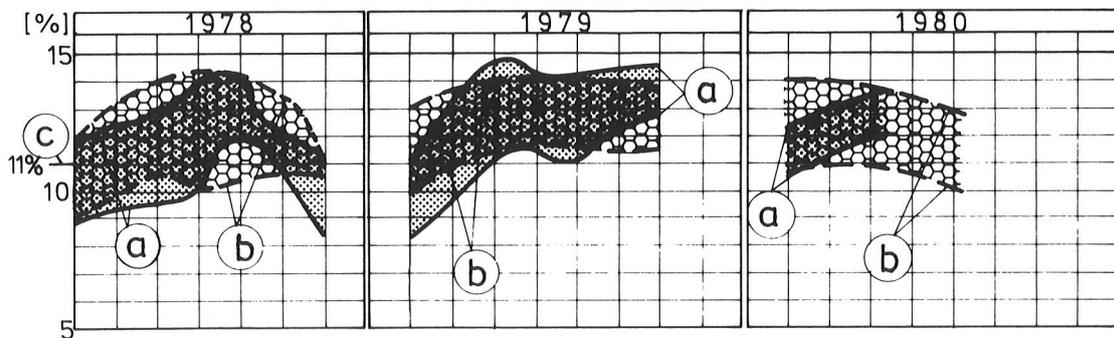
Hohlraumgehalt



Bitumenanteil in Gew. %



Fülleranteil einschließlich Korn < 0,09mm



- (a) Streubereich der Ausbaustücke
- (b) Streubereich der Mischanlageproben
- (c) Sollwert - Rezeptur

Abb.7: Streubereiche der Asphaltbeton-Untersuchungsergebnisse

Marshall-Stabilität und Marshall-Fließen sind zwar als Parameter zur Kennzeichnung der auf jeden Fall nur schwer quantifizierbaren Festigkeit und Verformbarkeit von Asphaltbeton kaum geeignet, wurden aber trotzdem periodisch bestimmt, weil diese einfachen Prüfungen durch Vergleich der Ergebnisse zumindest über relative Änderungen der Materialeigenschaften und des Materialverhaltens sofort Auskunft geben.

Der Füllergehalt (natürliche Feinteile vermehrt um 8 % Kalksteinfüller) wurde zwischen 12 ± 2 % gehalten und überschritt nie die Grenze von 15 %, unterhalb der kein die Verarbeitbarkeit beeinträchtigender Versteifungseffekt zu erwarten ist.

Die mit Widerstandsthermometern ausgerüsteten Bauaufseher nahmen zahllose Temperaturmessungen am Mischgut unmittelbar beim Verlassen der Mischanlage und während des Einbaues vor. Mischgut mit weniger als 160° und mehr als 200° wurde ausnahmslos zurückgewiesen. Niedere Temperaturen beeinträchtigen die Verarbeitbarkeit und somit die Dichtigkeit, während bei Temperaturen über 200° ein Versteifungseffekt durch Oxydation und Destillation beobachtet worden ist. Schwankende Eigenfeuchtigkeit der Zuschlagstoffe und rasch wechselnde Witterungsbedingungen waren die Hauptgründe für gewisse unvermeidliche Temperaturschwankungen des zum Einbau gebrachten Mischgutes.

Einige hundert Messungen der Kerndicke nach Verdichtung sowie sieben genaue Profilaufnahmen aus paarweise zu beiden Seiten der Dichtung nach Abkühlung sorgfältig ausgehobenen, ein Meter tiefen Schächten zeigten, daß die tatsächliche Kerndicke um 5 bis 15 cm über dem vorgeschriebenen Mindestwert liegt. Zusammen mit dem Sockel und den Verbreiterungen beim Anschluß an den Kontrollgang führte das zu einem Mehrverbrauch von 27.5 % gegenüber dem theoretischen Volumen der Kerndichtung.

In Ergänzung zu all diesen Prüfungen wurde ein zusätzlicher Langzeit-Triaxialversuch über 6 Monate ausgeführt, der das Spannungs-Verformungs-Verhalten von aus der Kerndichtung herausgebohrten Prüfkörpern zu bestimmen und mit den Ergebnissen der Versuchsreihen vor Baubeginn zu vergleichen erlaubte. Darauf wird im nächsten Abschnitt 5 noch zurückzukommen sein (Abb. 10).

Um auch nach vielen Jahren noch eventuelle Alterungserscheinungen an Bohrkernproben untersuchen zu können, wurde ein 20 m langer Dichtungsstreifen in vier Lagen auf einem geeigneten Platz am Speicherhang unterhalb des Stauziels unter Bedingungen eingebaut, die mit denen der Kerndichtung möglichst identisch sind, und mit Moränenmaterial abgedeckt.

5. Verhalten der Kerndichtung

Die ungewöhnliche Bauweise des Finstertaldammes und die große Höhe seiner Asphaltbeton-Kerndichtung machten eine besonders intensive Kontrolle seines Verhaltens durch großzügig konzipierte Meßeinrichtungen zur Selbstverständlichkeit. In einem Haupt- und fünf Nebenquerschnitten wurden in drei Horizonten Instrumente aller gängigen Typen verlegt, die insgesamt 798 Punkte überwachen. Eine ausführliche Beschreibung wurde bereits andernorts gegeben [3].

Zur Erfassung des besonders interessanten Kernbereiches wurde der Großteil der Meßeinrichtungen dort konzentriert, mit zwei Besonderheiten. Die eine ist ein

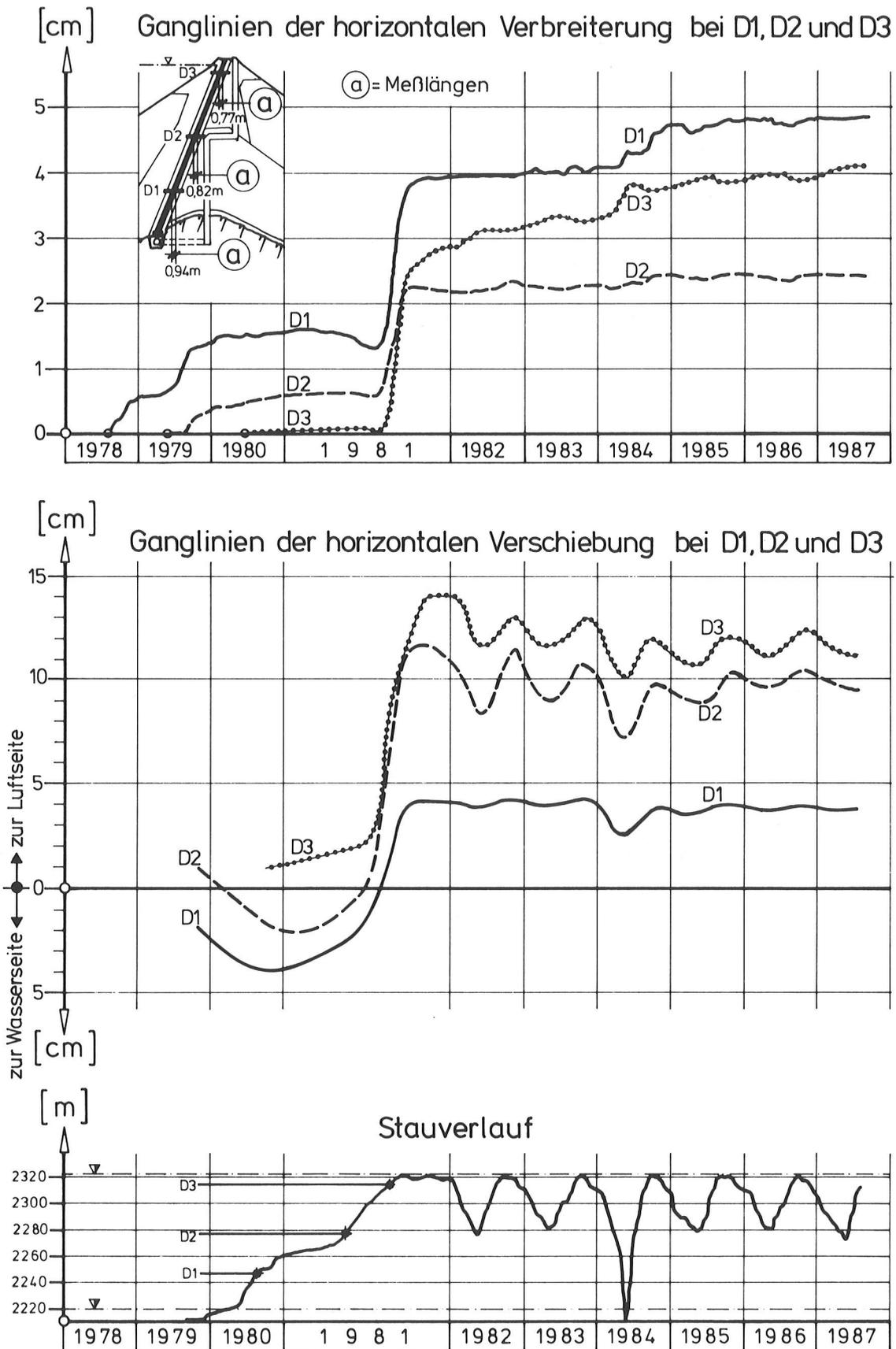


Abb. 8: Gemessene Dichtungskernverbreiterung

begehrter, der schrägen Dichtung durch Staffelung folgender Schacht, der den Zentralbereich des Damms in Dichtungsnähe über die ganze Höhe erschließt (Abb. 2B), die genaue Beobachtung einzelner Punkte der Kerndichtung über Schlauchwaagen und Extensometer erlaubt, sowie die übersichtliche und konzentrierte Führung aller Kabel und Meßleitungen bis in die zentrale Meßkammer gestattet. Die andere Besonderheit ist ein Meßgerät neuen Typs, das die Erfassung auch sehr geringer Dickenänderungen der Kerndichtung ermöglicht, und zwar mittels Messung der Veränderungen eines die Kerndichtung durchdringenden magnetischen Feldes.

Eingebaut in den drei verschiedenen Höhenlagen D1, D2 und D3, haben die drei Meßeinrichtungen alle Dickenänderungen seit dem ersten Einstau und während der folgenden 6 Jahreszyklen ohne Unterbrechung und mit einer Genauigkeit von Zehntelmillimetern zu messen erlaubt. (Abb. 8).

D1, das unterste Meßgerät, wurde in der Mitte der Arbeitsdekade eingebaut, unmittelbar gefolgt vom Einbau weiterer Lagen der Kerndichtung, was eine Verbreiterung des noch immer sehr heiß gebliebenen Asphaltbetons zur Folge hatte. D2 und D3 wurden beide unmittelbar vor einer viertägigen Arbeitspause eingebaut; der Asphaltbeton hatte Zeit abzukühlen und es kam zu keiner derartigen Anfangsverbreiterung bei der Einbringung der nächsten Lagen.

Während des weiteren Baufortschrittes wurde zunächst nur eine geringfügige Verbreiterung ungefähr im Verhältnis der wachsenden Dammhöhe beobachtet. Als beim Einstau der Stauspiegel die Höhe der einzelnen Dickenmeßgeräte überschritt, gab es erst einmal die zu erwartende Verringerung der Kerndicke. Dann aber wurde, zugleich mit dem Einsetzen deutlicher Verschiebungen zur Luftseite (als der Stauspiegel etwa die Kote 2307 m überschritt, 18 m unter der Sperrenkrone), eine ebenso deutliche Kernverbreiterung bei allen drei Meßgeräten festgestellt, die bis zum Erreichen des Stauzieles andauerte (Abb. 8).

Umfangreiche Laborversuche mit einem vierten Meßgerät ließen keinen Zweifel an der Genauigkeit des Gerätes und an der Zuverlässigkeit der Meßergebnisse. Die bei D3 gemessenen Dickenänderungen wurden durch den Vergleich mit gleichzeitigen Messungen durch zwei Extensometer bestätigt, die von der wasser- und luftseitigen Böschung bis an die Kerndichtung heranführen.

Mit Ausnahme von zwei weiteren Zunahmen bei D3 (während der ersten vollständigen Absenkung im Frühjahr 1984) und bei D1 (während der darauffolgenden Füllung im Herbst 1984) ist die Kernverbreiterung danach praktisch zum Stillstand gekommen, wie das 1981 schon vorausgesagt worden war.

Dank der umfangreichen Verformungsmessungen im Damm war es möglich, die Kernverbreiterung mit den Verformungen der anschließenden Dammbereiche zu vergleichen [5].

Abb. 9 zeigt die Verteilung der Horizontaldehnungen bzw. -stauchungen in Höhe von D1, D2 und D3 bei vollständiger Absenkung 1984. Von der gesamten Horizontaldehnung, die der Kernverbreiterung entspricht, muß jener Anteil abgezogen werden, der als horizontale Querdehnung bei annähernd konstantem Volumen der vertikalen Druckbelastung zugeordnet ist, um jene Dehnung zu erhalten, die nur auf die besonderen Eigenschaften des Asphaltbetonkernes und seine seitlichen Stützbedingungen im Dammkörper zurückzuführen ist. Das führte zu den folgenden Werten bei den verschiedenen Bau- und Betriebszuständen:

Meßgerät	Bauende 1980			Erster Vollstau 1981			Teilabsenkung 2281 m, 1986		
	cm	%	(%)	cm	%	(%)	cm	%	(%)
D3 (2315,85)	0	0	(0)	2.8	36.4	(36.0)	4.0	52.0	(49.7)
D2 (2278,19)	0.6	7.3	(0.8)	2.2	26.8	(18.3)	2.4	29.5	(20.8)
D1 (2247,85)	1.6	17.5	(7.5)	3.9	41.4	(24.7)	4.8	50.9	(32.5)

(in Klammer: horizontale Querdehnungen unter vertikaler Last berücksichtigt)

Die zur beobachteten Verformung und Aufweitung des Kerns führenden Vorgänge lassen sich kurz etwa folgendermaßen erklären:

Während des Einstaus erhöht sich die totale Spannung in irgendeinem Punkt an der Wasserseite der Dichtung, z.B. D1 (die Abnahme der vom Korngerüst ausgeübten effektiven Spannung infolge Auftriebs wird zunächst mehr als wettgemacht durch den steigenden Wasserdruck); die Kerndichtung wird leicht zusammengedrückt und gegen den steigenden passiven Widerstand des luftseitigen Stützkörpers verschoben, wodurch die effektive Spannung des wasserseitigen Stützkörpers abnimmt. Wenn nun der luftseitige Stützkörper bis auf Kronenhöhe von unbegrenzter oder jedenfalls sehr großer Ausdehnung wäre, käme es vermutlich gar nicht zu einer Kernverbreiterung. Da er aber einen dreieckförmigen Querschnitt mit schmaler Krone aufweist, muß er die mit dem Einstau wachsende Horizontalkomponente des resultierenden Wasserdrucks oberhalb von D1 über Schubkräfte nach unten und auf den Gründungsfels bringen. Dies führt zu einer Horizontalverschiebung des luftseitigen Stützkörpers, die gegenüber dem fortschreitenden Einstau eine Art von Verzögerung aufzuweisen scheint, weil sie aus verschiedenen Gründen erst in der letzten Einstauphase auftritt, etwa ab einer Spiegellage 18-20 m unter Stauziel (Abb. 8).

Im Punkt D1 verursacht dieses horizontale Ausweichen eine Verringerung der totalen Spannung an der Wasserseite der Kerndichtung, und zwar trotz des entsprechend der letzten Einstauphase noch zunehmenden Wasserdruckes in diesem Punkt. Dank seiner elastoplastischen Verformungseigenschaften reagiert der Asphaltbeton schnell auf diese Entlastung durch die beobachtete Kernverbreiterung, während sich der viel steifere wasserseitige Stützkörper und die schmale Übergangszone in viel geringerem Maß in Richtung Luftseite dehnen, obwohl sie die Schräglage der Kerndichtung dabei unterstützt.

Verlauf und Ausklingen dieses Verformungsvorganges werden wesentlich mitbestimmt durch das besondere Spannungs- und Verformungsverhalten von Asphaltbeton, zu dem noch einige Anmerkungen zu machen sind. Abgesehen von den Komponenten und deren Mischungsverhältnis wird sein Verhalten bestimmt von der Belastung, den Belastungszyklen und der Spannungs- und Verformungsgeschichte im allgemeinen, ebenso aber auch von den Stützbedingungen und der Temperatur. Alle zusammen beeinflussen sein Verhalten in sehr komplexer Weise, die in Laborversuchen praktisch nicht nachvollzogen werden kann und zu einer beträchtlichen Streuung der Versuchsergebnisse führt. Dies zeigen beispielsweise die unterschiedlichen Ergebnisse zweier Langzeit-Triaxialversuchsreihen, die an Prüfkörpern mit fast identischer Zusammensetzung vor und während des Baues des Finstertaldammes durchgeführt wurden (Abb.10).

Unter einer gegebenen vertikalen Spannung σ_1 wurde in der Versuchsreihe B (an Bohrkernproben aus dem Kern selbst) für die Stabilisierung bei einer vorgegebenen Horizontaldehnung ϵ_3 (besonders für ϵ_3 -Werte unter 2 %) ein deutlich höherer Seitendruck σ_3 benötigt als in der Versuchsreihe A (an Prüfkörpern aus Finstertal-Material für die Eignungsversuche vor dem Bau).

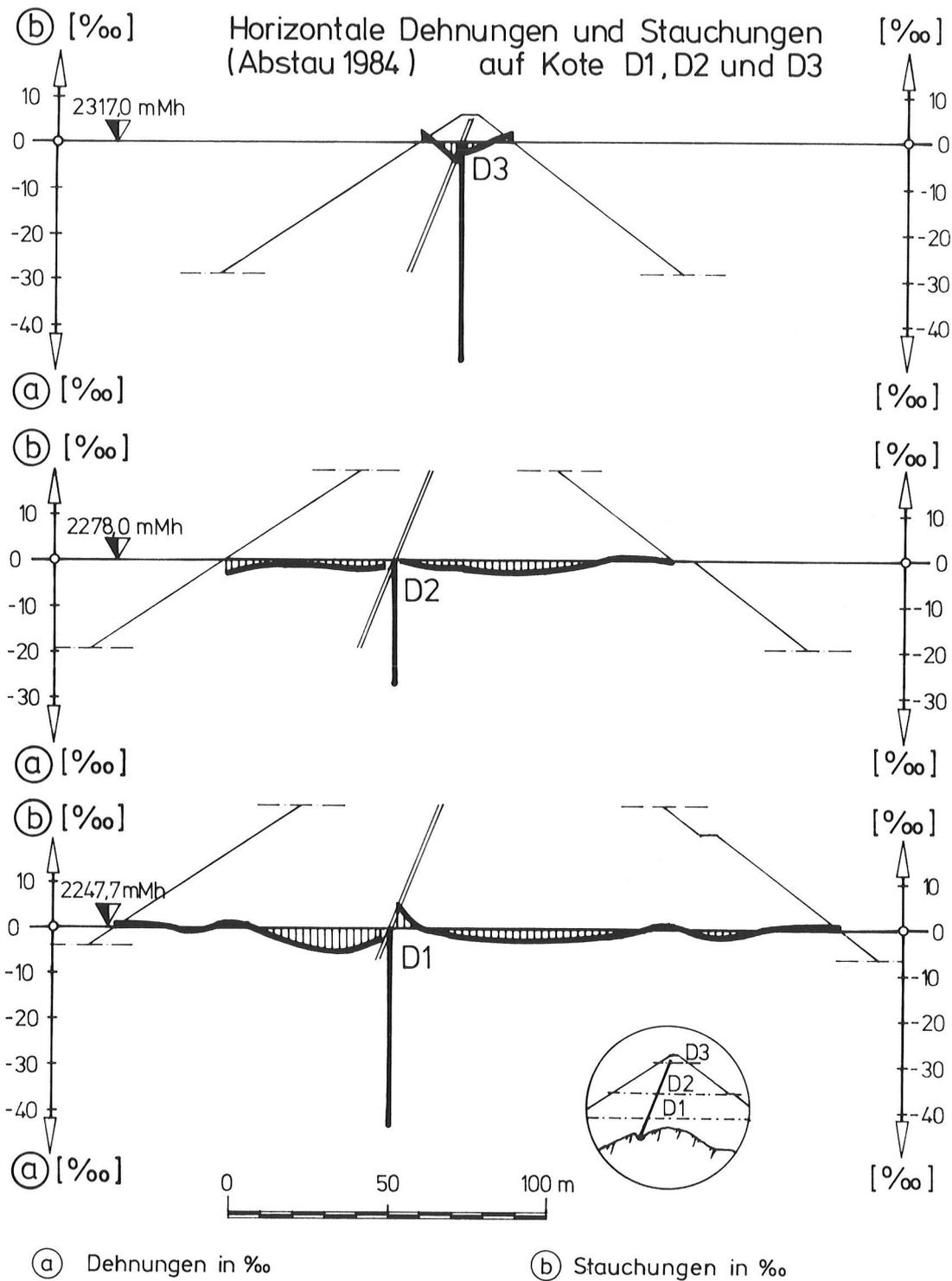


Abb. 9: Horizontaler Dehnungszustand der Dammschüttung im Vergleich zur Kerndichtung auf Horizont D1, D2 und D3

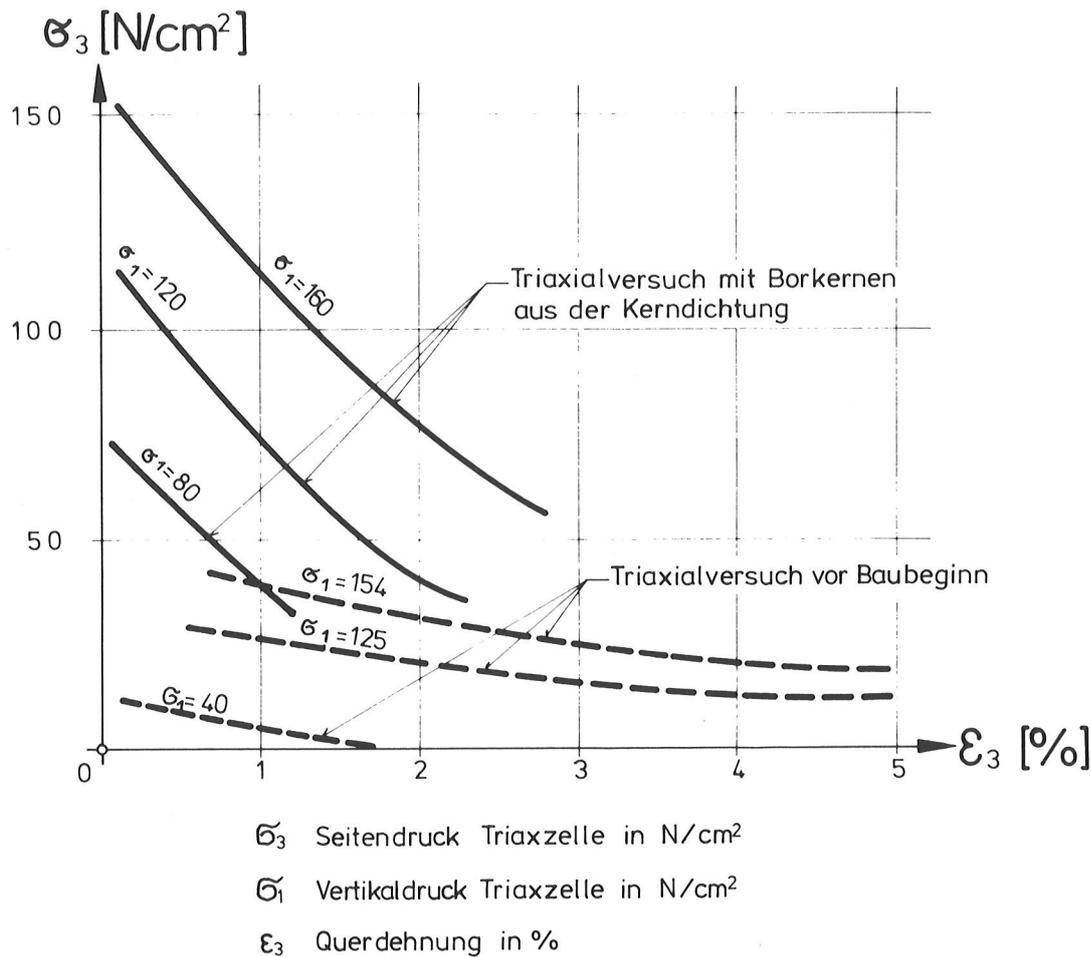


Abb. 10: Asphaltbeton: Belastungs-Querdehnungsbeziehung (nach Triaxialversuchsergebnissen)

Die erforderlichen Verhältnisse σ_3/σ_1 sind auch höher als die normalerweise in Dammschüttungen beobachteten Werte. Diese Streuung der Ergebnisse (und der Kernverformungen, die etwas größer waren als man aufgrund der Versuchsreihe A erwartet hatte) ist auf die veränderliche Scherfestigkeit des Asphaltbetons zurückzuführen, die einerseits von der Adhäsion und Kohäsion (und bei Langzeit-Versuchen der Viskosität) des Bitumens und andererseits von der inneren Reibung im Korngerüst bestimmt wird.

Die erstgenannten hängen vom Typ und von der Dicke des Bitumenfilms zwischen den Körnern der Zuschlagstoffe ab. Mischungen mit höherem Bitumengehalt (5.5 - 7.0 Gewichtsprozent) ergaben einen dickeren Film als jene mit niedrigerem Bitumengehalt (4 - 5.5 Gewichtsprozent) und damit einen höheren Einfluß der Kohäsion, aber einen geringeren der Reibung, weil es zu weniger Korn-zu-Korn-Kontakt zwischen den Zuschlagstoffen kommt. Während Adhäsion-Kohäsion sich bei langsamem Verformungslauf kaum ändern, nimmt die innere Reibung zu, wenn die Verformungen zu vermehrten direkten Kornberührungen und stärkerer Verzahnung der Zuschlagstoffe führen. In einem Prüfkörper, dessen Bitumengehalt geringfügig über jenem liegt,

der zur Füllung aller Hohlräume des Mineralgerüsts benötigt würde, werden sich bei verhinderter Seitendehnung nahezu hydrostatische Druckverhältnisse einstellen, weil keine Umlagerung der Zuschlagstoffe eintreten und Scherwiderstand durch innere Reibung hervorrufen kann. Daher ist die Abnahme des zur Stabilisierung einer Probe bei zunehmendem ϵ_3 erforderlichen σ_3 (Abb. 10) ein Maß für die zunehmende innere Reibung im Mineralgerüst, während der Beitrag des Bitumens zum Scherwiderstand konstant bleibt.

Triaxialversuchen sind jedoch deutliche Grenzen gesetzt in ihren Möglichkeiten, die tatsächlichen Bedingungen in einer Asphaltbeton-Kerndichtung modellmäßig nachzuahmen, mit ihren wechselnden Belastungen, ihren Kombinationen von Setzungen und gleichzeitigen Horizontalverschiebungen, ihren Drehungen der Hauptspannungsrichtungen während der Stauzyklen, usw. Eine wirklichkeitsnahe Einschätzung der Tragfähigkeit unter gegebenen Belastungsbedingungen müßte daher auch die vorangegangene Belastungsgeschichte berücksichtigen.

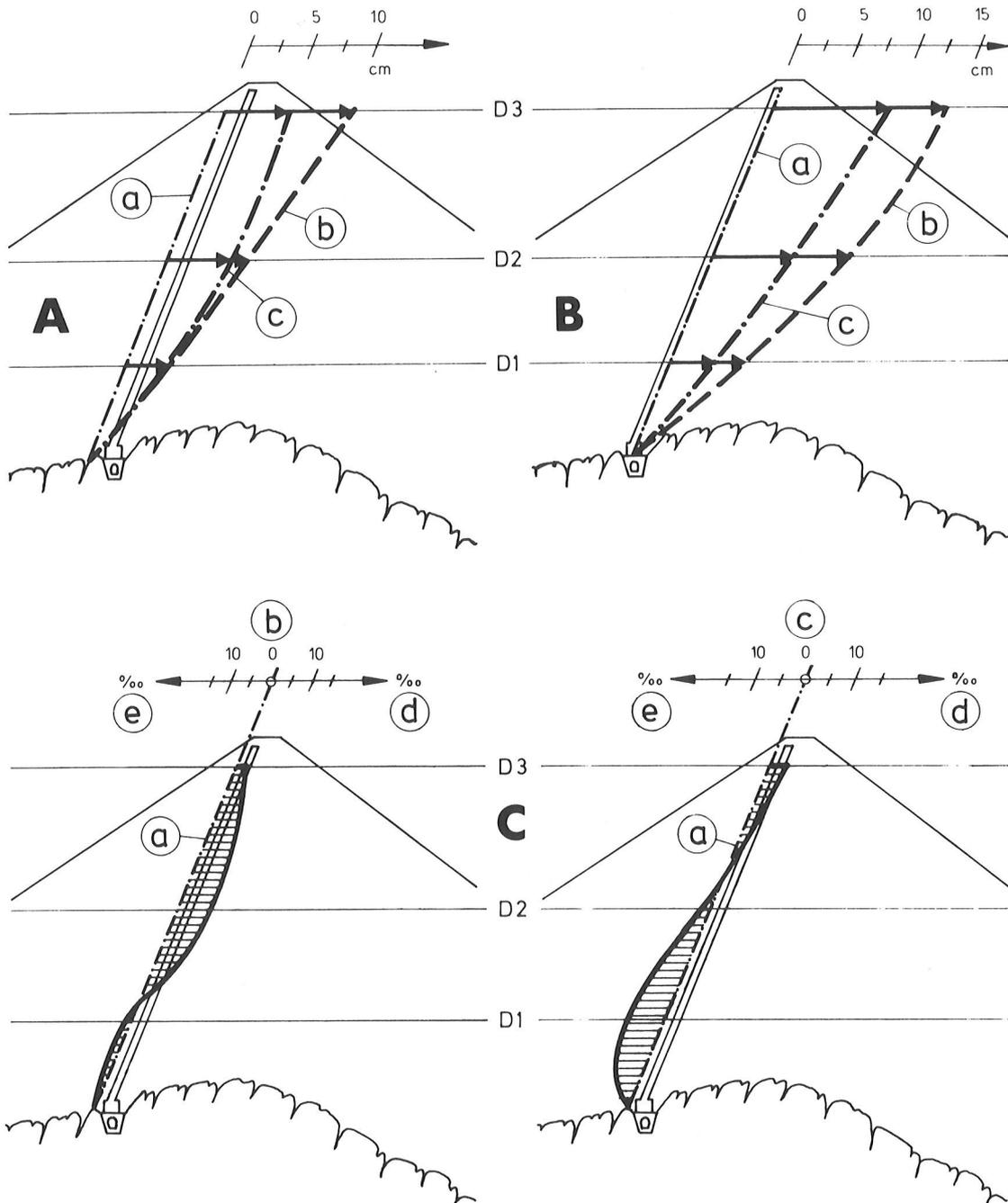
Eine Untersuchung aller drei Phasen (Bau, erster Einstau, weitere Stauzyklen) der beobachteten Kernverbreiterung zeigte, daß der Kern mehr Stützdruck von den anschließenden Übergangs- und Stützkörperzonen her brauchte als aufgrund früherer Studien erwartet worden war. Die Stützkörper entwickeln den zur Stabilisierung der Kerndichtung unter wechselnden Lastbedingungen erforderlichen Seitendruck vor allem als passiven Erddruck.

Während der Bauzeit gaben die sehr steifen Stützkörper nur ganz wenig unter dem Seitendruck von der Kerndichtung nach, und deren Verbreiterung blieb vernachlässigbar klein (Abb. 8).

Während des ersten Einstaues wurde die Stabilisierung bestimmt durch die Horizontalverschiebung des luftseitigen Stützkörpers, durch das Maß, in dem der wasserseitige Stützkörper dieser Verschiebung zu folgen vermochte und durch die Kernverbreiterung. Über den größten Teil der Dammhöhe führte das zu einer gewissen Abnahme des bis Bauende an der Wasserseite der Kerndichtung aufgebauten passiven Erddruckes, d.h. zu einem geringen (Zug-)Dehnungszuwachs in der anschließenden Zone, bezogen auf den Dehnungszustand bei Bauende (Abb. 11, Diagramm C,b).

Während der folgenden Stauzyklen verstärkten die vorwiegend elastische Rückbewegung des luftseitigen Stützkörpers bei Abstau sowie ihre neuerliche Verschiebung bei Wiederaufstau (mit abnehmenden plastischen Zuwächsen) die Verdichtung des wasserseitigen Anschlußbereiches an die Kerndichtung in derartigem Maß, daß sie den zyklischen Verschiebungen der Kerndichtung in zunehmend elastischer Weise zu folgen begann, ohne daß die Verbreiterung der Kerndichtung noch weiter zunahm (abgesehen von jenen Zuwächsen, die der allgemeinen Entwicklung der Horizontaldehnungen in diesem Zentralbereich des Dammes entsprechen).

Beim dritten (und ersten vollständigen) Abstau 1984 zeigte der wasserseitig an die Dichtung anschließende Bereich, bezogen auf den Zustand bei Bauende, eine Zunahme der Stauchungen auf den unteren drei Vierteln der Dammhöhe und nur eine sehr geringe Zunahme der (Zug-)Dehnungen im kronennahen Viertel (Abb. 11, Diagramm C,c). Das weist auf gute seitliche Abstützung der Kerndichtung vor allem in den unteren, höherem Wasserdruck ausgesetzten Bereichen hin, und diese verhindert vermutlich jedwede unerwünschte weitere Kernverformung. In Kronennähe werden die Horizontalverformungen weitgehend durch die Verformungen im Dammkörper darunter bestimmt. Infolge der dort nur sehr geringen Spannungen aus Eigengewicht ist die wasserseitige Anschlußzone dort weniger veranlaßt als in tieferen Lagen, der zur Luftseite gerichteten Bewegung der Kerndichtung zu folgen.



- A** Horizontalverformung des wasserseitigen Übergangsbereiches zur Kerndichtung (a) Bezugslinie
 zur Kerndichtung (b) Vollstau 1981
B Horizontalverformung der Kerndichtung (c) Abstau 1984
C Dehnung bzw. Stauchung des wasserseitigen Übergangs = (d) Dehnung
 bereiches zur Kerndichtung im Vergleich zum Einbauzustand (e) Stauchung

Abb.11: Horizontalverformungen im Dichtungs-
 bereich und Dehnungszustand des wasser-
 seitigen Übergangsbereiches zur Kerndichtung

Dieser Umstand verzögert dort die sich während der weiteren Stauzyklen einstellende seitliche Verdichtung und führt dort auch nach dem Einstau noch zu geringfügigen, allerdings nun ausklingenden weiteren Zunahmen der Kernverbreiterung.

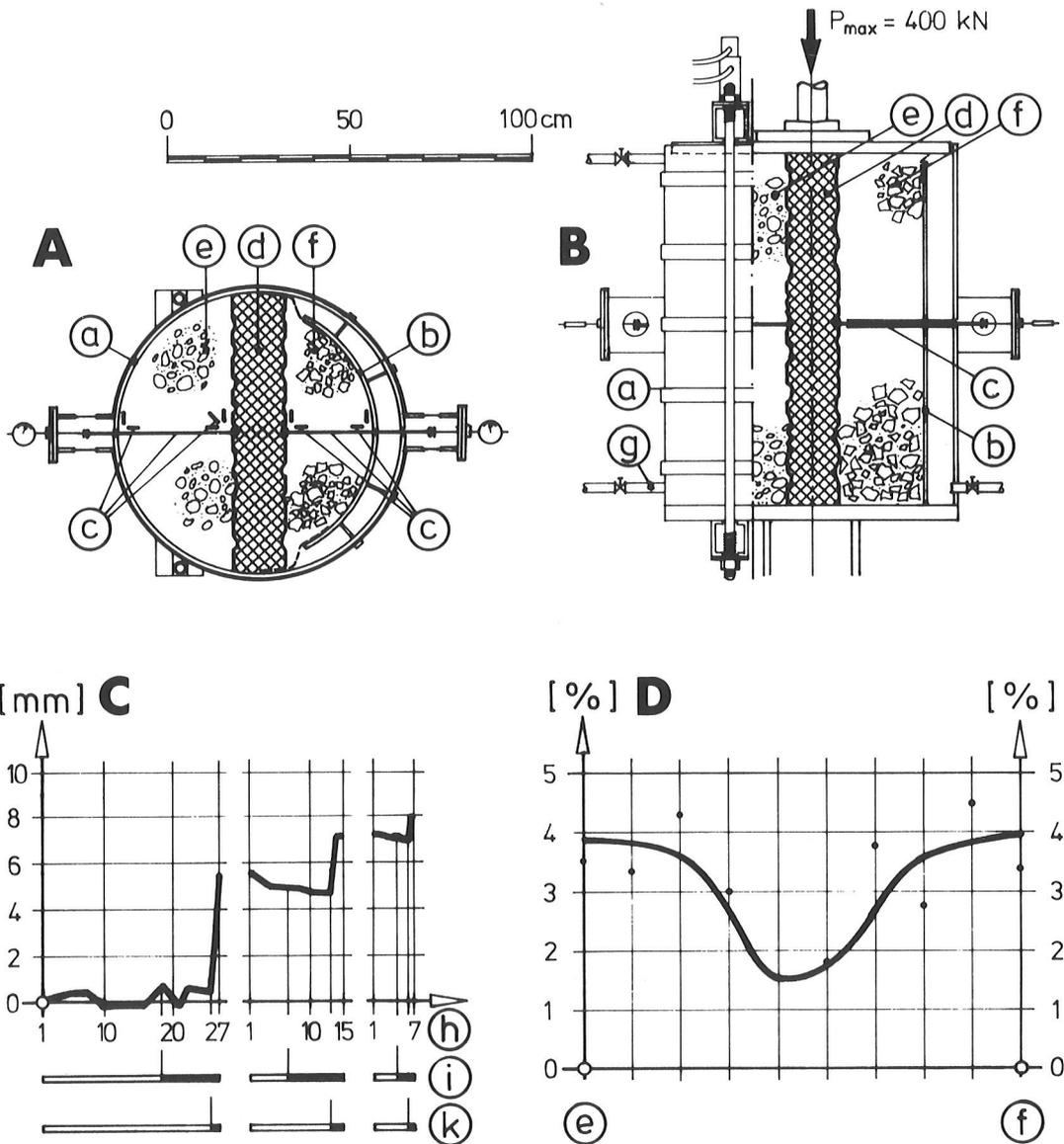
Die beobachtete Kernverbreiterung warf sofort die Frage auf, inwiefern dadurch der Hohlraumgehalt und die Dichtigkeit beeinflusst würden und wie man sich die zugehörige Dehnungsverteilung über die Gesamtdicke des Kernes vorzustellen hätte. Die in Abb. 12 dargestellte Vorrichtung erlaubte eine etwas vereinfachte Nachahmung der Belastungs- und Verformungszyklen eines Elementes der Kerndichtung. Ein derartiges 15 cm starkes Dichtungselement aus Asphaltbeton wurde in einen mit Teflon ausgekleideten Stahlzylinder zusammen mit Material der Übergangszonen und Meßeinrichtungen eingebaut. Eine hydraulische Presse mit 400 kN erlaubte die Aufbringung einer Vertikalspannung von 3.5 N/mm². Ein verstellbarer gekrümmter Stahlschild zur Abstützung der "luftseitigen Übergangszone" erlaubte die Nachahmung jener ausgeprägten Horizontalverschiebung, die in der letzten Phase des ersten Einstaus offensichtlich die beobachtete Kernverbreiterung bewirkt hatte. Die Hohlräume der "wasserseitigen Übergangszone" im Stahlzylinder wurden mit Wasser gefüllt, das unter schrittweise zunehmenden oder abnehmendem Druck gesetzt wurde. Für die Lastfälle "zunehmendes Eigengewicht während des Baues" sowie "erster Einstau" zeigte das Kernelement zunächst eine leichte Zunahme, gefolgt von einer geringen Abnahme der Dicke, ähnlich dem an der wirklichen Dichtung beobachteten Vorgang. Jede "luftseitige" Bewegung des verstellbaren Stützschildes verursachte einen Abfall des Erddruckes auf die Wasserseite der Dichtung, eine Zunahme der vertikalen Setzung und eine Verbreiterung des Kernes, mit abnehmenden Zuwachsbeträgen bei den nachfolgenden "Stauzyklen". Da das Verhältnis von Kernverbreiterung und Kernsetzung auf eine Volumszunahme deutete, wurde der Hohlraumgehalt des Kernelementes an sechs daraus herausgeschnittenen Scheiben bestimmt. Sie zeigten höhere, vermutlich durch Auflockerung bedingte Werte in den beiden Randzonen, jedoch unverändert niedrige Werte im offensichtlich unbeeinflusst gebliebenen Inneren des Kernelementes. (Abb. 12D).

Ähnliche Verhältnisse können auch in der wirklichen Kerndichtung erwartet werden, wo der größte Teil der mindestens 50 bis 70 cm betragenden Gesamtdicke seinen bei Bauende gegebenen geringen Hohlraumgehalt und die entsprechende Dichtigkeit behalten zu haben scheint.

Wie Abb. 13 zeigt, betrug die gesamte Sickerwassermenge durch die 37.000 m² große Kerndichtung beim ersten Einstau nur 9 l/s und hat bis 1986 auf 4 l/s abgenommen.

6. Schlußfolgerungen für den Entwurf von Asphaltbeton-Kerndichtungen

- Der Bitumengehalt sollte eher auf der höheren Seite liegen, wie beim Finstertal-damm, weil der Verarbeitbarkeit, insbesondere der Verdichtbarkeit, der Dichtigkeit und der plastischen, rissefreien Verformbarkeit der Vorrang einzuräumen ist gegenüber der Steifigkeit und der Scherfestigkeit.
- Triaxialversuche haben deutliche Grenzen für die Vorhersagbarkeit der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in einer Kerndichtung und der erforderlichen seitlichen Stützkkräfte.
- Die seitliche Abstützung wird vorwiegend durch passiven Erddruck erreicht, dessen Ausbildung im wasserseitigen Anschlußbereich durch die Tendenz dieses Bereiches gefördert wird, der Bewegung der Kerndichtung beim Einstau nachzu- folgen (wofür die Schräglage der Dichtung einen zusätzlichen Vorteil bedeutet) und im luftseitigen Anschlußbereich durch sein Zurückfedern beim Abtau.



- A** Versuchseinrichtung, Lage
- B** Versuchseinrichtung, Schnitt
- C** Ganglinie Verbreiterung des Versuchskerns in mm
- D** Porenverteilung in Schnittscheiden von der "Wasser"- zur "Luftseite"
- (a) Stahltopf
- (b) verschiebbares Stahlschild
- (c) Extensometer und Erddruckgeber
- (d) Asphaltbetonkern $d = 15 \text{ cm}$
- (e) Übergangszonenmaterial "Wasserseite"
- (f) Übergangszonenmaterial "Luftseite"
- (g) Wasserfüllstutzen
- (h) Tage
- (i) Wasserdruckbelastung
- (k) Verschiebungsstufen des Stahlschildes

Abb.12: Laborversuchsanordnung, Verbreiterungs-
messungen und Porenverteilung im Asphaltbeton

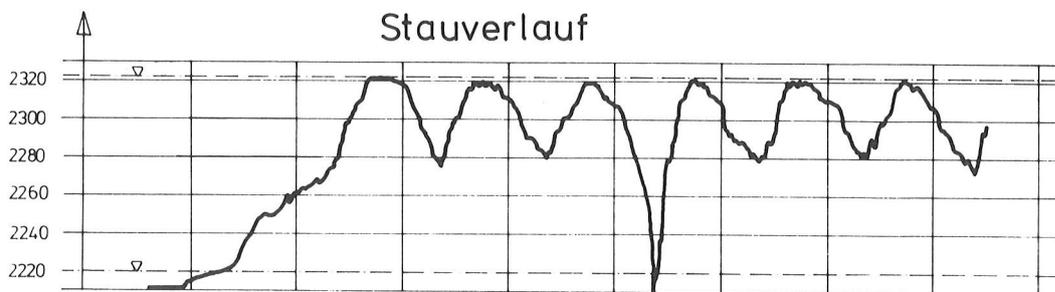
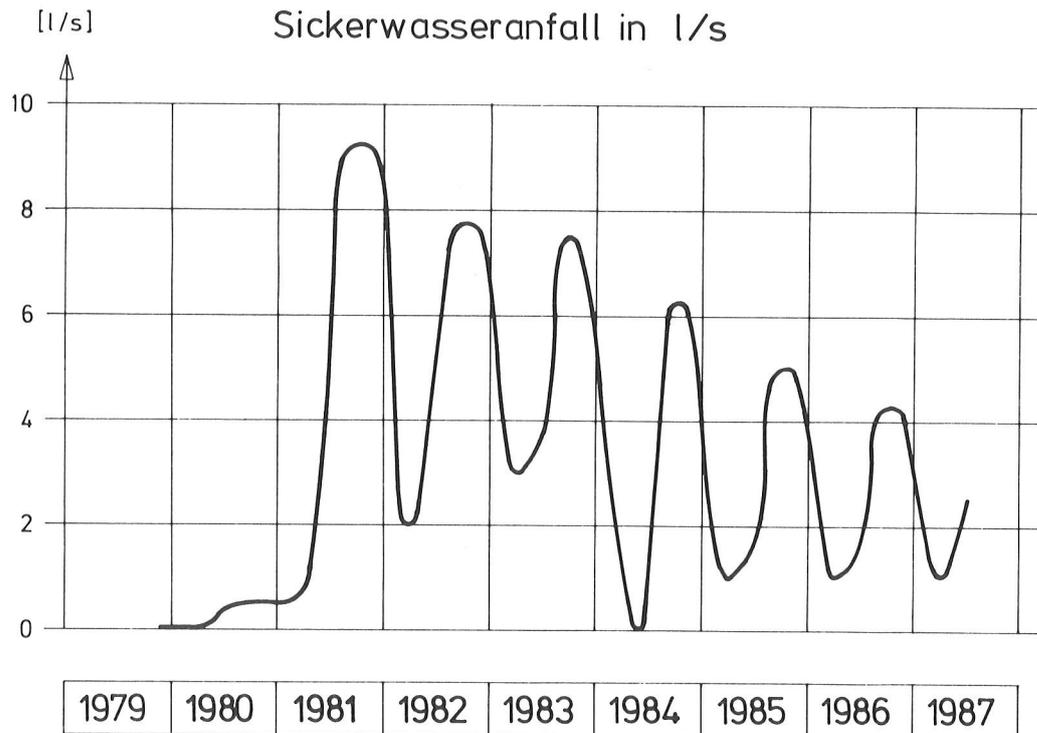


Abb.13: Sickerwasserganglinie und Stauverlauf

- Der von Mischungen mit relativ hohem Bitumengehalt ausgeübte hohe Seitendruck führt zu einer gewissen Kernverbreiterung beim ersten Einstau, mit abnehmenden Zuwachsraten in den weiteren Stauzyklen.
- Die Kernverbreiterung wird begrenzt sein und rasch abklingen in einem gut abgestuften, gut verdichteten und daher ausreichend steifen Dammkörper, in dem die Horizontalverschiebungen möglichst gering gehalten werden. Mit der heutzutage verfügbaren Einbautechnik sollte dies kein Problem sein (beim Finstertaldamm betrug die maximale Horizontalverschiebung beim ersten Einstau nur 14 cm). Unter solchen Bedingungen werden nur die Randzonen einer Kerndichtung von einer gewissen Dilatation betroffen, während ihr Inneres den anfänglichen niedrigen Hohlraumgehalt und die vorgeschriebene Dichtigkeit bewahren wird. Dies sollte auch bei der Festsetzung der Dicke einer Kerndichtung bedacht werden.

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

Die Besonderheit des 150 m hohen Steinschüttdammes Finstertal ist seine 96 m hohe, durchgehend schräggeneigte Asphaltbeton-Kerndichtung. Die Topographie der Sperrenstelle, die verfügbaren Baustoffe sowie Überlegungen zur Lastabtragung und zum Verformungsverhalten bestimmten den Entwurf des Staudammes im allgemeinen und des Dichtungselementes im besonderen. Umfangreiche Versuchsreihen stützten die Entwicklung der Mischungszusammensetzung für die Asphaltbeton-Kerndichtung und strenge Qualitätskontrollen begleiteten ihren Einbau in einer bewußt zu außerordentlicher Steifigkeit verdichteten Dammschüttung. Eine großzügig konzipierte Meßeinrichtung gestattet eine intensive Überwachung des Dammes, insbesondere hinsichtlich des Verhaltens der Kerndichtung während des Baues, des ersten Einstaues und der bisher sechs weiteren Betriebsjahre. Die Ergebnisse bestätigten die vorteilhafte Eignung von Asphaltbeton-Kerndichtungen als Dichtungselement auch für hohe Schüttdämme.

L I T E R A T U R

- [1] SCHOBER, W.: Considerations and Investigations for the Design of a Rockfill Dam with a 92 m high Bituminous Core. 11th Congress on Large Dams, Madrid 1973, R.34 - Q.42.
- [2] PIRCHER, W., SCHWAB, H.: Austria's Finstertal Rockfill Dam. Water Power & Dam Construction, June 1980.
- [3] SCHWAB, H., PIRCHER, W.: Monitoring and Alarm Equipment at the Finstertal and Gepatsch Rockfill Dams. 14th Congress on Large Dams, Rio de Janeiro 1982, R.64 - Q.52.
- [4] PIRCHER, W.: Behaviour of an Asphaltic Concrete Core Wall. Contribution 22 to the Discussion of Q.55. 14th Congress on Large Dams, Rio de Janeiro 1982, Vol. V, p.617/624.
- [5] SCHWAB, H., PIRCHER, W.: Structural Behaviour of a High Rockfill Dam, Comprehensive Interpretation of Measurements, and Conclusions on Stress-Strain Relationships. 15th Congress on Large Dams, Lausanne 1985, R.67 - Q.56.

15. TALSPERRENKONGRESS
IN SAN FRANCISCO 1988

EINE STUDIE ÜBER DAS VERHALTEN VON STAUDÄMMEN
MIT MEMBRANARTIGEN DICHTUNGEN

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

1. ALLGEMEINES

Eine Dichtung wird als membranartig bezeichnet, wenn sie sich infolge ihrer geringen Biegesteifigkeit gut den Verformungen des Dammkörpers anpassen kann. Derartige Dichtungen werden aus Kunststoff-Folien, Stahlblech, Asphaltbeton, Tonbeton und Zementbeton hergestellt. Aus Abb. 1 sind die möglichen Einbaulagen ersichtlich. Die Dichtungen gelangen an der wasserseitigen Oberfläche und im Dammkörper zum Einbau und werden im allgemeinen an den Felsuntergrund angeschlossen (A, B, C). Bei Felsüberlagerung können membranartige Dichtungen auch im Untergrund zur Ausführung kommen (A', B', C').

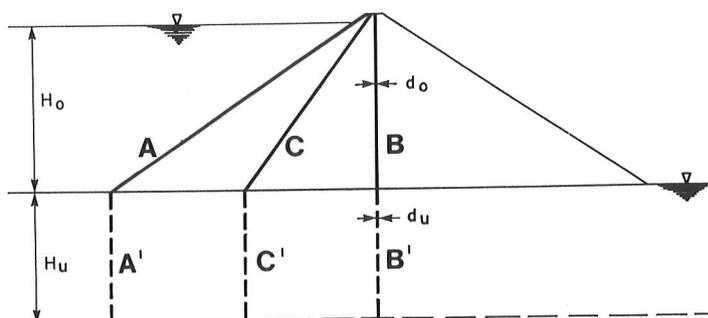


Abb. 1: Mögliche Lagen membranartiger Dichtungen
 H_o/H_u Dichtungshöhen; d_o/d_u mittlere Dicken.

Membranartige Dichtungen können nach der Biegesteifigkeit $E.I/m = E.d^3/12$ wie folgt unterschieden werden :
(E = Elastizitätsmodul, d = mittlere Dicke der Dichtung)

Tabelle 1 : Unterscheidung von membranartigen Dichtungen:

Nr.	Dichtungsart	E (kN/m ²)	d(m)	E.I/m (kNm ² /m)
1	Kunststoff-Folie	3.10 ³ **	4.10 ⁻³	1,6.10 ⁻⁵
2	Stahlblech	2,1.10 ⁸	6.10 ⁻³	3,8.10 ⁰
3/1*	Asphaltbeton	1.10 ⁵ **	1.10 ⁻¹	8,3.10 ⁰
3/2*	---"	1.10 ⁵ **	6.10 ⁻¹	1,8.10 ³
4	Tonbeton	1.10 ⁵ **	6.10 ⁻¹	1,8.10 ³
5	Zementbeton	3.10 ⁷	6.10 ⁻¹	5,4.10 ⁵

* 3/1 Oberflächendichtung; 3/2 Kerndichtung.

** Werte unkorrekt.

Aus den E.I/m- Werten geht eindrucksvoll hervor, daß die Zementbeton-Dichtung die weitaus größte Biegesteifigkeit aufweist und daher auch die geringste Anpassungsfähigkeit an aufgezwungene Verformungen besitzt. Es grenzen sich deutlich die dünnen Dichtungen 1, 2 und 3/1 von den dicken 3/2, 4 und 5, und hier wieder die Dichtungen 3/2 und 4 von 5 ab. Die Biegesteifigkeit gibt auch einen Hinweis auf eine Gefährdung der Dichtung durch Rißbildungen infolge Krümmung. Dies trifft vor allem auf Zementbetondichtungen zu, bei denen Rißbildungen auftreten können. Auf das Tragverhalten hat die Biegesteifigkeit einen relativ geringen Einfluß, da sie nur örtlich begrenzte Lastumlagerungen bewirken kann. Die Dichtung dient daher vorwiegend zur Durchleitung der Wasserlast auf den luftseitig anschließenden Stützkörper.

Bei Kerndichtungen wirkt sich jedoch der E-Modul auf das Tragverhalten aus. Ist der E-Modul der Dichtung kleiner als der des Dammmaterials, kommt es zu einem Siloeffekt mit einer Reduktion der Spannungen in der Dichtung, ist er größer, wird eine zusätzliche Belastung durch Wandreibung-Schubspannungen erzeugt. Dies kann bei Zementbetonkernen größerer Höhe zu unzulässig hohen Beanspruchungen führen. Zu deren Vermeidung wurde im Rahmen eines Forschungsschwerpunktes am Institut für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck eine neue Konzeption für einen Zementbetonkern mit Gleitschichten aus Bitumen entwickelt [1],[2]. Durch diese Gleitschicht wird eine drastische Verminderung der Wandschubspannungen erreicht. Als Prototyp kam in den Jahren 1981 und 1982 der 31 m hohe Staudamm Bockhartsee der Salzburger AG für Elektrizitätswirtschaft zur Ausführung [3].

Bisher wurden mit den verschiedenen Dichtungsarten folgende Abdichtungshöhen im Damm (H_O) und in der Felsüberlagerung (H_U) erreicht :

Tabelle 2 : Beispiele von Dämmen mit membranartigen Dichtungen
 Bezeichnungen siehe Abb. 1 und Tabelle 1

Art (Nr.1-5)	Name/Literatur	F-Jahr*)	H _O [m]	d _O [m]	E _O .I _O [kNm ² /m]
Lage (A,B,C)	Land	B-Jahre	H _U [m]	d _U [m]	E _U .I _U [kNm ² /m]
A',B',C')					
1	Radin Isvor [4]	1980	46	0,006	5,4.10 ⁻⁵
A	Bulgarien	7	--	-----	-----
2	El Vado [5]	1934	53,4	0,006	3,8.10 ⁰
A	USA	53	--	-----	-----
3/1	Miyama [6]	1972	72	0,12	1,4.10 ¹
A	Japan	15	--	-----	-----
3/1+5	Zoccolo [7]	1963	52	0,12	1,4.10 ¹
A + A'	Italien	24	55	0,60	5,4.10 ⁵
3/1+4	Verney [8]	1984	41	0,10	8,3.10 ⁰
A + A'	Frankreich	3	50	1,20	1,4.10 ⁴
3/2+4	Eberlaste [9]	1969	24	0,45	7,6.10 ²
B + B'	Österreich	18	53	0,60	1,8.10 ³
3/2+3/2	High Island [6]	1978	59,8	0,80	4,3.10 ³
B + B'	Hongkong	9	41,2	1,20	1,4.10 ⁴
3/2	Finstertal [10]	1981	95	0,60	1,8.10 ³
C	Österreich	6	--	-----	-----
4	Frauenau [11]	1982	77,5	0,60	1,8.10 ³
B	BRD	5	--	-----	-----
5	Foz do Areia [12]	1980	155	0,55	4,2.10 ⁵
A	Brasilien	7	--	-----	-----
5 + 5	Tieton [5]	1923	53,7	1,10	3,3.10 ⁶
B + B'	USA	64	41	1,53	9,0.10 ⁶
5	Manicouagan 3	1978	85	-----	-----
B'	Canada [13]	9	122	0,70	8,5.10 ⁵

*) F-Jahr : Jahr der Fertigstellung
 B-Jahre: Betriebsjahre

In der vorliegenden Studie wird versucht, das Gemeinsame und die Unterschiede der einzelnen Dichtungsarten in Bezug auf das Verhalten aufzuzeigen und durch das gemessene Verhalten in der Natur, sowie durch rechnerische Untersuchungen zu begründen. Dabei soll auch auf räumliche Tragwirkungen eingegangen werden. Die Studie erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit; so werden z.B. dynamische Beanspruchungen (Erdbeben) und die Materialtechnologien nicht behandelt.

2. GRUNDSÄTZLICHES UND MODELLVERSUCHE ÜBER DAS TRAGVERHALTEN

2.1 Grundsätzliches :

Unter Tragverhalten wird jener Prozeß im Aufbau von Spannungs- und Verformungszuständen verstanden, den ein Staudamm im Verlaufe seiner Entstehung bis zur Erreichung reversibler Vorgänge nach längerem Betrieb durchmacht. Die Hauptlast stellt das Eigengewicht dar. Es ist, wie die Wasserlast und Auftriebswirkungen, gut erfaßbar.

Um nun das Grundsätzliche in der Tragwirkung deutlich zu machen, wird als Beispiel

ein Damm mit dem Querschnitt eines gleichschenkligen Dreiecks aus einheitlichem Material in einem weiten Tal bei Gründung auf Fels angenommen. Die Dammdichtung soll aus einer dünnen Membran bestehen, die die gleichen Verformungseigenschaften wie das Dammaterial aufweist. In Abb.2 sind die zwei extremen Membranlagen nach Abb.1 , und zwar an der wasserseitigen Dammoberfläche (A) sowie in zentraler Lage (B) im Daminneren schematisch dargestellt und mit Ausnahme des vertikalen Wasserdrucks nur die horizontalen Kräfte eingetragen. Der Lastfall (LF) Eigengewicht (A I und B I - linke Hälfte) ist für beide Membranlagen gleich. Der Erddruck E in Dammachse wird in der Sohlfuge durch die Schubkräfte S in den Untergrund übertragen, wobei aus Gleichgewichtsgründen $S = E$ sein muß. Es kann auch von einer Schubvorspannung des wasser und luftseitigen Stützkörpers gesprochen werden.

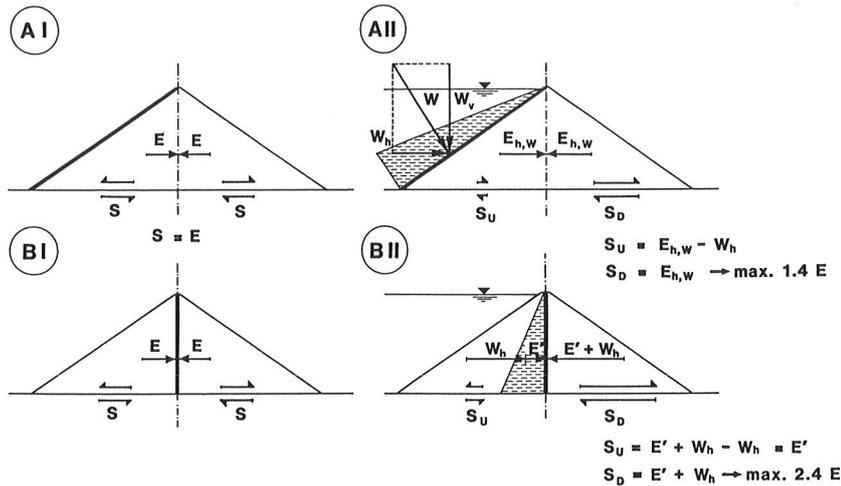


Abb. 2 : Tragwirkungen - Schema
A : Oberflächendichtung ; B : Kerndichtung;
I : Lastfall Eigengewicht; II : Lastfall Vollstau
(übrige Bezeichnungen siehe Text)

Im Staulastfall (A II und B II - rechte Hälfte der Abb. 2) unterscheiden sich beide Membranlagen. Bei der Oberflächendichtung (A II) erhöht sich der horizontale Erddruck in Dammachse infolge der normal zur Oberfläche wirkenden Wasserlast W auf $E_{h,w}$. Die wasserseitig der Dammachse wirkende Schubkraft S_W ergibt sich aus der Überlagerung von $E_{h,w}$ und W_h . Dabei dreht sich die Wirkungsrichtung von S_W gegenüber jener von S im Lastfall Eigengewicht um. An der Luftseite ist als Schubkraft $S_L = E_{h,w}$ abzutragen.

Beim Staudamm mit zentraler Membrandichtung wirkt der Wasserdruck W horizontal (W_h) und greift an der Membran in Dammitte an. Als horizontale Kraftwirkung kommt noch der Erddruck E' des gesättigten, unter Auftrieb stehenden, wasserseitigen Stützkörpers hinzu. Die Schubkraft S_W in der Sohlfuge des wasserseitigen Stützkörpers ergibt sich aus der Überlagerung von $E' + W_h$ und dem an der Membran angreifenden Wasserdruck W_h . Somit verbleibt nur noch E' . An der Luftseite muß in der Sohlfuge die Schubkraft $S_L = E' + W_h$ abgetragen werden.

Aus dieser einfachen Betrachtung geht hervor, daß gegenüber dem Lastfall Eigengewicht durch den Wasserdruck in der wasserseitigen Dammhälfte, unabhängig von der Dichtungslage, eine Reduktion der Schubkraft, im luftseitigen Stützkörper eine Zunahme eintritt.

2.2 Modelluntersuchungen :

Ebenes Tragverhalten :

Von vorstehenden, allgemein gültigen Aussagen soll nun auf die spannungs- und verformungsmäßigen Zusammenhänge übergeleitet werden. Zu deren Aufklärung wurden im Rahmen des erwähnten Forschungsschwerpunktes Untersuchungen mit Scheibenmodellen aus Barytsand [14] von $H = 1,3$ m Höhe und deren analytische Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente (FEM) [15] ausgeführt. Abb. 3 zeigt den Versuchsstand mit eingestautem Modell.

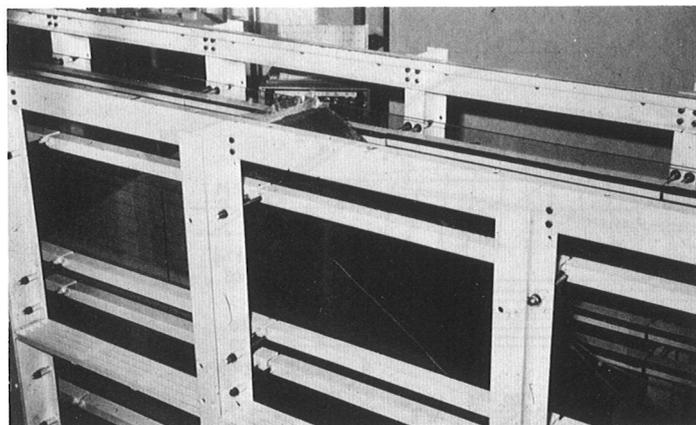


Abb. 3 : Versuchsstand mit eingestautem Modell [14]

Durch Laborversuche ermittelte Kennwerte für die FEM sind in Tabelle 3 zusammengestellt. In den Modellen wurden nur die Spannungen gemessen, da für diese ein Modellgesetz besteht. Als Dichtung kam eine weiche Folie aus PVC von 1 mm Dicke zum Einbau.

Tabelle 3 : Bodenkennwerte für die FEM - Berechnung

Kennwert	Einheit	B o d e n z u s t a n d	
		feucht	gesättigt (unter Auftrieb)
Wichten	kN/m^3	$\gamma = 25,86$	($\gamma' = 19,36$)
Querdehnungszahl		$\mu = 0,254$	$\mu = 0,286$
Reibungswinkel	Grad	$\varphi = 48^\circ$	$\varphi' = 39^\circ$
E-Modul :			
Erstbelastung I	kN/m^2	$E = 96,52 \times$ ($\sigma' + 90$)	$E = 90,53 \times$ ($\sigma' + 25$)
Kriecheinfluß I(K)	kN/m^2	$E = 62,0 \times$ ($\sigma' + 110$)	
Entlastung II	kN/m^2		$E = 452,65 \times$ ($\sigma' + 25$)

Sättigungssetzung	%		$\epsilon = 1$ %

Abb. 4 zeigt den Lastfall Eigengewicht für beide in Abb. 1 dargestellte Membranlagen. Der obere Bildteil (A) enthält die für ausgewählte Punkte gemessenen und gerechneten Hauptspannungen σ'_1 und σ'_3 sowie die auf die Belastungshöhe $\gamma \cdot 0,7 \cdot H = 1$ bezogenen Spannungsverteilungen von σ'_z , σ'_x und τ_{xz} im Meßhori-

zont von $0,3 H$. Für diesen wurde auch der Materialausnützungsgrad a in Prozent (Bildteil B) errechnet, der sich aus dem Verhältnis der Strecken AB zu AC aus dem Mohrschen Diagramm ergibt. Im unteren Bildteil C sind vektoriell die aus der Rechnung erhaltenen Verschiebungen sowie in einem Diagramm für die Dammachse auch die Setzungen dargestellt, wobei zwischen den Setzungen bis Bauende und den Nachsetzungen infolge Kriechverformungen unterschieden wird. Sowohl im Modell als auch in der Rechnung wurde der natürliche Bauvorgang durch schichtweises Aufbringen der Eigengewichtslast simuliert.

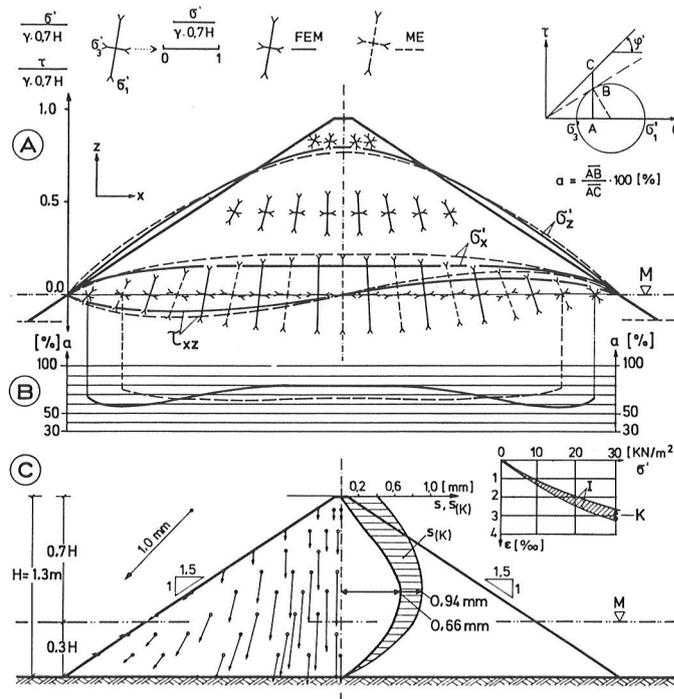


Abb. 4 : Modelldamm - Lastfall Eigengewicht
 A : Spannungszustand; B : Ausnützungsgrad ;
 C : Verformungszustand; ME : Messung ;
 FEM : Rechnung ; M : Meßhorizont;
 I : Arbeitslinie für Erstbelastung ;
 K : Kriechstauchung ;
 s, s(K) : Setzungen in Dammachse (s(K) infolge
 Kriechstauchung).

Wie die Darstellung A zeigt, wurde mit den Untersuchungen das bekannte Tragverhalten dreiecksförmiger Schüttkörper bestätigt. Durch die Aktivierung von Schubspannungen kommt es zu einer Lastumlagerung von Zentralteil zu den Böschungen. Modellmessungen und FE- Berechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung. Im Innenbereich und in Böschungsnähe wurde die größte Ausnützung der Scherfestigkeit ermittelt. Bei den Verformungen ist hervorzuheben, daß nach unten und außen gerichtete Bewegungen auftreten und in den Fußbereichen zu Hebungen führen. Dies wurde wiederholt durch Messungen in der Natur bestätigt. Die größte Setzung tritt erwartungsgemäß etwa in halber Dammhöhe auf. Zur Berechnung der Nachsetzungen diente eine frei angenommene Korrekturkurve für den Spannungs-Stauchungsverlauf.

In Abb. 5 ist der Staulastfall für die Oberflächendichtung dargestellt. Es wurden die gleichen Größen wie beim Lastfall Eigengewicht (Abb. 4) herangezogen.

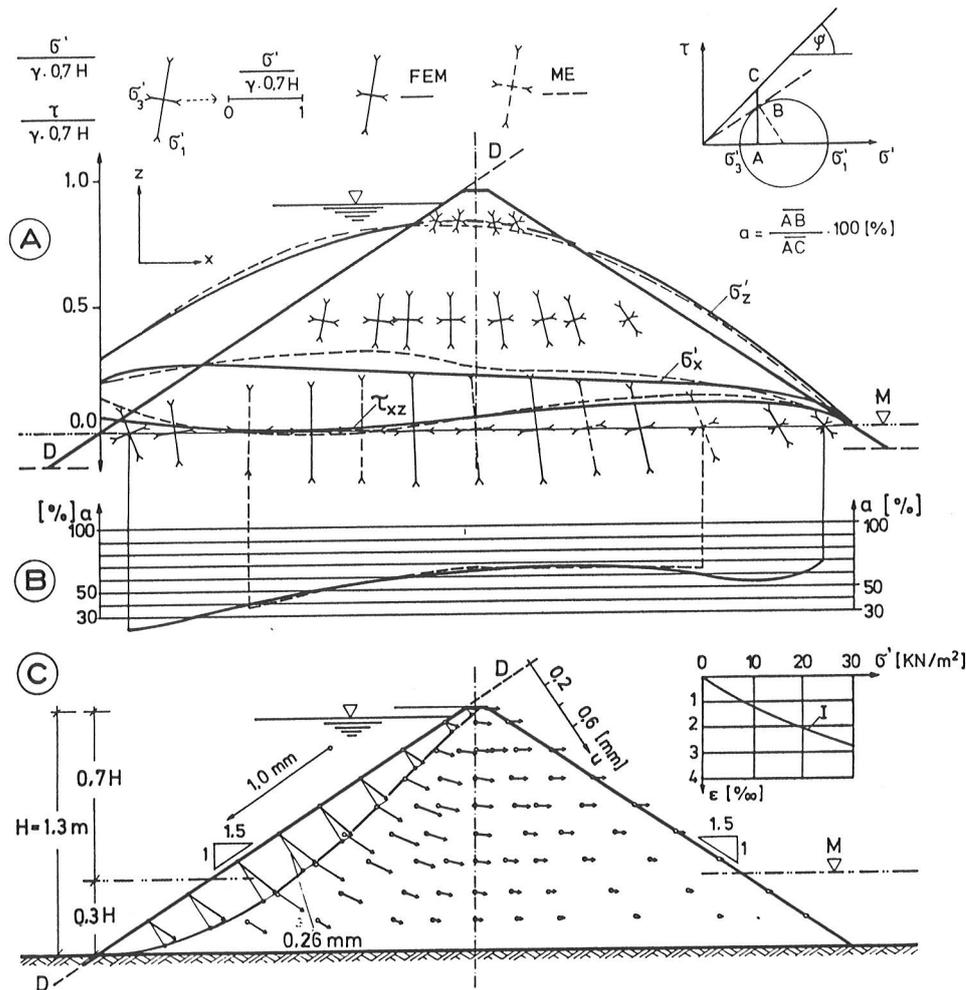


Abb. 5 : Modelldamm - Oberflächendichtung
 Lastfall Vollstau
 A,B,C,ME,FEM,M,I: wie Bild 4
 D-D: Dichtung; u: Verschiebungen normal zur
 Dichtung infolge Staudruck

Die im Bildteil C eingetragenen Verschiebungen beziehen sich nur auf den Stau einfluß allein, während die Spannungen in Teil A als resultierende Spannungen aus Eigengewicht und Wasserlast erscheinen. Gegenüber dem Lastfall Eigengewicht haben sich die Hauptspannungsachsen nach links in Staurichtung verdreht. Bei der Materialausnützung (Bildteil B) ist in der luftseitigen Hälfte gegenüber dem Eigengewichtslastfall keine wesentliche Änderung eingetreten. Die Ausnützung in der wasserseitigen Hälfte ist jedoch beträchtlich geringer. Messungen und Rechnung stimmen gut überein. Bezüglich der Verformungen konnte aus Lit. [16] entnommen werden, daß für den Staulastfall mit einer Querdehnungszahl von $\mu = 0,07$ eine bessere Übereinstimmung von Rechnung und Messung in der Natur erzielt werden kann.

Bei einem Damm mit innenliegender Dichtung werden durch die Sättigung des eingestauten, wasserseitigen Dammkörpers Auftriebskräfte aktiviert und zusätzliche Setzungen hervorgerufen. Diese Einflüsse finden im Tragverhalten ihren deutlichen

Niederschlag. Die Zusammenhänge sind in gleicher Darstellung wie bei den Abbildungen 4 und 5 aus Abb. 6 zu entnehmen.

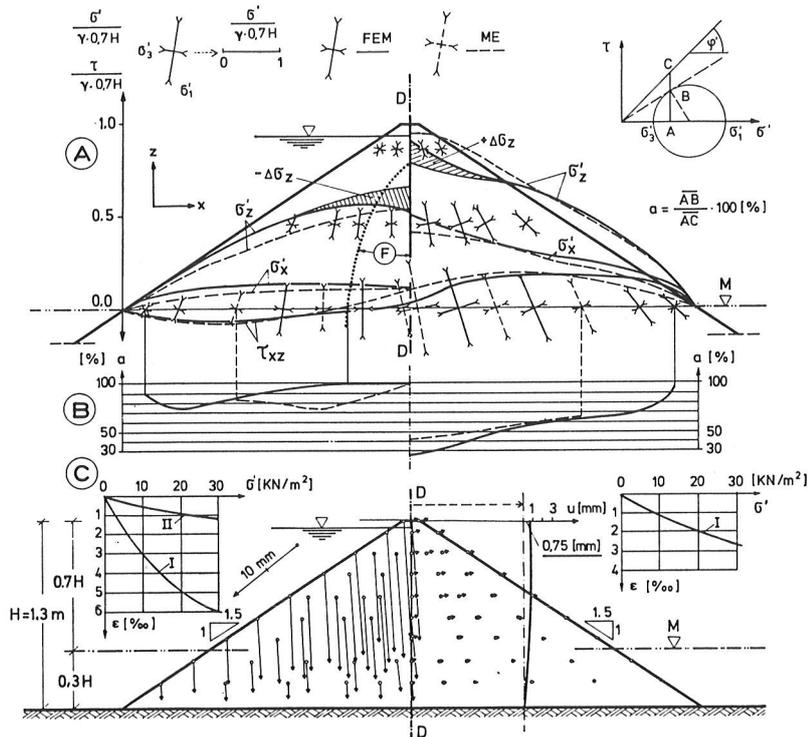


Abb. 6 : Modelldamm - zentrale Membrandichtung

Lastfall Vollstau.

A, B, C, ME, FEM, M, I, D-D, u: wie Bild 4 und 5

F: Fließzone; $\pm \Delta \sigma_z$: Spannungsumlagerung infolge Sättigung; II: Arbeitslinie für Entlastung.

Wie aus Bildteil A ersichtlich, werden wasserseitig die wirksamen Hauptspannungen σ'_1 und σ'_3 dem Auftriebseinfluß entsprechend reduziert und somit auch die wirksamen Spannungsanteile σ'_z , σ'_x und τ_{xz} . Im luftseitigen Dammkörper tritt eine kräftige Spannungserhöhung ein. An der Dichtung kommt es bei σ'_z und σ'_x zu einem Spannungssprung, während die Schubspannungen stetig verlaufen. Dementsprechend tritt auch bei der Materialausnützung (Bildteil B) ein Sprung ein. Die Ausnützung ist im wasserseitigen Stützkörper wesentlich größer als im luftseitigen. Nach der FEM-Rechnung kommt es wasserseitig in Dichtungsnähe zur Ausbildung einer plastifizierten Zone. Ihre Abgrenzung wurde im Bildteil A eingetragen. Dennoch besteht keine Gefährdung für den wasserseitigen Stützkörper, da noch eine ausreichende Tragreserve vorhanden ist. Luftseitig nimmt die Ausnützung gegenüber dem Lastfall Eigengewicht beträchtlich ab.

Besonders hervorzuheben ist der Einfluß der Sättigungssetzungen des wasserseitigen Stützkörpers. Es kommt dabei zu einer Scherbewegung in Dichtungsebene und, damit verbunden, zu einer Lastumlagerung von der Wasserseite zur Luftseite. Dies wird anhand des σ'_z -Spannungsverlaufes durch den schraffierten Spannungsbereich $\pm \Delta \sigma_z$ gezeigt. Sinngemäß tritt an der Wasserseite eine Entlastung ($-\Delta \sigma_z$), an der Luftseite eine entsprechende Belastung ($+\Delta \sigma_z$) auf. Dies gilt jedoch nur bei einer Dichtung wie im Modell, bei der Schubspannungen übertragen werden können. Auch bei

σ'_x und τ_{xz} treten geringe Änderungen auf, die jedoch in der Abbildung nicht dargestellt sind. Die Hauptachsenumdrehung erfolgt wie bei der Oberflächendichtung generell zur Wasserseite. Es kann trotz der komplexen Wirkungen von einer guten Übereinstimmung zwischen Messungen und Rechnung gesprochen werden.

Was die Verformungen durch den Einstau betrifft, so sind diese im Modell infolge der Sättigungssetzungen des locker eingebauten Barytsandes relativ größer als sie in der Natur bei guter Verdichtung zu erwarten sind. In der Rechnung wurde infolge Sättigung ein $\epsilon = 1\%$ berücksichtigt. Um diese großen Bewegungen darstellen zu können, mußte der Maßstab gegenüber den Abbildungen 4 und 5 um den Faktor 10 vergrößert werden. Die errechneten Setzungen an der Krone von 1,2 cm stimmen mit den Messungen praktisch überein. Im luftseitigen Stützkörper treten vorwiegend horizontale Verschiebungen auf, die sich zum Dammfuß und zur Aufstandsfläche hin verlieren. Es geht klar hervor, daß an der Wasserseite eine zur Luftseite gerichtete, ausweichende Bewegung eintritt, und daher der Erddruck auf den aktiven abfallen kann. Im luftseitigen Stützkörper ist hingegen eine Stauchung vorhanden, sodaß ein über dem Erdruchdruck liegender, passiver Erddruck mobilisiert wird.

Ein Vergleich beider Dichtungslagen zeigt, daß durch die Wirkung des Staus große Unterschiede bei den Spannungen und Verformungen bestehen. So wird bei der Oberflächendichtung im wasserseitigen Stützkörper das Spannungsniveau gegenüber dem Lastfall Eigengewicht beträchtlich erhöht, die Materialausnützung durch ein günstigeres Verhältnis der Hauptspannungen jedoch ermäßigt. Beim luftseitigen Stützkörper treten keine nennenswerten Veränderungen auf.

Die Kerndichtung führt zu einer gerade entgegengesetzten Wirkung. Hier wird das Niveau der wirksamen Spannungen im wasserseitigen Stützkörper stark gesenkt, im luftseitigen jedoch angehoben. Bezüglich der Materialausnützung ist gegenüber dem Lastfall Eigengewicht wasserseitig eine deutliche Erhöhung, luftseitig eine starke Ermäßigung zu verzeichnen. Von den Sättigungssetzungen und dem ausweichenden, luftseitigen Stützkörper ausgelöste Spannungsumlagerungen führen in ihrem wasserseitigen Einflußbereich zur Ausbildung einer kernnahen Fließzone. Diese wird von einem Stützgewölbe überspannt, das im Kronenbereich zu einem stabilen Spannungszustand mit geringerer Materialausnützung führt.

Durch die Auswertung der Modellversuche lt. Abb. 4 bis 6 konnten für das Modell im Verhältnis zum Erddruck E im Lastfall Eigengewicht folgende Beanspruchungen in der Aufstandsfläche entsprechend Abb. 2 ermittelt werden:

Modell	S_W	S_L	$W_h = 1,6E$
A II	-0,2E	1,4E	
B II	0,3E	1,9E	

Räumliches Tragverhalten :

In engen Tälern treten bei Staudämmen beträchtliche räumliche Tragwirkungen auf. Mit Hilfe der modernen Rechentechnik (FEM) können diese auch analytisch erfaßt werden. Abgesehen vom großen Rechenaufwand ist es jedoch bei einem stark profilierten Gelände schwierig, die topografischen Einflüsse wirklichkeitsnah zu erfassen. Als relativ einfache Möglichkeit einer qualitativen Beurteilung räumlicher Wirkungen bieten sich ebenfalls Modellversuche mit Barytsand an. Im Rahmen des

vorherwähnten Forschungsschwerpunktes wurde eine Modelltechnik für lotrechte Kern-dichtungen (Lage B in Abb. 1) entwickelt, bei der nur der luftseitig der Dichtung liegende Stützkörper aufgebaut wird. Dies ist dann zulässig, wenn durch Schmierung der Dichtung der Wandreibungseinfluß reduziert wird. Der wasserseitige Stützkörper ist an der Abtragung des Staudruckes ohnehin nur indirekt beteiligt.

Um die räumlichen Wirkungen zeigen zu können, wird stets ein räumliches Modell einem Scheibenmodell gleicher Höhe gegenübergestellt. Aus Abb. 7 ist der Aufbau des Modelles zu entnehmen.

Dem Modell liegt ein konkretes Dammpjekt mit einem Verhältnis Kronenlänge L zu Dammhöhe H von $L/H = 1,45$ zugrunde. Die Belastungseinrichtung für den Wasserdruck besteht aus zehn Gummi-Druckkissen, mit denen ein Vielfaches des hydrostatischen Druckes p_w in Abstufungen aufgebracht werden kann. Es werden die Horizontalverschiebungen an der Dichtung gemessen. Beim vorliegenden Modell handelt es sich um einen Pilotversuch.

Infolge der geringen Modellhöhe von nur 45 cm schieden Spannungsmessungen aus. Diese könnten bei größeren Modellen auch zu einer Aussage über den räumlichen Spannungszustand führen.

In Abb. 8 sind Meßergebnisse dargestellt. Es werden die Verschiebungen des räumlichen Modelles (Diagramm A) mit denen des Scheibenmodelles (Diagramm B) bei dreifacher, vierfacher und fünffacher Wasserdruckbelastung gegenübergestellt. Im 3D-Modell wurden drei Profile, im 2D-Modell das Mittelprofil der 60 cm breiten Scheibe gemessen. Wie ersichtlich, treten im Vergleich zum Mittelprofil des räumlichen Modelles bedeutende Unterschiede in den Verschiebungen auf.

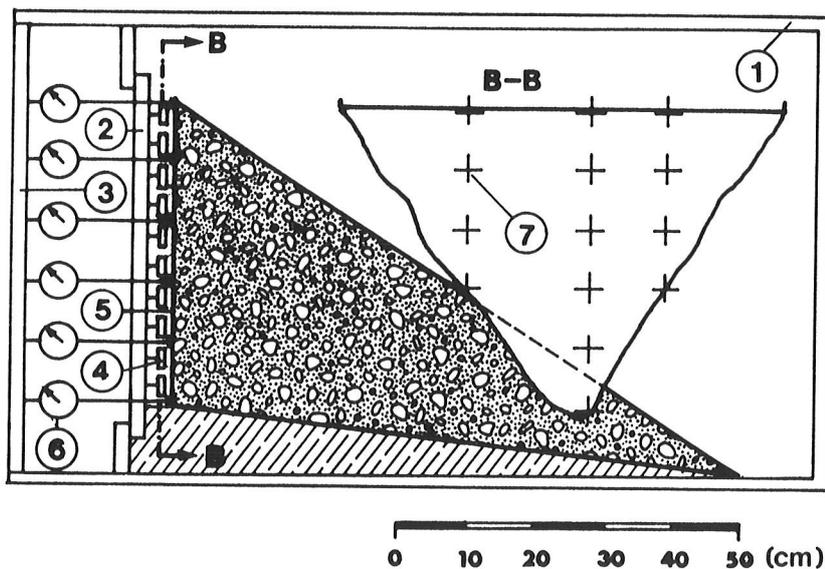


Abb. 7 : Schema des 3D- Modelles
 B-B : Talquerschnitt ;
 1,2,3 : Rahmen für das Modell, die Stützung
 der Belastungseinrichtung und für die Meßeinrichtung;
 4 : Gummi-Druckkissen; 5 : membranartige Dichtung;
 6 : Meßfühler; 7 : Meßpunkte.

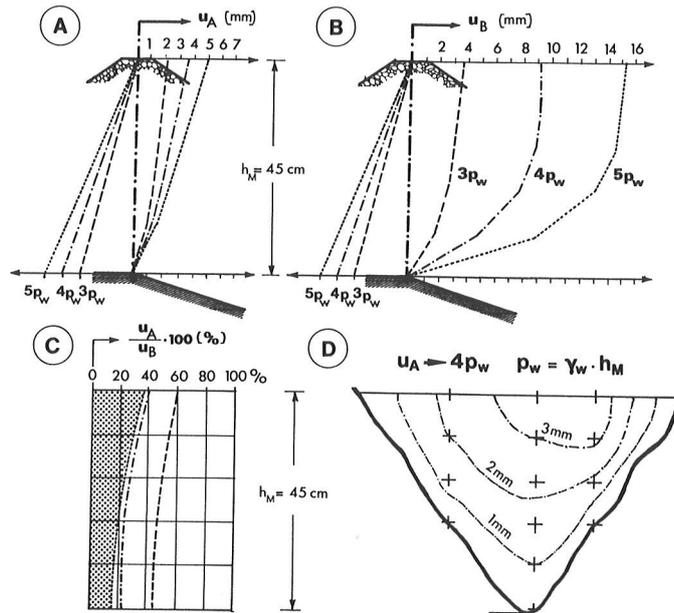


Abb. 8 : Ergebnisse der Modellversuche.

p_w : hydrostatischer Wasserdruck;

A : Wandverschiebungen u_A im 3D-Modell;

B : Wandverschiebungen u_B im 2D-Modell;

C : 3D-Wirkung; D : Isolinien der Wandverschiebungen u_A unter einem Wasserdruck von $4 p_w$.

Die räumliche Wirkung kann durch das Verhältnis der Verschiebungsbeträge beurteilt werden. Wie aus Diagramm C zu entnehmen, nimmt die räumliche Wirkung in Abhängigkeit von der Größe der Verschiebungen von der Krone zur Basis zu. An der Krone treten bei fünffacher Wasserdruckbelastung nur noch 35 % der Verschiebungen des Scheibenmodelles, an der Basis nur noch 15 % auf. Außerdem zeigen die 3D- Verschiebungen einen gestreckteren Verlauf.

Im Diagramm D sind die Isolinien der Horizontalverschiebungen des Vollmodelles für vierfache Wasserdruckbelastung aufgetragen. Infolge der Geländeform trat eine ausgeprägt asymmetrische Verschiebung in der Dichtungsfläche auf. Eine ähnliche Modelltechnik wurde auch für Oberflächendichtungen angewendet [17].

Der Vorteil einer modellmäßigen Untersuchung gegenüber FEM - Analysen liegt vor allem in einer wirklichkeitsnäheren Simulation von Lastumlagerungen infolge räumlicher Wirkungen und damit der Einflüsse von Spannungswegen bei Belastungs- und Entlastungsvorgängen.

3. DAS VERHALTEN VON DÄMMEN MIT VERSCHIEDENEN MEMBRANARTIGEN DICHTUNGEN

3.1 Lastfall Eigengewicht

Bei Oberflächendichtungen kann das Tragverhalten eines Dammes im Lastfall Eigengewicht von der Dichtung nicht beeinflusst werden, da die Herstellung in der Regel erst nach fertiggestellter Schüttung des Dammes erfolgt. Eine seltene Ausnahme ist die Herstellung der Dichtung im Zuge der Dammschüttung und der unmittelbare Nachstau zur teilweisen Vorwegnahme der Stauverformungen. Bei Kerndichtungen muß die Dichtung gleichzeitig mit der Schüttung hergestellt werden. Es treten dabei

die schon im Punkt 1.) erwähnten Einflüsse in Abhängigkeit der Steifigkeitsunterschiede von Dichtung und Schüttmaterial auf. Die Dichtungen Nr. 1 und 2 (Tabelle 1) sind auch bei Anwendung als Kerndichtung so flexibel, daß sie keinen Einfluß ausüben können. Bei Dichtung Nr.3/2 aus Asphaltbeton handelt es sich um ein plastisches Material mit nur 2 bis 3 % Porenanteil, das einen hohen Seitendruck entwickeln kann. In [18] wird über Messungen berichtet, die bei der 98 m hohen Dichtung des Staudammes Finstertal auf eine Querverformung des Asphaltbetonkernes etwa in einem im Inneren eines Schüttdammes ohnehin auftretenden Ausmaß schließen lassen. Vom Tonbetonkern, der 5 % Zement enthält und einen Porenanteil von rd. 45 % aufweist, sind nur geringe Seitendruckwirkungen und eine geringe Querverformung bei Stauchungen zu erwarten. Messungen in [11] und [21] lassen erkennen, daß bei den Kernen Nr.3/2 und 4 keine wesentlichen Lastumlagerungen infolge unterschiedlicher Steifigkeiten aufgetreten sind.

Lastumlagerungen treten jedoch bei Zementbeton-Kerndichtungen mit und ohne Gleitschichten auf. In Abb. 9 sind die Isolinien der Vertikalspannungen eines geplanten, 60 m hohen Damms mit Zementbetonkern ohne Gleitschichten von 80 cm Dicke und mit Asphaltbetonkern gleicher Dicke gegenübergestellt. Wie ersichtlich, wird vom Zementbetonkern (A) ein Teil der Dammlast über Wandreibung abgetragen. Beim vorliegenden Beispiel erhöht sich dadurch die Spannung im Kern auf das 5-fache der Eigengewichtsspannungen des Betons. Mit Gleitschichten aus Bitumen kann die Wandreibungsbelastung je nach Härte des Bitumens auf max. 1/10 reduziert werden [2]. Dadurch werden membranartige Zementbeton-Kerndichtungen auch für größte Dammhöhen anwendbar.

3.2 Lastfall Vollstau

Bei Oberflächendichtungen kommt es nach vorliegenden umfangreichen Messungen in [19] bei Vollstau zu Zerrungen und Verkantungen im Bereich der Umfangsfuge und am Oberrand und zu Stauchungen im Mittelbereich. Wie schon erwähnt, können diese Verformungen bei Zementbetondichtungen (Nr.5 in Tabelle 1) zu Ribbildungen und erhöhten Sickerwasserverlusten führen. Bei ausreichender Durchlässigkeit des Stützkörpers sind durch die Sickerwasserströmungen keine nachteiligen Wirkungen auf das Tragverhalten zu erwarten. Die Langzeitwirkung einer Bodenerosion läßt es jedoch geboten erscheinen, die Sickerwasserverluste stets möglichst gering zu halten. Dies ist besonders bei Gründungen auf Felsüberlagerungen und bei feinkörnigem Schüttmaterial von Bedeutung. Bei den Dichtungen Nr.1 und Nr.2 steht die Gefahr von Abscherungen in der Umfangsfuge besonders an den Flanken im Vordergrund. Dies gilt auch für die Asphaltbetondichtung Nr.3/1. Bei dieser Dichtung traten auch Risse durch Eiseinwirkungen [20] und im Damm Sickerwasser-Erosionen auf.

Bei Kerndichtungen wirkt die horizontale Wasserlast im Damminnenen auf einen gegenüber der Oberflächendichtung etwa halbierten Stützkörper. Dadurch kommt es zu einer beträchtlichen Erhöhung der Schubspannungen in der Sohlfuge des luftseitigen Stützkörpers infolge einer Überlagerung der Erd- und Wasserdruckwirkungen. Der Wasserdruck erzeugt somit bei Kerndämmen eine Scherbeanspruchung im Gegensatz zur vorwiegenden Druckbeanspruchung bei Oberflächendichtungen.

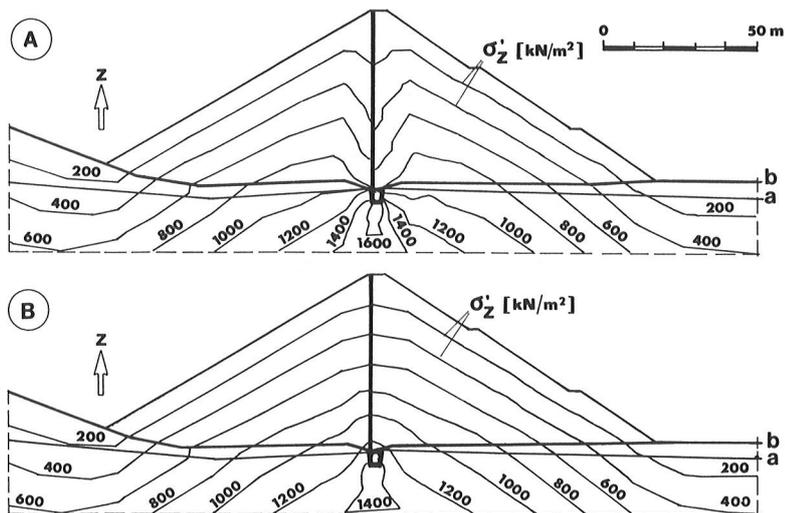


Abb. 9 : Isobaren der Vertikalspannungen σ'_z eines geplanten, 60 m hohen Dammes.
 A : Zementbetonkern; B : Asphaltbetonkern
 a : Felsoberfläche ; b : Geländeoberfläche

In Abb. 10 ist im Diagramm B die exakt gemessene Verschiebung des Zementbetonkernes beim Staudamm Bockhartsee [3] infolge Wasserlast aufgetragen. Wie ersichtlich, entwickelt sich die Scherverchiebung primär in der unteren Dammhälfte, während die obere sich im wesentlichen als Block zur Luftseite mitbewegt. Das gleiche von der Dammhöhe weitgehend unabhängige Verhalten wurde auch durch Messung bei den Staudämmen Finstertal [21] und Dhünn [22] sowie durch Modellmessungen lt. Abb. 8/B und die FEM-Rechnung lt. Abb. 6/c festgestellt. Im Diagramm C der Abb. 10 ist eine rechnerische Verschiebungskurve dargestellt, die sich infolge einer Scherverchiebung des luftseitigen Stützkörpers (schraffiert dargestellt) ergibt. Als verschiebungswirksame Belastung P wirkt entsprechend Abb. 2 BI und BII : $P = W_h + E' - E$, wobei eine dreieckförmige Verteilung der Belastungsspannungen angenommen wird. Die Scherverchiebung u errechnet sich aus dem elastischen Ansatz:

$$u = \frac{x}{G} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta M_i}{A_i}$$

Es bedeuten :

- ΔM_i = Differenzmoment
- A_i = Querschnittsfläche
- x = Formbeiwert (Rechteck: $x = 1,2$)
- G = Schubmodul, errechnet sich aus :

$$G = E/2(1+\mu)$$

- μ = Poissonzahl ($\mu = 0,33$)
- E = Elastizitätsmodul

Für den Staudamm Bockhartsee ergab sich mit der gemessenen Verschiebung von 3,3 cm an der Krone ein Schubmodul G von $31,5 \text{ MN/m}^2$. Daraus läßt sich ein E -Modul von $83,8 \text{ MN/m}^2$ rückrechnen. Dieser Wert stimmt gut mit jenem aus den Setzungsmessungen rückgerechneten E -Modul von rd. 80 MN/m^2 überein. Es kann somit die Verschiebung

eines Kerndammes einfach mit einem im Labor ermittelten E-Modul näherungsweise vorausberechnet werden.

Messungen beim Staudamm Bockhartsee [3] zeigen, daß in der Anschlußfuge an die Herdmauer im Staulastfall keine Scherverschiebungen aufgetreten sind. Dies ist vermutlich auf die geringen Schubspannungen im zentralen Anschlußbereich zurückzuführen, die von den verfügbaren widerstehenden Reibungsspannungen ohne weiteres aufgenommen werden können. In der Anschlußfuge sind jedoch Verdrehungen mit starker Krümmung im untersten Kernbereich zu erwarten. Bei Zementbeton-Kerndichtungen kann es daher zu einem Öffnen der Anschlußfuge an der Wasserseite kommen. In der luftseitigen Hälfte der Fuge ist jedoch stets eine Druckzone mit weit über dem Wasserdruck liegenden Spannungen vorhanden, sodaß Sickerwasserverluste aus diesem Grunde ausgeschlossen werden können. Zu Dichtung trägt ferner eine stets wasserseitig vorgelegte, feinkörnige Zone und bei Ausführung eines Kernes mit Gleitschicht die Bitumenaufgabe von z.B. 4 mm Dicke bei, durch die Haarrisse verschlossen werden können [3].

Ein weiteres Phänomen im Staulastfall betrifft die Asphaltbeton-Kerndichtung. Beim Staudamm Finstertal wurde eine Verbreiterung des 94 cm, 82 cm und 77 cm dicken Asphaltbetonkernes in Abhängigkeit vom Stauspiegel und der Horizontalverschiebung des Kernes gemessen [21]. Abb. 11 aus [21] zeigt das Ergebnis dieser Präzisionsmessungen an drei Punkten in den ersten fünf Betriebsjahren.

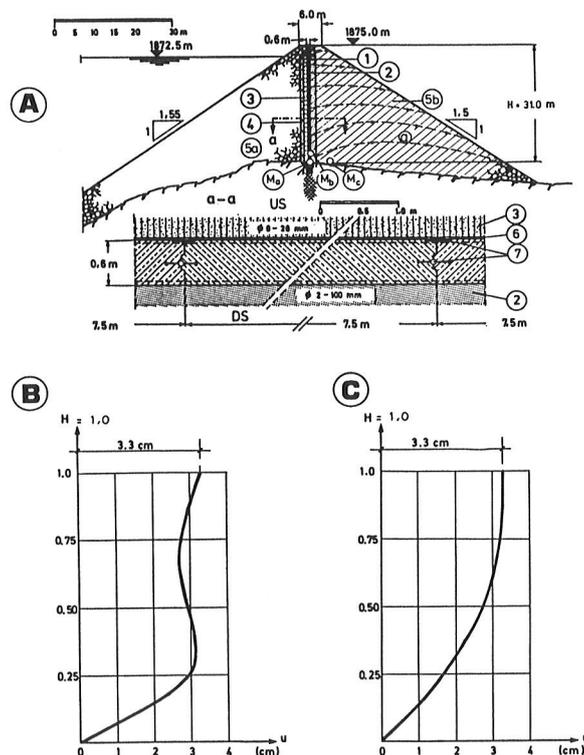


Abb. 10 : Staudamm Bockhartsee 3
A : 1 Zementbetonkern; 2 Drainagezone; 3 feinkörnige Zone;
4 Übergangszone; 5 a,b Stützkörper aus Steinbruchmaterial (a)
und Hangschutt (b); 6 Bitumengleitschicht; 7 Dichtungsbänder; $M_{a,b,c}$ Meßpunkte; a mögliche Bewegungsspuren.
B : Gemessene Verschiebung des Kernes infolge Wasserlast
C : Berechnete Scherverschiebungen infolge Wasserlast.

Wie ersichtlich, traten die größten Kernverbreiterungen beim ersten Aufstau ein. Auch bei den weiteren Stauwechsln wurden noch geringe Verbreiterungen gemessen. Die Kernverbreiterungen werden auf plastische Verformungen des Asphaltbetons zurückgeführt, die sich zum größten Teil bei den ausweichenden Bewegungen des luftseitigen Stützkörpers auch gegen den Wasserdruck und den aktiven Erddruck unter Auftrieb entwickeln konnten. Da die Sickerwässer max. nur 4,5 l/s betragen und weiterhin eine abnehmende Tendenz zeigen, darf gefolgert werden, daß beim Staudamm Finstertal die gemessenen Querverformungen des Kernes noch keine nachteiligen Wirkungen auf die Dichtung hervorrufen konnten. Bei größeren luftseitigen Verschiebungen der Stützkörper als in Finstertal von nur 14 cm sind jedoch derartige Wirkungen nicht auszuschließen.

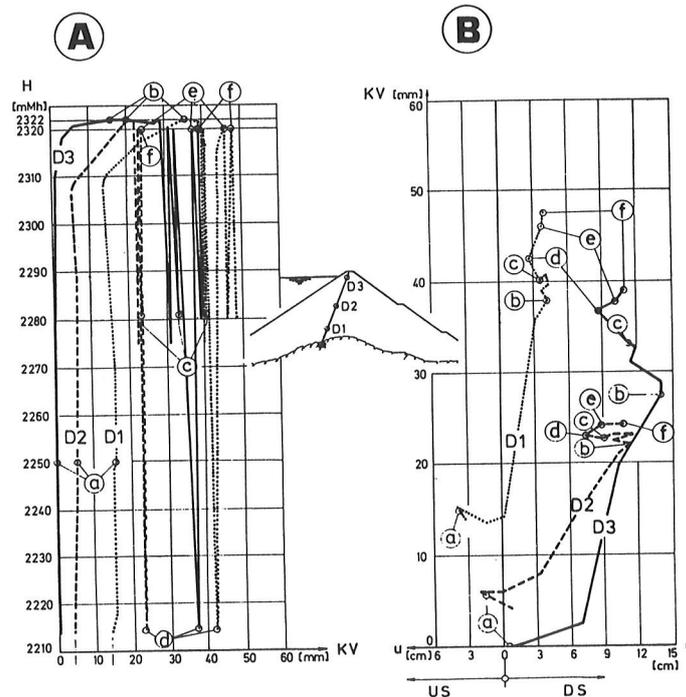


Abb. 11 : Staudamm Finstertal - Zusammenhänge zwischen Kernverbreiterung, Stauhöhe und Horizontalverschiebung [21].
 A Stauhöhe H - Kernverbreiterung KV ; B Kernverbreiterung KV - Horizontalverschiebung u der Dichtung ;
 D 1, D 2, D 3 Meßpunkte mit Asphaltbetondicken von 94 cm, 82 cm und 77 cm ;
 a Bauende 1980; b Vollstau 1981; c Tiefstau 1983;
 d Tiefstau 1984; e Höchststau 1984; f Höchststau 1986;
 US Wasserseite; DS Luftseite.

Als letztes Phänomen soll auf die konvexen Bewegungsspuren im luftseitigen Stützkörper von Kerndämmen bei Staudruckbelastung eingegangen werden. (siehe Abb. 10 A). Diese führt zu Relativbewegungen an der luftseitigen Oberfläche der Dichtung nach oben und somit zu einer Entlastung der Druckspannungen im Kern. Dieses Phänomen konnte nunmehr durch drei Messungen beim Staudamm Bockhartsee [23] bestätigt werden. Bei der ersten Messung handelt es sich um Präzisionsmessungen der Dehnungen durch Gleitmikrometer [24] in der Basisfuge des Betonkernes. Es konnte beim Aufstau eine Ermäßigung der Stauchung (z.B. im Meßpunkt M_a) gemessen werden. In gleicher Weise zeigen auch die Spannungsmessungen im Betonkern (Meßpunkt M_b) eine Ermäßigung. Als dritte Messung ergaben die im kernnahen Bereich der Aufstandfläche des luftseitigen Stützkörpers eingebauten Erddruckgeber (M_c) ebenfalls eine Ermäßigung der lotrechten Spannungen durch den Aufstau an. Es ist jedoch auch mög-

lich, daß zumindest bei den Meßstellen im Kern (M_a und M_b) diese Erscheinungen von den Entspannungsbewegungen (Hebungen) des wasserseitigen Stützkörpers infolge Auftrieb beeinflußt wurden.

4. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Oberflächendichtungen:

- Die verschiedenen Arten von membranartigen Oberflächendichtungen haben auf das Tragverhalten sowohl im Eigengewichts- als auch im Staulastfall praktisch keinen Einfluß.
- Im Staulastfall tritt bei Oberflächendichtungen überwiegend eine Kompression des Dammkörpers in Richtung normal zur Dichtungsebene auf.
- Die Übertragung der horizontalen Wasserlast in den Untergrund erfolgt überwiegend in der wasserseitigen Hälfte des Stützkörpers zum Teil durch Aufhebung der im Eigengewichtslastfall zur Wasserseite gerichteten Schubspannungen aus dem Erd-
druck.
- Im Staulastfall verringert sich die Materialausnützung in der wasserseitigen Hälfte des Dammes und bleibt in der luftseitigen etwa gleich.
- Die Verformungen der Dichtungsdecke führen an den Anschlüssen am Umfang zu Verdrehungen und Dehnungen und innerhalb der Dichtungsfläche zu Stauchungen.

Kerndichtungen:

- Nur von dünnen Dichtungen (Nr.1 und Nr.2 in Tab. 1) sind infolge der Dichtungsart keine Einflüsse auf das Tragverhalten im Eigengewichtslastfall zu erwarten. Die größte Beeinflussung erfolgt durch die Zementbetondichtung Nr. 5 .
- Bei Asphaltbeton-Kerndichtungen (Nr.3/2 in Tab.1) können plastische Querverformungen der Dichtung sowohl im Lastfall Eigengewicht als auch im Staulastfall auftreten. Hingegen sind bei der Tonbeton-Kerndichtung (Nr.4) keine größeren Querverformungen zu erwarten.
- Zementbeton-Kerndichtungen werden durch die Wandreibung maßgebend belastet. Die Aufbringung von Gleitschichten ermäßigt diese Belastung drastisch, sodaß derartige Dichtungen auch für größte Dammhöhen angewendet werden können. Durch Gleitschichten aus Bitumen an der Wasserseite wird auch eine zusätzliche Dichtungswirkung erzielt.
- Die Verformungen der Kerndichtungen infolge Stau führen generell im Fußbereich zu luftseitigen Krümmungen und Verdrehungen und in der unteren Dammhälfte zu wasserseitigen Krümmungen.
- Die Verformungen des luftseitigen Stützkörpers finden primär als Scherverschiebungen in der unteren Dammhälfte statt, während sich die obere weitgehend als Block mitbewegt. Es bilden sich im luftseitigen Stützkörper konvexe Bewegungsspuren aus, die zu einer Entlastung des Kernes und kernnahen Stützkörpers führen.

- Gegenüber dem Lastfall Eigengewicht wird die Scherbeanspruchung im luftseitigen Stützkörper erhöht und im wasserseitigen ermäßigt, hingegen wird die Materialausnutzung wasserseitig erhöht und luftseitig ermäßigt.
- In der Anschlußfuge am Umfang tritt bei Zementbetonkernen keine Scherverschiebung auf.
- Von Kerndichtungen dürfen infolge ihrer durch die Dammschüttung vorbelasteten Lage und der wasserseitigen Vorlage von Dichtungszonen gute Dichtungseigenschaften und infolge der schützenden Einbettung eine lange Lebensdauer erwartet werden.

Oberflächen- und Kerndichtungen :

- Membranartige Dichtungen jeder Art übertragen lediglich den Wasserdruck auf den luftseitig anschließenden Stützkörper und sind infolge ihrer relativ geringen Masse an der Lastabtragung in den Untergrund praktisch unbeteiligt.
- In engen Tälern nehmen gegenüber weiten die absoluten Verformungen ab, die Verformungskurven infolge Staulast nehmen eine gestrecktere Form an und die Verdrehungen in der Anschlußfuge sowie die Verkrümmungen der Dichtungsfläche sind geringer.

Abschließend darf festgestellt werden, daß die Entwicklung membranartiger Dichtungen noch lange nicht abgeschlossen erscheint und die Anwendung derartiger Dichtungen an Bedeutung gewinnt. Was die einzelnen Arten der Dichtungen betrifft, so konnte mit der Zementbeton-Oberflächendichtung bereits eine Abdichtungshöhe von 150 m überschritten werden [12]; Zementbeton-Kerndichtungen erreichten schon vor 64 Jahren ein $H_o+H_u=94,7$ m [5], wurden jedoch erst in jüngster Zeit weiterentwickelt [1],[2],[3], während Asphaltbeton-Kerndichtungen zur Zeit knapp unter $h_o=100$ m liegen.

Die Funktionstüchtigkeit einer Dichtung wird vor allem durch die auftretenden Verformungen beeinflusst. Es sollten daher ganz allgemein möglichst geringe Verformungen in der Dammschüttung und der Felsüberlagerung auftreten

5. DANK :

Der Verfasser möchte sich bei den Herren Dipl.-Ing.Dr.techn. L.Rammer und Dipl.-Ing.B.Hupfauf für die Mithilfe bei der Erstellung der Studie sowie bei Frau Oberrevident G.Haas-Regnemer für die Ausfertigung des Berichtes verbindlich bedanken.

6. ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Studie über das Verhalten von Staudämmen mit membranartigen Dichtungen wird versucht, die Gemeinsamkeiten und Unterschiede einzelner Dichtungsarten aufzuzeigen. Dabei wird zwischen Lage der Dichtung (wasserseitige Oberfläche, Damminneres, Dammuntergrund) und dem Dichtungsmaterial (Kunststoff, Stahl, Asphaltbeton, Tonbeton, Zementbeton) unterschieden.

Gemeinsam ist das passive Verhalten der Dichtungselemente bei der Abtragung der

Wasserlast in den Untergrund. Es kommt dabei primär zu einer Durchleitung des Wasserdruckes auf den luftseitig anschließenden Stützkörper. Gemeinsam ist auch, daß sich die Materialausnützung im luftseitig anschließenden Stützkörper infolge Staudruck ermäßigt und daß räumliche Wirkungen in engen Tälern stets zu geringeren Verformungen und zu einem gestreckteren Verlauf der Verformungskurven führen.

Die einzelnen Dichtungsarten zeigen jedoch große Unterschiede in der Biegesteifigkeit und in der Steifigkeit des Materials. Während eine große Biegesteifigkeit die Anpassungsfähigkeit an die Dammverformungen herabsetzt, führt eine große Steifigkeit bei Kerndichtungen aus Zementbeton zu großen Wandreibungsbelastungen im Eigengewichtszustand. Dies war der Anlaß zur Entwicklung von Gleitschichten aus Bitumen. Oberflächendichtungen führen im Stauastfall primär zu einer Zusammendrückung des Stützkörpers zwischen Dichtung und Untergrund. Kerndichtungen bewirken hingegen eine Scherverschiebung in der unteren Dammhälfte, während die obere Hälfte sich im wesentlichen als Block mitbewegt.

Abschließend wird festgestellt, daß die Entwicklung membranartiger Dichtungen noch lange nicht abgeschlossen erscheint und die Anwendung derartiger Dichtungen an Bedeutung gewinnt.

7. LITERATUR :

- 1 Schober, W.: Concrete Core diaphragm walls for high embankment dams. R.12, Q 55, ICOLD, Rio de Janeiro, 1983.
- 2 Schober, W., Henzinger, H.: Membranartige Betonkerndichtungen für hohe Staudämme. Heft VI der Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur der Universität Innsbruck (BFG), 1984.
- 3 Schober, W., Lercher, H.: The concrete core diaphragm wall of the embankment dam Bockhartsee: Monitoring and interpretation. R 66, Q 56, ICOLD Lausanne, 1985.
- 4 Penman, A.D.M.: Materials and construction methods for embankment dams and cofferdams. G.R.- Q 55, ICOLD Rio de Janeiro, 1982.
- 5 Sherard, J.L. et al.: Earth- and earth rock dams. John Wiley and Sons, New York, 1963.
- 6 STRABAG Bau-AG : Asphalt-Wasserbau; Arbeiten aus den Jahren 1973-78. Schriftenreihe 10, Folge 1.
- 7 Croce, A., Docetta, M.: Behaviour of an earth dam founded on a deep formation of fluvio-glacial soils. R 32, Q 37, ICOLD Montreal, 1970.
- 8 Électricité de France : Aménagement de Grand'Maison. Prospectus 1979.
- 9 Kiessling, H. et al.: General paper - embankment dams in Austria. G.P. 4, ICOLD Mexico, 1976.
- 10 Pircher, W., Schwab, H.: Austria's Finstertal rockfill dam. Water Power and Dam Construction, 1980.
- 11 Beier, H., Fist, F.: Trench diaphragms as sealing elements in earth dams. R 13, Q 55, ICOLD Rio de Janeiro, 1982.
- 12 Pinto, S.: Design and performance of Foz do Areia concrete membrane as related to basalt properties. R 51, Q 55, ICOLD Rio de Janeiro, 1982.
- 13 Dreville, F. et al.: Diaphragme en béton moulé pour l'étanchéité des fondations du barrage Manicouagan 3. R 24, Q 37,, ICOLD Montreal, 1970.
- 14 Lackinger, B.: Das Tragverhalten von Staudämmen mit membranartigen Dichtungen, Heft 4 der Mitteilungen des BFG, 1980.

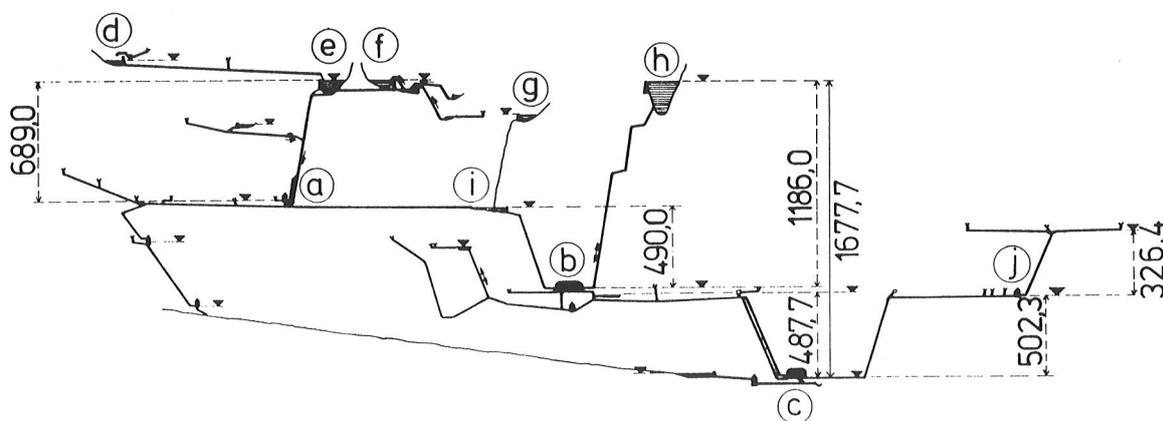
- 15 Rammer, L.: Wirklichkeitsnahe Ermittlung von Spannungs- und Verformungszuständen von Staudämmen mit membranartigen Dichtungen unter Berücksichtigung räumlicher Tragwirkungen. Heft 8 der Mitteilungen des BFG, 1987.
- 16 Imaizumi, H., Sardinha, A.: A study of deformations in concrete faced rockfill dams. ASCE publication No. 1052.
- 17 Fumagalli, E. et al.: Laboratory tests on materials and static models for rockfill dams. R 32, Q 36, ICOLD Montreal, 1970.
- 18 Pircher, W.: Behaviour of an asphaltic concrete core wall. Speaker 22 to Q 55, ICOLD Rio de Janeiro, 1982.
- 19 Concrete face in rockfill dams. ASCE, Publication No. 1052.
- 20 Wellacher, H., Tschernutter, P.: Repair of a high-altitude rockfill dam with an upstream asphalt concrete membrane. R 40, Q 59, ICOLD Lausanne, 1985.
- 21 Schwab, H.: Der 149 m hohe Staudamm Finstertal der Tiroler Wasserkraftwerke AG; eine wissenschaftliche Analyse des Tragverhaltens. Dissertation am BFG, 1984.
- 22 Osselmann, C.R.: Meßergebnisse am Staudamm der Dhünntalsperre. Die Wasserwirtschaft, 60. Jg., Heft 6, 1970.
- 23 Schober, W. et al.: Der Staudamm Bockhartsee; Bauerfahrungen und Auswertung der Kontrollmessungen. Heft 9 der Mitteilungen des BFG, 1987.
- 24 Kovari, K., Amstad, Ch.: A new method of measuring deformations in diaphragm walls and piles. Géotechnique, Vol. XXXII, No. 4, 1982.

ERFAHRUNGEN MIT ASPHALTOBERFLÄCHENDICHTUNGEN AN SCHÜTTDÄMMEN DER KRAFTWERKSGRUPPE FRAGANT

Dipl.-Ing.Dr.techn. P. Tschernutter
Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft

1. ALLGEMEINES

Die Kärntner Elektrizitäts-AG. versorgt das südlichste Bundesland Österreichs mit elektrischer Energie. Sie verfügt neben Beteiligungen an kalorischen Anlagen und Flußkraftwerken auch über mehrere eigene Wasserkraftwerke. Das größte - die Kraftwerksgruppe Fragant - nutzt über mehrere Stufen die Abflüsse der Hohen Tauern. Die einzelnen Kraftwerksstufen und Speicher wurden in verschiedenen Bauetappen entsprechend den energiepolitischen Erfordernissen einer Versorgungsgesellschaft errichtet. Die Hauptspeicher Zirmsee, Großsee, Hochwurten und Oschniksee werden als Jahresspeicher mit Pumpwasser aus tieferen Horizonten und Abflüssen aus dem eigenen Einzugsgebiet gefüllt. Im derzeitigen Ausbauzustand verfügt die Kraftwerksgruppe Fragant über eine Engpaßleistung von 323 MW, ein Regelarbeitsvermögen von 513 GWh und umfaßt insgesamt fünf Stufen mit fünf Hauptspeichern und mehreren kleinen Sperren bzw. Ausgleichsbecken.



Höhenübersicht

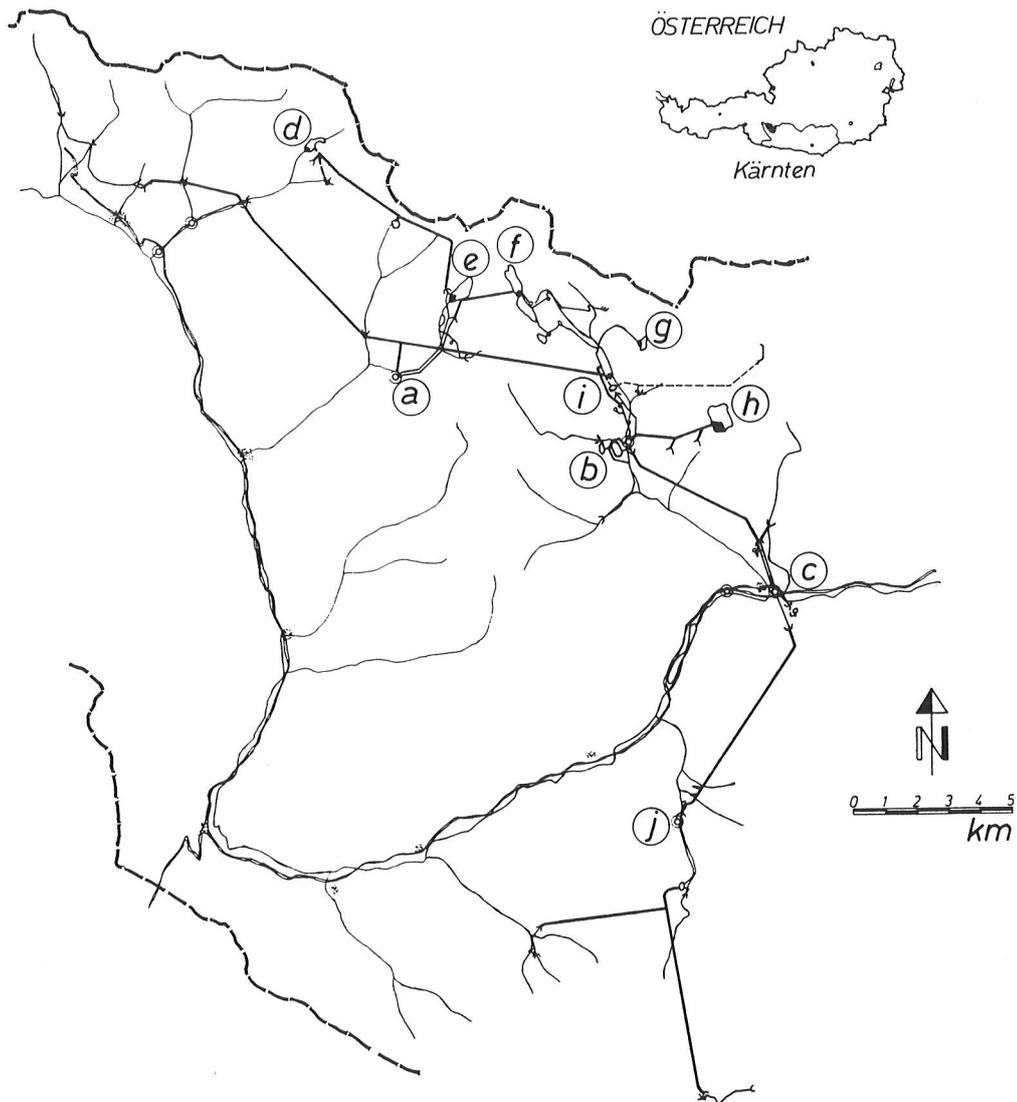


Abbildung 1
Kraftwerksgruppe Fragant

Legende:

- | | | | |
|---|--------------------------------------|---|---------------------------------------|
| - | Beileitungen, Triebwasserwege | g | Feldseedamm
Stauziel 2.217,0 m |
| T | Wasserfassungen | h | Oschenikseedamm
Stauziel 2.319,0 m |
| a | Krafthaus Zirknitz | i | Wurtenalmdamm
Stauziel 1.695,0 m |
| b | Krafthaus Innerfragant | j | Krafthaus Wölla |
| c | Krafthaus Außerfragant | | |
| d | Zirmseedamm
Stauziel 2.529,5 m | | |
| e | Großseedamm
Stauziel 2.417,0 m | | |
| f | Hochwurtendamm
Stauziel 2.417,0 m | | |

Die ersten kleineren Dämme wurden Ende der 60-er Jahre errichtet, die Hauptsperren in verschiedenen Ausbaustufen Anfang der 70-er Jahre begonnen. In den Alpinregionen konnte kein natürliches Dichtungsmaterial gefunden werden, sodaß innenliegende Dichtkerne ausschieden. Weiters beeinflusste das Stufenausbaukonzept der Hauptsperren und die saisonal kurze Bauzeit (etwa 5 Monate) die Wahl der Dichtung zugunsten einer Oberflächenmembrane. Dem damaligen Stand der Technik entsprechend wurden bei den ersten Ausgleichsbecken noch zweilagige Dichtungen auf einer Binderschichte ausgeführt, bei den Hauptspeichern zu Beginn der 70-er Jahre jedoch schon einlagige Dichtungen gewählt.

2. EINLAGIGE ASPHALTOBERFLÄCHENDICHTUNGEN

Den Stützkörper der Dämme Zirmsee, Oscheniksee und Großsee bildet größtenteils der örtlich vorhandene und steinbruchmäßig gewonnene Zentralgneis hoher Festigkeit. In kleinerem Ausmaß wurde auch Moränenmaterial und Kies (Hochwurten, Wurtenalm) geschüttet. Am Beispiel des Zirmseedammes (Abb. 2) sei die prinzipielle Konstruktion der Hauptsperren dargestellt, welche, abgesehen von Details, verschiedenen Ausbaustufen, Zeitprogrammen sowie Schüttmaterialzonen bei allen übrigen Dämmen gleich ist.

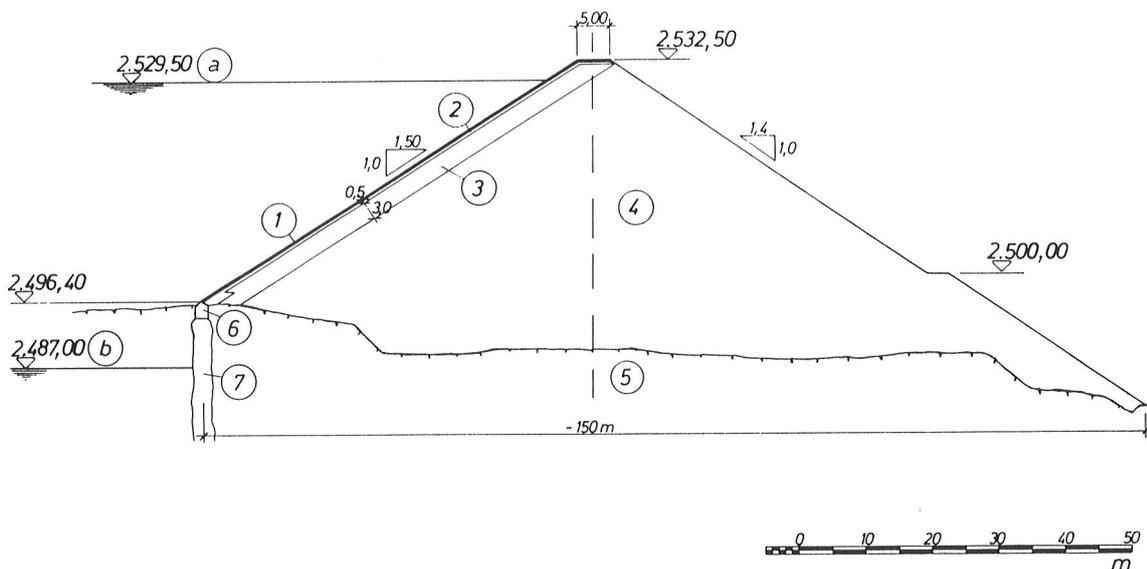


Abbildung 2

Zirmseedamm - Hauptschnitt

- | | |
|------------------------------|-----------------------|
| a Stauziel 2.529,5 m | 3 Übergangszone |
| b Absenkziel 2.487,0 m | 4 Steinbruchmaterial |
| 1 Asphaltoberflächendichtung | 5 Gründungsfels |
| 2 Filter | 6 Herdmauer |
| | 7 Zementdichtschleier |

Die einlagigen Asphaltoberflächendichtungen bestehen mit einer Ausnahme aus einer etwa 8 - 10 cm starken Binderlage mit 25 mm Größtkorn, einem Hohlraumgehalt von 10 bis 15% und der darüberliegenden eigentlichen Dichtung mit 7 bis 12 cm Stärke. Das Größtkorn der Dichtlage wurde mit 10 bzw. 12,5 mm gewählt, der maximal zulässige Hohlraumgehalt betrug 3%. An einer Sperre (Zirmseedamm) wurde die Binderlage um 5 cm Profilieranteil verstärkt und im Mittel 13 cm bzw. mindestens 8 cm stark eingebaut.

Bei den ersten Asphaltdichtungen kamen darüberhinaus weichere Bitumensorten um B80/ B 100 zur Anwendung, in letzter Zeit eher härtere (B 65/B 70).

In Tabelle 1 sind alle wesentlichen Daten der Sperren mit einlagigen Asphaltoberflächendichtungen angegeben.

Die Oberflächendichtungen schließen an die Betonherdmauern über einen verstärkten Asphaltkeil und eine Gleitfuge aus dauerplastischem Kitt an. Typische Anschlußdetails sind in Abbildung 3 dargestellt.

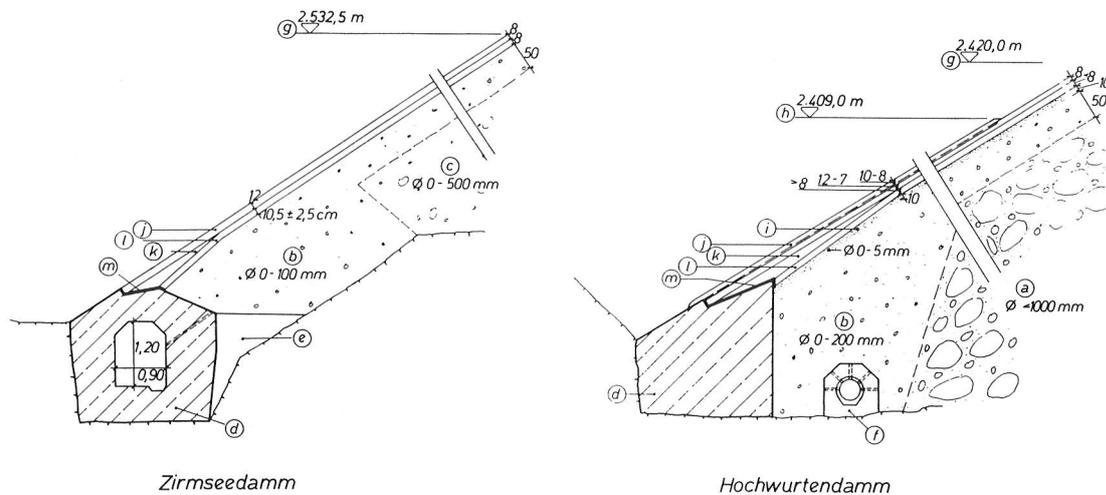


Abbildung 3

Herdmaueranschluß - Detail

- | | |
|---|----------------------|
| a Steinbruchmaterial
Durchmesser < 1,0 m | g Dammkrone |
| b Filter | h Seehöhe |
| c Übergangszone
Durchmesser < 0,5 m | i Ausgleichsschicht |
| d Betonherdmauer | j Asphaltdichtung |
| e Magerbetonhinterfüllung | k Asphaltverstärkung |
| f Drainagerohr aus Beton | l Binder |
| | m Gleitfuge |

Damm	Dammhöhe (m)	Schüttvolumen (Mio.m ³)	Speicherinhalt (10 ⁶ m ³)	Stauziel (m ü.A.)	Schüttmaterial	wasserseitige Böschung	Asphalt-dichtung Dicke (cm) Fläche (m ²)	Bindelage Dicke (cm)	Bitumen-sorte	Misch-anlage vor Ort	Filter Dicke (cm) Sieb-linie (mm)
Wurtenalm 1971	42	0,3	2,6	1695	Moräne Kies Fels	1:1,7	9 cm 13.000 m ²	8 - 10	B80/100	ja	50 cm 0-200mm ø 5mm 8%
Feldsee 1.Ausb. 1970 2.Ausb. 1981	13 17	0,03 0,07	1,1 1,6	2213 2217	Moräne	1:1,7	7 cm Handeinb. 7 cm 7.700 m ²	6	B80/100 B65/70	nein	50 cm 0-200mm m.Fein- ausgl.
Hochwurten 1.Ausb. 1974 2.Ausb. 1980	43 55	0,3 0,6	7,6 13	2405 2417	Kies Sand Moräne Fels	1:1,65	11-7 cm 8 cm 15.000 m ²	8	B80/100 B65/70	nein	50 cm 0-200mm m.Fein- ausgl.
Großsee 1.Ausb. 1974 2.Ausb. 1980	45 57	0,4 0,7	10 14	2405 2417	Fels	1:1,5	11-7 cm 8 cm 26.000 m ²	8	B80/100 B 65/70	nein	50 cm 0-200mm m.Fein- ausgl.
Oscheniksee 1.- 3. Ausbau Endausbau	65 81	1,0 2,35	25 33	2375 2391	Moräne Fels	1:1,5	11-8cm 7 cm 45.000 m ²	8 - 10	B 80 B65/70	nein	50 cm 0-200mm m.Fein- ausgl.
Zirmsee 1983	44	0,55	8,7	2.529,5	Fels	1:1,5	12-8cm 14.000 m ²	13	B65/70	nein	50 cm 0-100mm o.Fein- ausgl.

Tabelle 1: Dammsperren mit einlagigen Asphaltberflächendichtungen

2.1. Schäden und Sanierungen bei einlagigen Asphaltoberflächendichtungen:

In den letzten Jahren wurden alle Asphaltoberflächendichtungen einer intensiven Kontrolle unterzogen und dabei eine Reihe von verschiedenartigen Schäden festgestellt, welche zum Teil lokal saniert werden konnten. An drei Dämmen (Großsee, Hochwurten und Feldsee) entschloß man sich, Teile oder die gesamte Dichtung durch eine neue zusätzliche Lage generell zu sanieren.

2.1.1 Lokale Schäden und deren Sanierung:

- 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 (Bild 1).

Bei größeren Schäden wurde ein ca. 70 - 100 cm breiter Streifen bis zum Betonauflager der Herdmauer bzw. bis zum Filter herausgenommen, eine neue Kittgleitfuge ausgeführt, vorgespitzt, die Ränder vorgewärmt und lagenweise neues Dichtmaterial eingebracht. Um Längskräfte in der Decke besser übertragen zu können, wurde zusätzlich ein Trägervlies (Structofors) eingelegt (Bild 2).



Bild 1
Risse entlang einer
Betonherdmauer

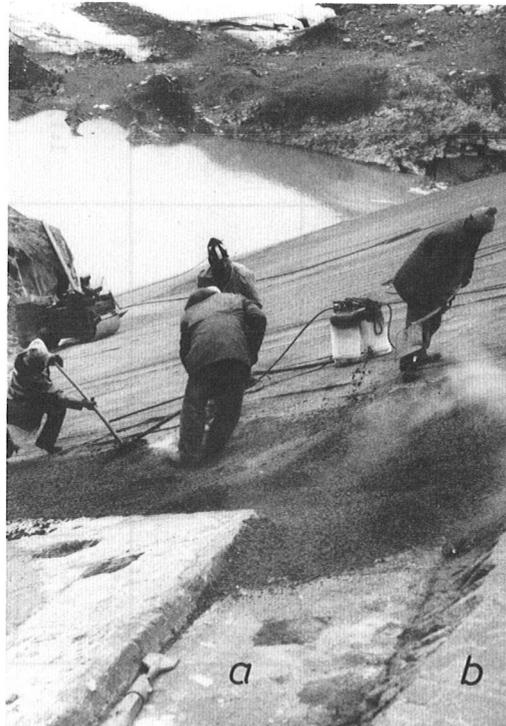


Bild 2
Reparatur des Risses
a Betonherdmauer
b Alte Asphaltdeckung
c Neue Asphaltdeckung



Bild 3

Walzrisse

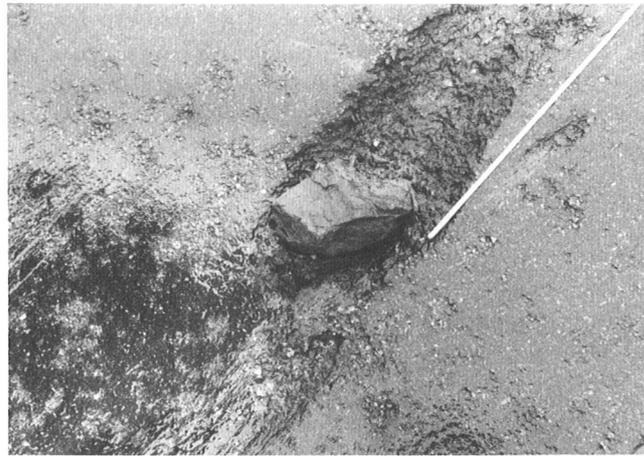


Bild 4

Riefen durch Steine

- Ein weiteres Problem stellen beim Einbau entstehende Walzrisse dar, die sich langfristig vergrößern und deren Ränder ausbrechen. An älteren Decken wurden Rißtiefen bis 5 cm festgestellt (Bild 3).
- Mechanische Beschädigungen traten in Form von Riefen durch kombinierte Wirkung von Steinen und Eisschollen auf. Dieses Problem war bei einigen hochgelegenen Speichern über 2.200 m Seehöhe und verstärkt beim Speicher Hochwurten durch Gletscherabbrüche in den Stauraum sowie Eistrift zur Asphaltoberflächendichtung des Dammes gegeben (Bild 4).

Die Steine gelangten zum Teil auch während der einzelnen Ausbaustufen der Dämme auf die Dichtung oder mit Lawinen auf die Eisdecke und über Eisschollen zum Damm. Durch das Abgleiten der Eisschollen auf der Oberflächendichtung haben diese Steine Einkerbungen bis zu mehreren Zentimetern Tiefe verursacht. Diese Riefen dürften an einigen Stellen Ursache von Dichtungsbrüchen gewesen sein.

- Einsenkmulden im Asphalt. Solche Schäden traten an zwei Dämmen auf, wobei grundsätzlich mindestens zwei Ursachen möglich sind (Bild 5). Die eine Ursache waren Probleme im Unterbau, d.h. entweder zu geringe Überdeckung der Grobschüttung mit Filtermaterial und/oder mangelhafte Verdichtung. Als zweite Ursache wurde an einigen Stellen schadhafte und poröser, somit durchlässiger Dichtbelag vorgefunden. Die Wasserdurchtritte hatten eine Erosion der darunterliegenden nicht optimalen Feinausgleichsschichte und des Filters und damit ein Nachgeben der Schüttung bzw. Bettung zur Folge. Bei neueren Dammkonstruktionen (Zirmsee) wurde der Filter besser abgestuft und eine Übergangszone zum Stützkörper mit kleinerem Größtkorn und halber Schütthöhe vorgesehen. Die Feinausgleichsschichte fiel zugunsten eines Profilieranteiles mit Bindermaterial weg.

- Horizontale oder nahezu horizontale Zugrisse (Bild 6). An mehreren Stellen sind zunächst unerklärliche Zugrisse aufgetreten, die sich bis zu mehreren Zentimetern geöffnet haben. Genauere Untersuchungen ergaben in den meisten Fällen einen mangelhaften Verbund zwischen der Binderlage und der Dichtung, sodaß es zufolge von Abtriebskräften auf die Dichtung zu lokalen Überbeanspruchungen und Zugrisse kam. Die Sanierung dieser Schäden erfolgte durch Entnahme des schadhaften Dichtungsteiles, sorgfältiges Reinigen sowie Vorspritzen des Binders und neuerliches Einbringen von Dichtungsmischgut. Die Ränder und Anschlüsse wurden vorgespitzt, vorgewärmt und verschweißt.



Bild 5

Einsenkmulden in der Dichtung

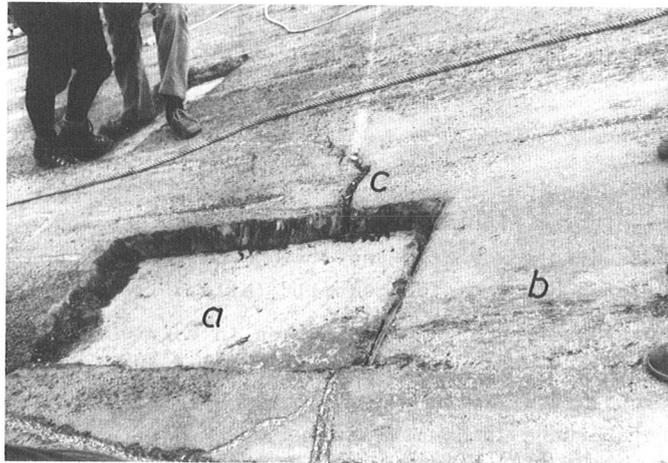


Bild 6

Zugrisse in der Asphaltabdichtung

a Binder

b Dichtungslage

c Riß

- Risse von der Dammkrone ausgehend (Bild 7). Diese Schäden traten vermehrt in den letzten Jahren auf. Sie wurden einerseits durch Alterung der nicht oder nur selten eingestauten Dichtflächen und andererseits durch die häufigen und raschen Temperaturwechsel im Winter verursacht. Im Winter 1984/85, der in großen Höhenlagen durch geringe oder keine Schneeüberdeckung gemeinsam mit sehr tiefen Temperaturen (-20° bis -30°C) gekennzeichnet war, kam es zu einem sprunghaften Anstieg dieser Schäden. Die Schrumpfrisse traten meist in Falllinie in Abständen von 10 bis 12 m und maximalen Längen bis 25 m auf.

Typisch, daß sowohl Dicht- als auch Binderschichte vollkommen durchtrennt wurden. Da der Asphalt bei Beanspruchung durch sehr tiefe Temperaturen offenbar nicht genug verformbar ist, suchte die Kelag nach einer Sanierungsart, die temperaturbedingtes Schrumpfen besser überbrücken kann.

Eine Vielzahl von Sanierungsversuchen mit verschiedensten Materialien, insbesondere Kitten und ähnlich gut verformbaren Stoffen, welche in eine mehrere cm breit ausgefräste Nut eingebracht wurden, zeigten keine positiven Ergebnisse. In den meisten Fällen versagte die Verbindung mit dem Asphalt.

Bei einer anderen Sanierungsart wurde über den Rissen in zwei Lagen "Kemperol" entsprechend Abbildung 4 aufgebracht, wobei die Ausbildung der Freispiel- oder Dehnstrecken zur Übertragung der zu erwartenden Verformung besonders wichtig war. Die Breite der Dehnstrecke wurde auf mögliche Temperaturen von -35°C , also 6 - 10 cm, ausgelegt (Bild 8).



Bild 7
Risse in Falllinie
von Dammkrone ausgehend
a Dammkrone
b Böschungsneigung

Bild 8
Überbrückung der Risse
mit der Kemperol-Methode

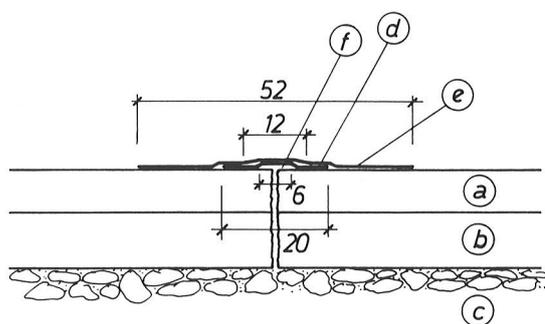


Abbildung 4
Überbrückung von Rissen mit der Kemperol-Methode
a Dichtlage
b Binder
c Filter
d 1. Kemperollage
e 2. Kemperollage
f Freispielstrecke

Beim "Kemperol-System" handelt es sich um eine etwa 2 - 3 mm starke Elastomerbeschichtung aus Polyesterharz, die durch ein 1 - 1,5 mm starkes Diolenvlies verstärkt ist. Für diese Art der Sanierung von Vertikalrissen liegen Erfahrungen über mehrere Jahre vor, die - abgesehen von kleineren Nacharbeiten - durchaus positive Ergebnisse zeigten. Im Gegensatz zur ursprünglich gewählten Methode, durch Erhitzen und Nachverdichten des Asphalttes die Schadstellen zu schließen, hat die Elastomerbeschichtung mit Freispiel den Vorteil, daß sie bei tieferen Temperaturen eine größere Verformbarkeit als der Asphalt hat und das Bewegungsspiel der Risse zuläßt.

Bei der Sperre Großsee wurde versuchsweise eine noch nicht gerissene Fläche mit Trennschnitten in Abständen von etwa 12 m versehen und mit Kemperol-Streifen abgedeckt. Diese Maßnahme wurde bis etwa 3 m unter Stauziel ausgeführt und es wird derzeit beobachtet, ob die Sollbruchstellen in der Lage sind, die Verformungen bei tiefen Temperaturen aufzunehmen.

- Risse entlang der Dammkrone (Bild 9). Diese Risse, die stellenweise eine Breite von mehreren Zentimetern erreichten, hatten ihre Ursache in Ausführungsschwierigkeiten, Setzungen, tiefen Temperaturen und lokalen Kriecherscheinungen des Asphalttes in der Falllinie der Dammböschung. Zur Sanierung wurde ein etwa 30 cm breiter Streifen entnommen, neues Material in zwei Lagen wieder eingebaut, an den alten Asphalt angebunden und anschließend ein mindestens 8 cm tiefer Trennschnitt als Bewegungsfuge ausgeführt. Die Fuge wird von Zeit zu Zeit mit einem Spezialmaterial vergossen.



Bild 9

Risse entlang der Dammkrone



Bild 10

Zerstörte Bitumenmastixschichte

- Zerstörte Mastix- bzw. Schutzüberzüge (Bild 10). Die teils in Bereichen mit starken Wasserspiegelschwankungen zum Oberflächenverschluß und zur Verhinderung der vorzeitigen Alterung durch UV-Einstrahlung aufgetragenen Überzüge verschiedenster Zusammensetzung brechen bereits nach wenigen Jahren elefantenhautähnlich auf. Solche zerstörten Beläge erschweren die laufende Dichtungskontrolle und auch eventuell erforderliche Sanierungsmaßnahmen. Sie haben sich im Hochgebirge bei Speichern mit starken Spiegelschwankungen nicht bewährt. In letzter Zeit wurden sowohl Material als auch Einbringungsart von Mastixüberzügen durch die Bauindustrie geändert und verbessert. Dazu liegen bei der Kelag noch keine Erfahrungen vor.

2.1.2. Generelle Sanierung:

Die Generalsanierung eines Teiles der Dichtung des Großseedammes wurde erforderlich, weil an mehreren Stellen die Dichtung gebrochen war bzw. Einsenkmulden auftraten, sowie die Herdmaueranschlüsse teilweise schlecht und Bereiche eines großflächigen händischen Einbaues porös und durchlässig waren.

Am ebenfalls sanierten Hochwurtendamm waren Herdmaueranschlußschäden, starke Riefen durch Eis-Stein-Wirkung, einige Einsenkmulden und sonstige Risse aufgetreten. Am Großseedamm wurden etwa 63% der Gesamtdichtung mit einem neuen Dichtbelag versehen, am Hochwurtendamm waren es 75%.

Um einen möglichst gleichmäßigen Anschluß und eine gute Verbindung der neuen Asphaltlage mit der alten zu gewährleisten, mußte zunächst die bestehende Oberfläche im Kaltverfahren 1 - 2 cm abgefräst werden. Anschließend wurde die gesamte Decke mit Preßluft gereinigt, mit Bitumen vorgespitzt und sodann die neue Decke (im Mittel 7 - 8 cm stark) durch Fertiger aufgebracht (Bild 11).

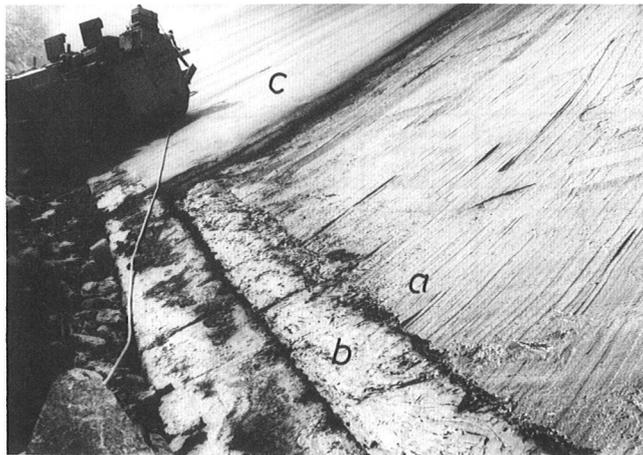


Bild 11

Generelle Sanierung der Asphaltoberflächendichtung

- a Abgefräste und vorgespitzte alte Asphaltdeckung
- b Herdmauer mit Gleitfuge
- c Zweite neue Asphaltdeckung

Der Einbau von Asphalt dichtungsbelägen im Hochgebirge ist grundsätzlich eine sehr anspruchsvolle und heikle Arbeit, da neben geforderter absoluter Trockenheit der Unterlage meist nur sehr kurze Bauermine (aus Speicherbewirtschaftungsgründen, erschwerter Zugängigkeit im Frühjahr zufolge hoher Schneelage bzw. Eisschollenbildung an der Dammoberfläche) zur Verfügung stehen. Dazu kommen in der Regel Transportprobleme, die im Zusammenhang mit sich rasch ändernden Witterungsverhältnissen eine zusätzliche Erschwernis bedeuten. Eine Mischanlage an der Baustelle könnte viele Probleme mindern, wurden aber in letzter Zeit oft auch aus Kostengründen nicht vorgesehen.

In den ersten Betriebsjahren nach der Generalsanierung wurden an der zweiten neuen Asphalt dichtlage einige Blasen festgestellt, die zwar kein größeres Ausmaß annahmen, aber doch eine gewisse Nacharbeit erforderten. Als Ursache dafür ist einerseits die unmittelbare Ausführung zweier Dichtlagen aufeinander anzusehen und andererseits sind kleine Kanülen in der oberen Dichtschichte, die ein Eindringen von Wasser in den Asphalt ermöglichen, nicht zu verhindern. Für die Entstehung solcher Kanülen ist eine Hauptursache die gewählte Rezeptur im Grenzbereich, eine andere die langen Transportwege (oft mehr als 2 Stunden) zwischen Mischanlage und Fertiger einbau. Die Möglichkeit, eine Drainageschichte zwischen der alten und der neuen Dichtlage vorzusehen, welche diese Probleme vermutlich ausschalten könnte, hätte wegen Entwässerungs- und Anschlußschwierigkeiten eine völlige Umgestaltung der Herdmauer erfordert.

Am Feldseedamm wurde im Zuge der Erhöhung der Sperre auf die 1970 größtenteils händisch eingebaute teilweise poröse und durchlässige Dichtung des Erstausbaues eine zweite 7 cm starke Dichtlage mit Fertiger aufgebracht.

Damm	Maximale Spiegel-schwankungen (m)	Speicher-inhalt (1000 m3)	Stauziel m ü.A.	wasser-seitige Böschungs-neigung	Asphalt-dichtung Dicke (cm) Fläche (m2)	Binder-lage Dicke (cm)	Bitumen-sorte	Mischan-lage vor Ort	Filterdicke (cm) Sieblinie (mm)
Innerfragant 1966	8	175	1201	1:1,75 1:2	2 x 4 cm 15.000 m2	6	B80/100	ja	35-40 cm 0-70 mm 1 cm Sta-bilisie-rung
Haselstein 1967	12,5	43	1470,5	1:1,5	2 x 4 cm 9.000 m2	6	B80/100	ja	35 cm 0-70 mm 1 cm Sta-bilisie-rung

Tabelle 2

Zweilagige Asphalt dichtungen an
Ausgleichs- und Pumpbecken

3. ZWEILAGIGE ASPHALTOBERFLÄCHENDICHTUNGEN

Die in den Jahren 1966 bzw. 1967 fertiggestellten zweilagigen Dichtungen der Ausgleichs- bzw. Pumpbecken Innerfragant und Haselstein haben auf den Böschungen eine Stärke von mind. 2 x 4 cm. Die Dichtlagen wurden auf einer 6 cm starken Binder-schichte aufgebracht. Auf der Beckensohle Innerfragant kam eine einlagige Dichtung in einer Stärke von 7 cm zur Ausführung.

Die Mischanlage stand damals vor Ort, der Einbau erfolgte mit Fertiger. Für die Dichtungen wurde Bitumen mit einer Penetration 80/10 mm bis 100/10 mm - also der Güte B 80/100 - verwendet, der Bitumenanteil lag bei 7,7 - 8,5 %, das Größtkorn bei 10 bzw. 12 mm. Beim Becken Innerfragant wurden insgesamt etwa 15.000 m² Dichtung ausgeführt, beim Becken Haselstein etwa 9.000 m².

3.1. Schäden und Sanierung zweilagiger Asphaltoberflächendichtungen

Bereits in den ersten Betriebsjahren sind an den Dichtungen Schäden aufgetreten, die in kürzeren Zeitabständen Reparaturen erforderlich machten.

- Blasen, welche lokal zur vollkommenen Zerstörung der oberen und einem starken Angriff der unteren Lage führten (Bild 12). Diese Erscheinung, die sowohl mit Dampfdruckwirkung zwischen den Dichtlagen, als auch mit Frost-Tau-Wechseln erklärt wird, führte langfristig zu immer wiederkehrenden Reparaturarbeiten, die in der Regel nur einige Jahre Bestand hatten. An aufgebohrten Blasen konnte teils auch in der unteren Lage eine fortschreitende Zerstörung durch Auffrieren und Erosion festgestellt werden. In manchen Fällen zeigte sich, daß die Zerstörung an der 4 - 5 cm starken unteren Dichtlage nahezu die gesamte Schichtdicke umfaßte (Bild 13).



Bild 12

Blasen in der 2. Dichtlage

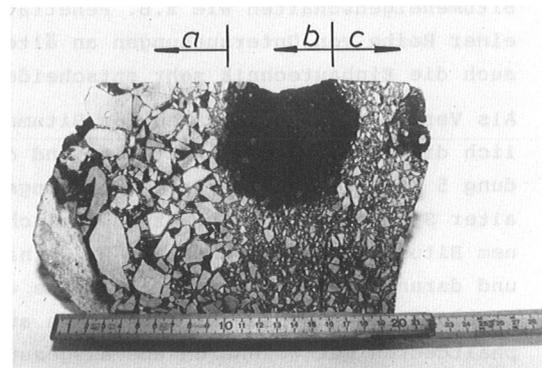


Bild 13

Bohrkerne durch eine Blase
a Binder b 1. Dichtlage
c 2. Dichtlage

Zur lokalen Sanierung wurde die obere Dichtlage ausgeschrämt, gereinigt, die Ränder erwärmt, vorgespitzt und neues Dichtungsmischgut eingebracht. Besonders zu erwähnen wäre, daß an solchen Schadstellen zeitverzögert in Falllinie immer neue Blasen auftraten, da vermutlich als Folge des Primärschadens zwischen den beiden

Dichtlagen bereits Feuchtigkeitswege entstehen, die zur weiteren Blasen führten. Eine Sanierung von Blasen durch Erwärmen und Poschen hat sich langfristig nicht bewährt. In ein bis zwei Jahren traten an den so sanierten Schadstellen neue Blasen auf. Seit drei Jahren laufen Versuche, die Blasen nicht mehr örtlich zu sanieren, sondern mit einer Elastomerbeschichtung (Kemperol) zu überdecken, um so ein Eindringen von Feuchtigkeit durch die obere Dichtlage zu verhindern. Als Langzeitlösung dürfte sich diese Technik jedoch nicht bewähren, da die ursprünglichen Blasen auch unter der Überdeckung weiter arbeiten und zu lokalen Ablösungen der Folie führen.

- Abgleitungen und Kriechen der obersten Dichtlage. Durch Aufbringen einer relativ dünnen zweiten Lage und Abwalzen der ersten Dichtlage unter Verwendung von Diesel auf der Walze traten teilweise größere Stellen mit schlechtem Verbund auf. Diese Bereiche sind zum Teil vollkommen abgeglitten und aufgebrochen. An den Schadstellen wurde nach gründlicher Reinigung und Vorspritzen der Unterlage eine neue Dichtlage aufgebaut.

3.2. Generalsanierung

An den zweilagigen Asphaltoberflächendichtungen des Beckens Haselstein wird in nächster Zeit eine Generalsanierung durch Abfräsen der alten zweilagigen und Aufbringen einer neuen einlagigen Dichtung (mind. 7 cm stark) erforderlich. Das Ausgleichsbecken Innerfragant wurde 1988 generell saniert.

4. ALTERUNG UND VERSPRÖDUNG VON ASPHALTDICHTUNGEN

Als wesentlichste Einflußfaktoren auf Alterung und Versprödung können die Wirkung des Luftsauerstoff bzw. des im Wasser gebundenen Sauerstoff, die Misch- bzw. Einbautemperaturen, der Bitumengehalt, die Ermüdung des Bitumens durch mechanische bzw. thermische Beanspruchung bei tiefen Temperaturen, die UV-Strahlung und die Bitumeneigenschaften wie z.B. Penetration, Paraffingehalt etc. erwähnt werden. Aus einer Reihe von Untersuchungen an älteren Asphaltdecken der Kelag geht hervor, daß auch die Einbautechnik sehr entscheidend für die Alterung und Versprödung ist.

Als Versprödungsindikatoren für Bitumen und somit Asphaltdeckung gelten hauptsächlich die Abnahme der Penetration und die Zunahme des Erweichungspunktes. In Abbildung 5 ist der relativ große Streubereich von Versuchsergebnissen verschieden alter Sperren angegeben. Grundsätzlich kann dabei festgestellt werden, daß aus einem Bitumen der Güte B 65 bis B 70 (nach dem Einbau) etwa ein Bitumen der Güte B40 und darunter entsteht, d.h. daß eine wesentliche Verschlechterung der für die Lebensdauer maßgebenden Eigenschaften auftritt. Es sei erwähnt, daß die ersten Asphaltdecken mit weicheren und ausgesuchteren Rohbitumensorten (etwa B 80/100), niederen Einbautemperaturen und Mischanlagen vor Ort ausgeführt wurden und somit der derzeitige Zustand dieser Dichtungen eher den Verformbarkeitsanforderungen entspricht. In Abbildung 5 wurden auch Ergebnisse neuerer Dichtungen (Zirmseedamm 1982 bzw. 1983) berücksichtigt, um damit zu zeigen, daß an älteren Dichtungen (Hochwurtten und Großsee 1974 oder Wurtenalm 1971) die Penetration innerhalb verschiedener Zeiträume in derselben Größenordnung liegt. Für den Zirmseedamm betrug bei einem Rohbitumen B 80 die Penetration im Mittel 75,5/10 mm, der Erweichungspunkt lag bei 46°C. Die Penetration ist durch den Mischvorgang und den Einbau auf etwa 34/10 bis 47/10 mm zurückgegangen, der Erweichungspunkt auf etwa 50 - 56° angestiegen. Das bedeutet, daß durch Verarbeitung, Transport und Einbau ein Absinken der Güteeigenschaften auf etwa B 40 eingetreten ist. Dies stellt eine ungewünschte hohe Verhärtung des Bitumens und somit der Asphaltdecke dar.

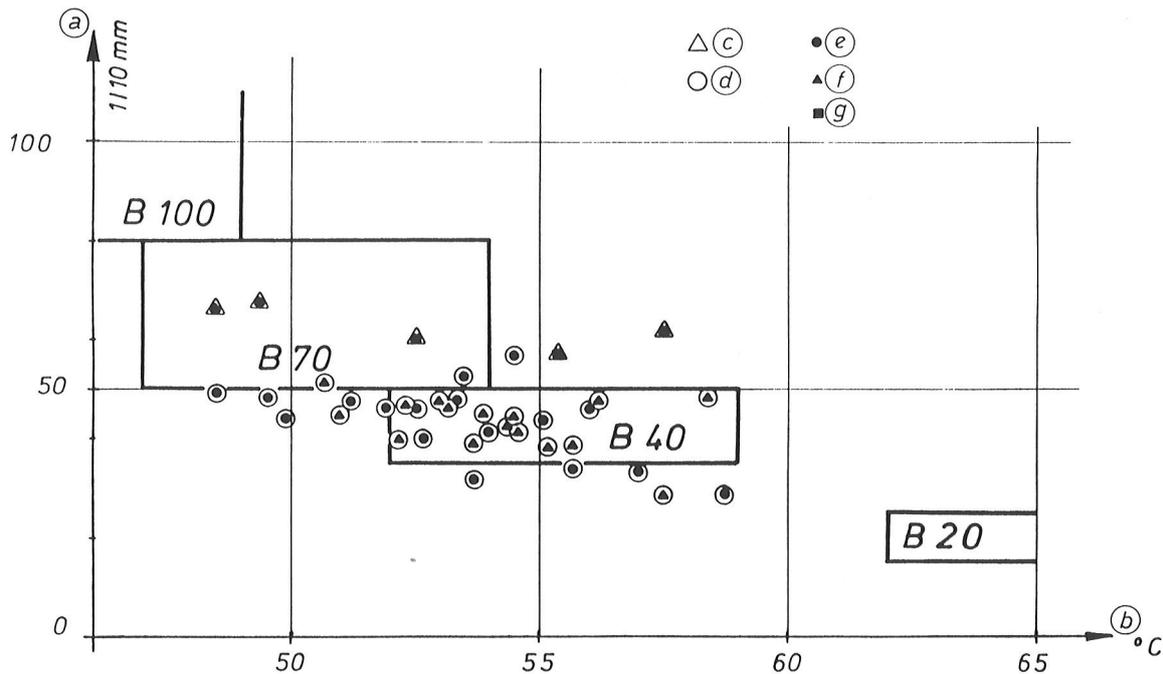


Abbildung 5

Ergebnisse der Alterungsuntersuchungen

a Penetration	e 3 Jahre nach Einbau
b Erweichungspunkt	f 3-10 Jahre nach Einbau
c Ausgangsbitumen B 80/100	g 10-18 Jahre nach Einbau
d Ausgangsbitumen B 65/70	

Der Auswahl der Bitumensorte sowie dem Standplatz der Mischanlage und der Mischtemperatur ist daher besonderes Augenmerk zuzuwenden, da diese Kriterien die Eigenschaften beim Dichtungseinbau im Hochgebirge offensichtlich am stärksten beeinflussen.

Zu den Versuchsergebnissen bei älteren Dichtungen sei besonders erwähnt, daß bessere und weichere Bitumensorten (B 80/100) verwendet wurden, wobei jedoch aufgrund des geringen Ausgangsdatenmaterials eine genauere Spezifikation nicht mehr möglich war. Aus diesen Erfahrungen ergibt sich der Schluß, daß die Versprödung des Bitumens durch Erstverarbeitung und Einbau bei weitem die in den ersten zehn Jahren auftretende natürliche Alterung übertrifft. Die Erweichungspunktzunahme mit Ring und Kugel dürfte als Langzeiteffekt im Hochgebirge eher sekundär sein. Weiters beeinflussen zu niedere Bindemittelgehalte (nahe der unteren einbaubaren Grenze) und im Hochgebirge nicht auszuschließende Probleme beim Einbau und Transport, die Alterungsbeständigkeit eher negativ.

Mitte der sechziger und zu Beginn der siebziger Jahre waren die Rezepturen mit einem höheren Bitumengehalt (8% und darüber) so abgestimmt, daß das Korngerüst "schwimmend" im Bitumen und Füller eingebettet war. Mit der in letzter Zeit erfolgten Bindemittelreduktion auf knapp über 7% und einer geringfügigen Sieblinienänderung bewegte man sich für das Hochgebirge am Grad des gerade noch Machbaren. Bereits kleinere Probleme beim Einbau führten zu fehlerhaften Dichtlagen.

In den letzten Jahren wurden zur Bestimmung der Dichtigkeit umfangreiche Laborversuche an Bohrkernen durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgten an Kernen mit einem Durchmesser von 150 mm in Prüftöpfen bei gleichzeitigem seitlichen Verguß und unter einem Zeit-Druckstufenprogramm von 0,1 - 0,6 MPa. Dabei stellte sich heraus, daß bei einer Reihe von Bohrkernen bereits bei niederen Drücken Wasserdurchlässigkeiten auftraten. Detailuntersuchungen an geschnittenen Lamellen ergaben durchgehende dünne Kanülen bei Bohrkernen mit Hohlraumgehalten kleiner als 3% (Abbildung 6, Bild 14). Bis zur Vorlage dieser Ergebnisse galten Hohlraumhalte kleiner als 3% für Dichtbeläge als wasserundurchlässig. Als Versuchsergebnis kann für die geprüften Rezepturen gelten, daß ein Hohlraumgehalt von 2% die obere Grenze darstellt. Werden bei zerstörungsfreien Messungen (Isotopensonden etc.) Hohlraumhalte zwischen 2 und 3% ermittelt, so sollte zusätzlich punktuell die Dichtigkeit im Drucktopf ermittelt werden. Bild 14 zeigt einen undichten Bohrkern mit 2,4 % Hohlraumgehalt bei 0,5 MPa.

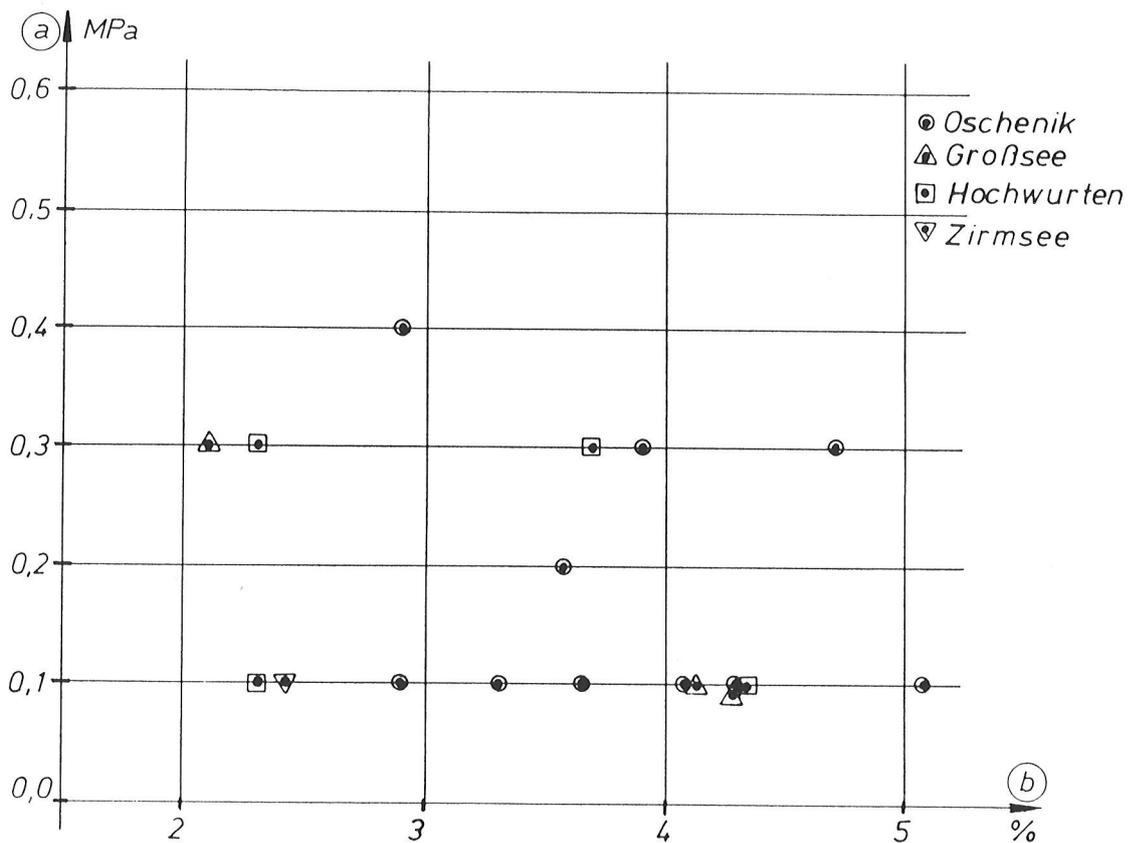


Abbildung 6

Ergebnisse der Drucktopfuntersuchungen
an Bohrkernen

a Druck

b Hohlraumgehalt

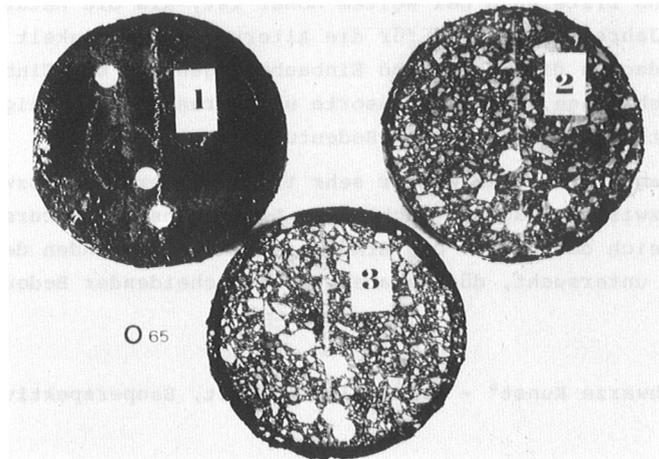


Bild 14

Durchlässiger Bohrkern in drei Lamellen geteilt
 Weiß = durchlässige Kanülen, Hohlraumgehalt 2,4 %

5. ZUSAMMENFASSUNG

Die Ausführung von Asphaltoberflächendichtungen im Hochgebirge bedarf wegen der vielen möglichen Einflüsse einer besonderen Arbeitsvorbereitung. Einbautechnik, Transport, Mischrezepturen und Bitumensorten müssen sorgfältig aufeinander abgestimmt und vor Ort durch Probeeinbau auf Eignung untersucht werden. An bestehenden Dichtungen, die während der letzten zwanzig Jahre zum Teil mit verschiedenem Aufbau ausgeführt wurden, mußten nach generellen Überprüfungen eine Reihe von Schäden festgestellt werden. Obwohl die Flächen der Schadstelle insgesamt im Verhältnis zu den Gesamtflächen der Dichtungen klein waren, führte die Sanierung doch zu einem erheblichen Einfluß auf die Speicherbewirtschaftung und zu hohen Kosten. Ein Teil der fehlerhaften Dichtungen war auf Probleme im Unterbau bzw. konstruktive Schwierigkeiten bei den Anschlüssen zu Betonherdmauern zurückzuführen. Eine weitere Ursache bildeten die extremen Materialbeanspruchungen durch die Hochgebirgslage.

Als dritter großer Bereich wären die Fehler und Mängel als Folge der Technik (zwei lagige Dichtungen etc.) und der allgemeinen Entwicklung der letzten Jahre, wie Bitumenminimierung, Kostensenkung durch Verzicht auf örtliche Mischanlagen zu erwähnen. Die meisten Schäden sind in Tallagen, wo kaum Probleme bei der Zugänglichkeit und Sanierung auftreten, eher beherrschbar, führen aber in Hochgebirgslagen sehr oft zu unangenehmen Betriebsstörungen und erheblichen Nebenkosten. Aus der Sicht des Langzeitverhaltens von Oberflächendichtungen erscheint eine Senkung des Bitumengehaltes bei gleichzeitiger Verwendung von nicht so hochwertigen und vor allem härteren Bitumensorten problematisch. Ebenso sind lange Transportwege zu beurteilen, da dabei zwar das Temperaturproblem zu beherrschen ist, nicht jedoch die auftretenden Entmischungen bzw. Sauerstoffaufnahmen. Die gewählten Rezepturen der letzten Zeit zeigen auch, daß diese Probleme hervorrufen können, die bisher noch nicht bekannt waren. Zu erwähnen wären etwa Kanülen oder Undichtheiten bei Hohlraumgehalten kleiner als 3%.

Besonderes Augenmerk wird auch der Alterung und Versprödung des Bitumens zu schenken sein. Dazu geht aus unseren bisherigen Erfahrungen hervor, daß die Versprödung

durch Mischung und Ersteinbau bei weitem höher ist, als die natürliche Alterung der ersten zehn Jahre. Daher sind für die Alterungsbeständigkeit und Verformbarkeit von Asphaltdecken die Misch- und Einbaubedingungen, die Einbautechnik, der Standort der Mischanlage, die Bitumensorte und deren Alterungseigenschaften sowie der Bitumengehalt von entscheidender Bedeutung.

In großen Höhenlagen treten im Winter sehr tiefe Temperaturen bzw. starke Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht auf. Dieser Umstand verursachte viele Schäden im Kronenbereich der Dämme. Die Ermüdung und das Schwinden des Materials selbst wurde noch wenig untersucht, dürfte aber von entscheidender Bedeutung sein.

LITERATUR

ARAND W.: Einst "Schwarze Kunst" - heute Wissenschaft, Bauperspektiven, Jahrgang 1984, Heft 8.

HAUG W.: Regenerierung von Asphaltaußendichtungen bei Staudämmen und Pumpspeicherbecken, Wasserwirtschaft, Jahrgang 74 (1984), Heft 3.

KIESSLING H.: Die Kraftwerksgruppe Fragant, Österreichische Wasserwirtschaft, Sonderdruck, 31. Jahrgang (1979), Heft 5/6.

WELLACHER H., TSCHERNUTTER P.: Repair of a high-altitude rockfill dam with an upstream asphalt concrete membrane, 15th International Congress on Large Dams, 1985, Question Nr. 59, R. 40.

EINIGE BEMERKUNGEN
ZU ASPHALTBETON-DICHTUNGSKERNEN

Dipl.Ing.Dr.techn. W. PIRCHER

Staudämme mit Asphaltbeton-Dichtungskernen werden noch immer verhältnismäßig selten gebaut, obwohl ihre Technik inzwischen ausgereift und anerkannt ist (siehe ICOLD Bulletin Nr. 42 "Bituminous Cores for Earth and Rockfill Dams", 1982). Die Anzahl erfolgreicher Ausführungen (denen bisher kein einziger Mißerfolg gegenübersteht) nimmt aber ständig zu, und ebenso tun dies die Höhe und Oberfläche der Kerndichtungen. Einige Dämme mit rund 100 m hohen Kerndichtungen stehen seit Jahren mit sehr zufriedenstellenden Ergebnissen in Betrieb (z.B. mit Sickerverlusten in Höhe von nur wenigen Litern pro

Staudamm	Land	Bauende	STAUDAMM		KERNDICHTUNG		
			Höhe [m]	Kronen- länge [m]	Höhe [m]	Dicke [cm]	Neigung
TELMAMSKAYA	UdSSR	im Bau	140	1100	130	140/150	1:0
HIGH ISLAND EAST	Hong Kong	1977	109	420	105	120/80	1:0/1:0,2
FINSTERTAL	Österreich	1980	150	652	96	70/60/50	1:0,4
STORVATN	Norwegen	1987	90	1460	90	80/70/60/50	1:0,2
HIGH ISLAND WEST	Hong Kong	1977	101	720	90	120/80	1:0/1:0,2
IRGANAIKAYA	UdSSR	im Bau	100		80	130/50	1:0
BOGUCHANSKAYA	UdSSR	im Bau	82	1860	79	120/60	1:0
KLEINE KINZIG	BR Deutschland	1983	65	330	65	65/50	1:0/1:0,25
DHÜNN (Hauptdamm)	BR Deutschland	1981	62,5	390	58	60	1:0,25/1:0,4
MEGGETT	Großbritannien	1982	56	550	50	70/60	1:0

Tab.1: Staudämme mit Asphaltbeton-Kerndichtung

Sekunde), weitere und sogar noch höhere befinden sich derzeit in Bau oder in Planung. Mit den folgenden Bemerkungen soll über Einladung des Herrn Vorsitzenden versucht werden, als Hintergrund für die weiteren, oder mehr auf Einzelnes gerichteten Diskussionsbeiträge einen gewissen Überblick über den derzeitigen Stand auf diesem Gebiet zu skizzieren.

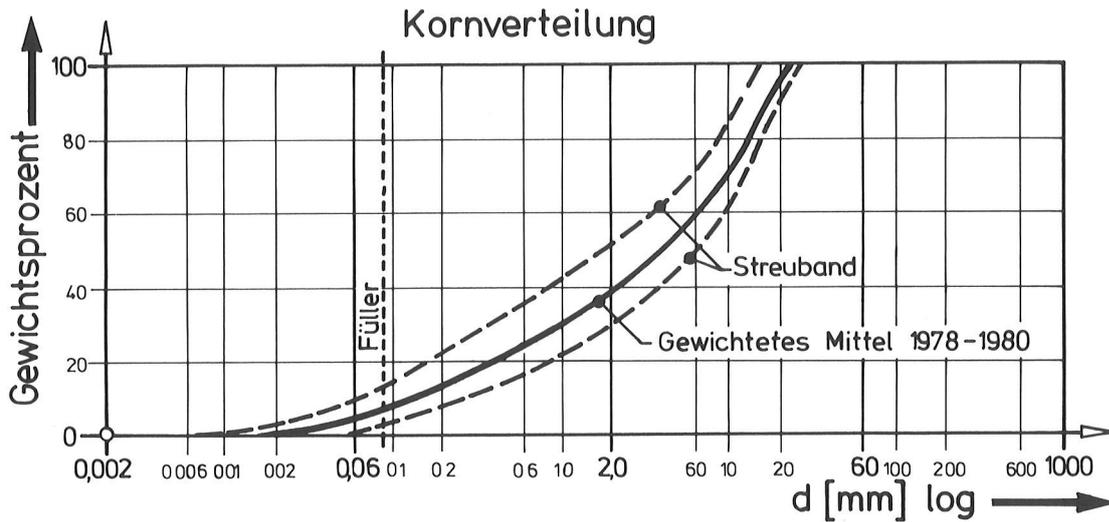
Die ursprünglichen Kerneinbauverfahren von Hand wie etwa der Bitumengrobmörtel-Kern ("cyclopean mortar core") sind heute im allgemeinen auf kleine Dämme beschränkt, wenn nicht ganz im Verschwinden begriffen. Die Zukunft gehört zweifellos dem maschinellen Einbau mit Spezialfertigern, wie er von der bundesdeutschen Bauunternehmung STRABAG 1962 eingeführt und während vieler Jahre zunächst alleinig ausgeführt worden ist. Inzwischen verfügen nun mehrere Spezialfirmen über verbesserte Versionen des ursprünglichen Verfahrens in Verbindung mit Fertigern, die von STRABAG als ihre "dritte Generation" bezeichnet werden. Die Firmenleitung von STRABAG mag diese Entwicklung zwar bedauern, sie ist aber zugleich auch ein Kompliment für den technischen Wert der von ihr geleisteten Pionierarbeit. Heute kann man sich für die weitere Entwicklung und Verbreitung von Asphaltbeton-Dichtungskernen eigentlich nichts Besseres wünschen als eine Anzahl von konkurrierenden Unternehmen - wohlgemerkt, von erfahrenen Spezialunternehmen und nicht nur von Billigbieteren.

Die Mischungszusammensetzung von Asphaltbeton für Kerndichtungen hat sich ziemlich vereinheitlicht, nicht zuletzt dank der uneingeschränkten und schnellen Weitergabe erfolgreicher Erfahrungen. Dank modernem Einbaugerät und sorgfältiger Einbaukontrolle führen Herstellung, Einbau und Verdichtung von Asphaltbeton zur gleichmäßig gesicherten Qualität eines Industrieproduktes - so wie sie für solch ein verhältnismäßig dünnes, aber bestandsentscheidendes Bauelement ja auch gefordert werden muß. (Abb. 1).

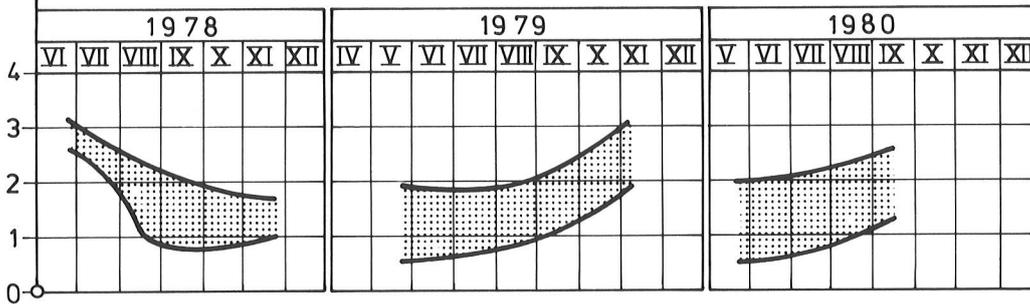
Alle Zweifel, die vor 30 Jahren von Terzaghi in einigen bewußt provozierenden und anregenden Fragen geäußert worden waren, sind inzwischen durch zahlreiche Versuchsreihen sowie durch die Betriebserfahrungen mit vielen Asphaltbetondichtungen beseitigt worden. Bitumen fließt **n i c h t** aus dem Mineralgerüst einer Mischung aus, nicht einmal unter hohem Wasserdruck, seine Haftung am Mineralkorn wird **n i c h t** unter Wasser beeinträchtigt, und weder das Kernmaterial noch sein Bitumenanteil können in die anschließende Filter- oder Übergangszone eindringen, falls eine gewisse Abstimmung im Kornaufbau der aneinander grenzenden Zonen eingehalten wird.

Das Altern von Asphaltbeton sollte in der gut geschützten Position einer Kerndichtung kein Problem sein, aber selbstverständlich haben wir noch keine endgültigen Beweise für die Zeitspanne der vielen Jahrhunderte, die wir für die Bestandsdauer unserer Staudämme erwarten müssen. Beim Finstertaldamm haben wir daher einen 20 m langen Dichtungstreifen aus vier Lagen an einem geeigneten Ort auf dem Speicherhang unterhalb des Stauzieles eingebaut, d.h. unter praktisch mit der Kerndichtung identischen Bedingungen. Daraus wird man auch noch in sehr ferner Zukunft Probekörper entnehmen und untersuchen können.

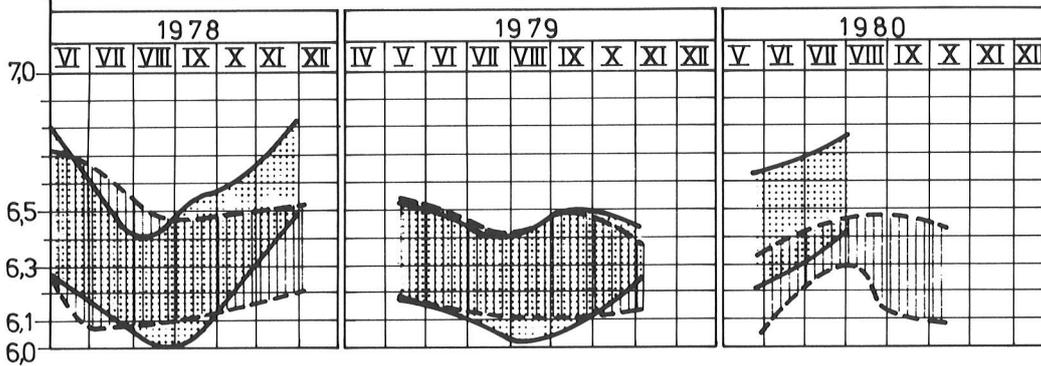
Die Untersuchung, Beschreibung und Vorhersage des Verhaltens von Asphaltbeton ist wesentlich schwieriger als von Zementbeton, vor allem wegen seiner Viskosität, die auf der anderen Seite wieder seine größte Tugend ist: Asphaltbeton bleibt auch bei beträchtlichen Verformungen noch dicht, und er ist gewissermaßen selbstheilend. Für die Viskosität der Mischung ist die Bitumenphase verantwortlich, und daher sind Typ, Prozentanteil und Temperatur des Bitumens für die Qualität und das Verhalten der Mischung von bestimmenderem Einfluß als irgendetwas anderes. Die Viskosität von Bitumen nimmt um etwa 8 Zehnerpotenzen (von 10^4 auf 10^{12} cP) zu, wenn eine Mischung von der Einbautemperatur



[%]
 ↑ Hohlräumegehalt (Bohrkernproben aus der Kerndichtung)



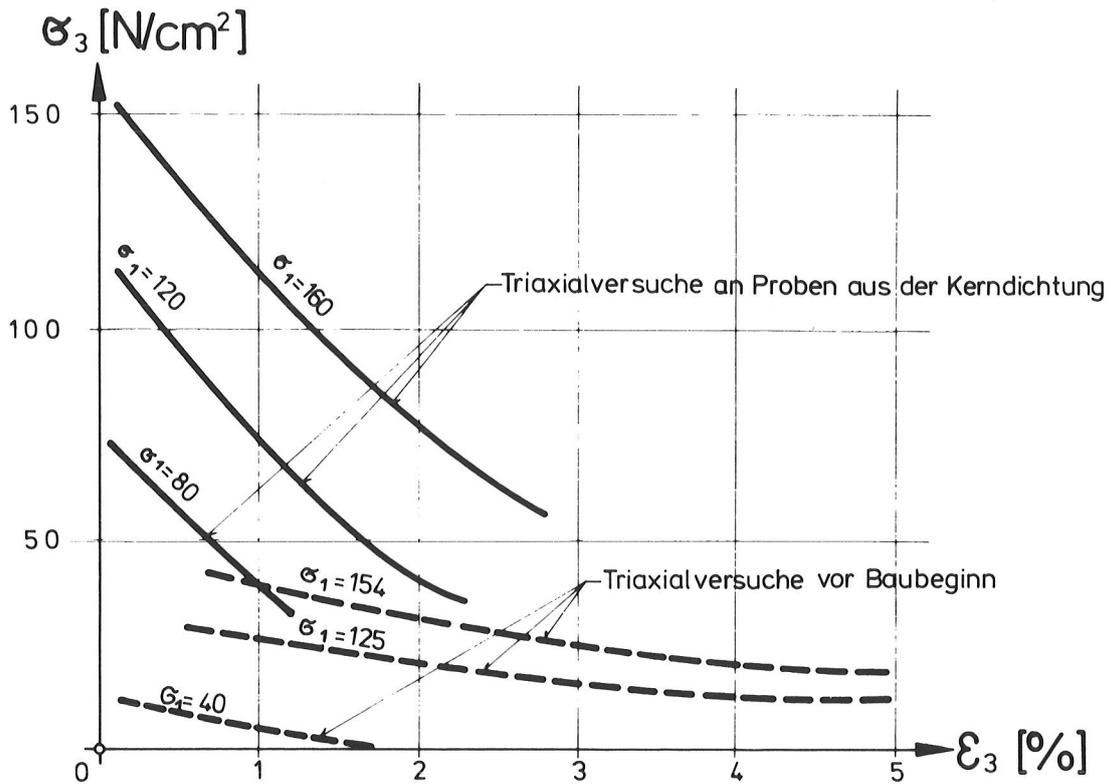
[%]
 ↑ Bitumengehalt (Gewichtsprozent)



aus der Kerndichtung entnommene Proben

aus der Mischanlage entnommene Proben

Abb.1: Finstertaldamm – Asphaltbeton



Unterschiede:

VOR BAUBEGINN

AUS DER KERN DICHTUNG

Asphaltbeton:

6,1 % B65

6,3% B65

d_{max}:

18mm

16mm

Probendurchmesser:

30cm

15cm

Abb. 2: Finstertaldamm - Asphaltbeton

auf die mittlere Jahrestemperatur im Dammkern abkühlt. Daher müssen alle Versuchsreihen mit Kerndichtungsmischungen bei der letztgenannten durchgeführt werden.

Vom Asphaltbeton für eine Kerndichtung werden folgende Eigenschaften verlangt:

- erstens, Undurchlässigkeit auch nach Verformungen
- zweitens, ausreichende Steifigkeit und Scherfestigkeit, um seinen Seitendruck auf die Stützkörper mit deren Spannungs- und Verformungszustand verträglich zu halten
- drittens, gute Verarbeitbarkeit und Verdichtbarkeit.

Jede einzelne dieser Anforderungen würde für sich zu einem anderen optimalen Bitumengehalt führen. Der üblicherweise gewählte Kompromiß legt mehr Wert auf Undurchlässigkeit und rißfreie Verformbarkeit und führt daher zu etwas größeren Bitumengehalten - allerdings nur zu "etwas mehr als nötig ist, um die Hohlräume im Mineralgerüst auszufüllen". Viele der in den letzten Jahren gebauten Kerndichtungen weisen Bitumengehalte zwischen 6 und 7 % auf. Wesentlich höhere Gehalte, zwischen 11 und 12 %, werden von einigen in Bau befindlichen Dämmen in der Sowjetunion berichtet, und es wäre interessant, die Überlegungen kennenzulernen, die zu dieser Mischungszusammensetzung geführt haben.

Die Zweckmäßigkeit des Bemühens, die Stützkörper und vor allem den Zentralbereich um die Kerndichtung so steif als möglich zu machen, ist offensichtlich. Gutes Schüttmaterial, modernes Gerät, entsprechender Zonenaufbau und strenge Einbauvorschriften lassen uns dieses Ziel erreichen. In hohen Dämmen haben ein oder zwei Übergangszonen zu beiden Seiten der Kerndichtung sowie die Unterteilung der Stützkörper in eine innere und eine äußere Zone, mit nach außen hin zunehmendem Maximalkorn und zunehmender Schichtstärke der Einbaulagen, zu Verformungswerten geführt, die nur ein Zehntel dessen betragen, die früher bei Steinschüttdämmen ähnlicher Höhe beobachtet worden sind. Bei einer Höhe von 150 m über dem luftseitigen Fuß wies beispielsweise der Finstertaldamm bis Bauende eine maximale Setzung von 29 cm auf. Beim ersten Vollstau betrug die Setzung der Dammkrone 10 cm, bei einer gleichzeitigen Horizontalverschiebung von 14 cm. Der Einstau der obersten 50 m erfolgte in nur fünf Monaten; wenn möglich sollte einer Kerndichtung aber wohl mehr Zeit gelassen werden, sich an die mit dem ersten Einstau verbundenen Verformungen anzupassen.

Die Möglichkeiten für eine mathematische Untersuchung des Kernverhaltens werden leider arg beschränkt durch die immer noch bestehenden Probleme für eine realistische Definition seiner Steifigkeits- und Festigkeitsparameter sowie der Gesetze zur Beschreibung ihrer Veränderlichkeit. Das Kernverhalten wird außerdem schon durch geringfügige Änderungen in der Mischungszusammensetzung stark beeinflusst. Versuchsreihen, die darauf abzielen, die Belastungsbedingungen und die Belastungsgeschichte in einer tatsächlichen Kerndichtung modellmäßig nachzuahmen, sind schwierig durchzuführen. (Abb. 2).

Nur ein Detail: nach dem lagenmäßigen Einbauen und Verdichten bei 170°C entspricht der Zustand des Kerns vermutlich dem eines Prüfkörpers nach der Verformung um einige Prozent in einem Triaxialgerät. Trotz allem deuten die wenigen bisher durchgeführten wirklichen Biaxialversuche darauf hin, daß die Ergebnisse von Triaxialversuchen auf der sicheren Seite liegen. Das Verhalten unter zyklischer Belastung durch Erdbeben ist vorwiegend elastisch und daher unproblematisch. Von ähnlichem Kernaufbau wie die angrenzenden Zonen und gut mit ihnen verzahnt, beeinflusst die Kerndichtung die Gesamtstabilität des Dammes und seine Verformung nur sehr wenig. Aber zwei andere Fragen erregen unser Interesse an einer genaueren Untersuchung der Kerndichtung und ihrer unmittelbaren Umgebung:

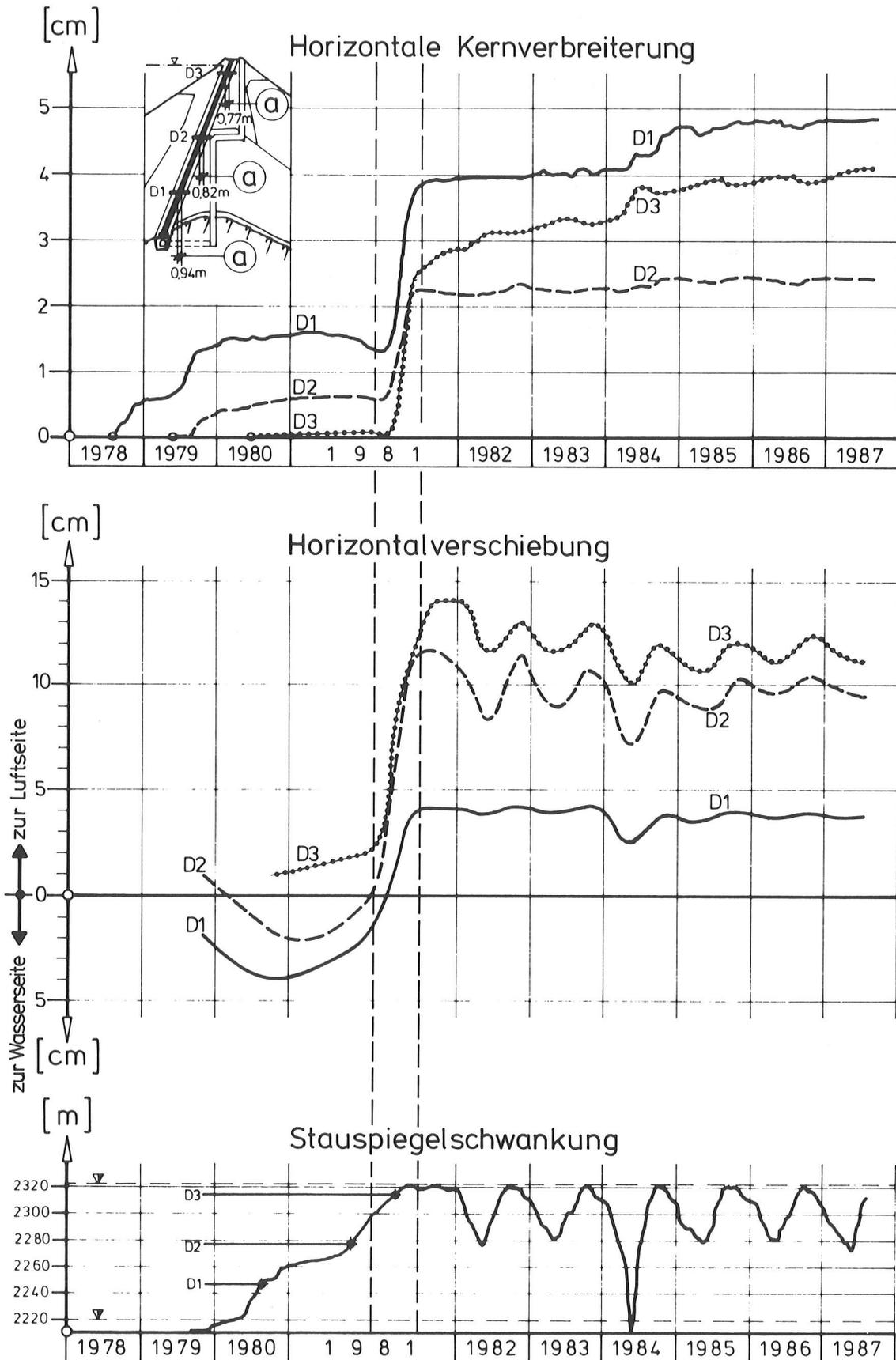


Abb. 3: Finstertaldamm - Kernverformungen

- a) Wird sie auch bei den zu erwartenden Spannungs- und Verformungszuständen noch dicht bleiben?
- b) In welcher Richtung sollten wir ihre Eigenschaften zu verbessern versuchen, innerhalb der engen und unsicheren Grenzen, in denen uns dies überhaupt möglich ist?

Eine dritte Frage könnte sich noch auf die Anordnung der Kerndichtung beziehen - vertikal, schräg geneigt, oder geknickt. Es gibt Argumente, die für und gegen jede der drei Alternativen sprechen, und erfolgreiche Ausführungsbeispiele für jede von ihnen. Es sollte also keine Grundsatzfrage daraus gemacht werden als vielmehr eine Frage, die für jeden einzelnen Fall unter Betrachtung der Topographie der Sperrenstelle, des günstigsten Kernanschlusses und der größtmöglichen Wirtschaftlichkeit für sich zu beantworten ist.

Mit all diesen Aspekten wird sich die Forschung weiterhin beschäftigen, unterstützt durch die Überwachung und Beobachtung in Betrieb befindlicher Dämme mittels großzügig angeordneter Meßeinrichtungen, die weiterhin die Entwicklung von Stoffgesetzen und Rechenverfahren leiten und prüfen werden. Ein wichtiger Punkt auf einer diesbezüglichen Wunschliste wäre die laufende Messung der Veränderungen der Kernbreite (und möglichst auch der jeweils zugehörigen Dehnungsverteilung über die Kernbreite) nach Art der beim Finstertaldamm durchgeführten Messungen mittels eines Gerätes, das über die Veränderungen eines magnetischen Feldes die Veränderungen der Kernbreite zu erfassen erlaubt. Während des ersten Einstaus vor nunmehr sieben Jahren wurde dort überraschenderweise eine deutliche Kernverbreiterung auf drei verschiedenen Meßhorizonten beobachtet, gleichzeitig mit einer ebenso deutlichen Horizontalverschiebung bei der Speicherfüllung im Bereich der letzten 20 m bis zum Vollstau. (Abb. 3).

Diese Kernverbreiterung ist nun praktisch zum Stillstand gekommen, und vermutlich wurden auch nur die Randzonen der Kerndichtung davon erfaßt, da die Sickerwasserdurchtritte durch den Kern immer sehr gering waren und noch weiterhin abnehmen. Es wäre von großem Interesse, etwas über die Ergebnisse von ähnlichen Messungen bei anderen Dämmen zu hören.

In Anbetracht dieser noch immer bestehenden Ungewißheiten hinsichtlich der Belastungszustände und des Verhaltens von Asphaltbeton-Kerndichtungen wäre es nicht gerechtfertigt, sie dünner zu machen, und zwar trotz des häufig gehörten Argumentes, daß eine Oberflächendichtung aus Asphaltbeton ja nur einen Bruchteil der Stärke eines Kerns erfordern würde. Die vorherrschende Praxis - etwa 1 % der Höhe, aber nicht weniger als 40 oder 50 cm - hat bisher sehr zufriedenstellende Ergebnisse gebracht. Es hätte keinen Sinn, die große Investition eines Dammes insgesamt aufs Spiel zu setzen nur wegen einiger verhältnismäßig geringer Einsparungen beim Kern.

o.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. W.SCHOBER :
Diskussionsbeitrag zu Q 61 :

Von unserem Generalberichterstatter wurde unter Punkt 1a die Diskussionsfrage " Factors influencing choice of sealing elements" gestellt. Dies ist zu begrüßen, da es sicher sehr lehrreich ist, zu erörtern, ob sich in einem betreffenden Fall die Erwartungen an die gewählte Dichtung im Betrieb auch tatsächlich erfüllt haben, und wenn nicht, welche Sanierungsmaßnahmen zur Herstellung der vollen Funktionstüchtigkeit notwendig waren. Schließlich sind auch die daraus zu ziehenden Folgerungen für künftige Anwendungen von großem allgemeinen Interesse.

Ehe ich auf einige Gründe eingehe, die zur Wahl einer Kerndichtung führen können, möchte ich noch einen allgemeinen Vergleich über das Tragverhalten der beiden extremen Dichtungslagen : Oberflächendichtung und Kerndichtung anstellen.

Gemäß Abb. 1A tritt bei der Wasserdruckbelastung von Oberflächendichtungen primär eine Zusammendrückung des Dammkörpers zwischen Dichtung und Untergrund auf. Im Gegensatz dazu findet bei Kerndämmen unter Wasserlast primär eine Scherverschiebung in der unteren Hälfte des luftseitigen Stützkörpers statt, während sich die obere Hälfte als Block ohne wesentliche Scherverschiebung mitbewegt (Abb 1B). Dies geht auch aus Abb. 2 hervor, in der die Horizontalverschiebungen der Dichtungen von drei Kerndämmen dimensionslos aufgetragen sind.

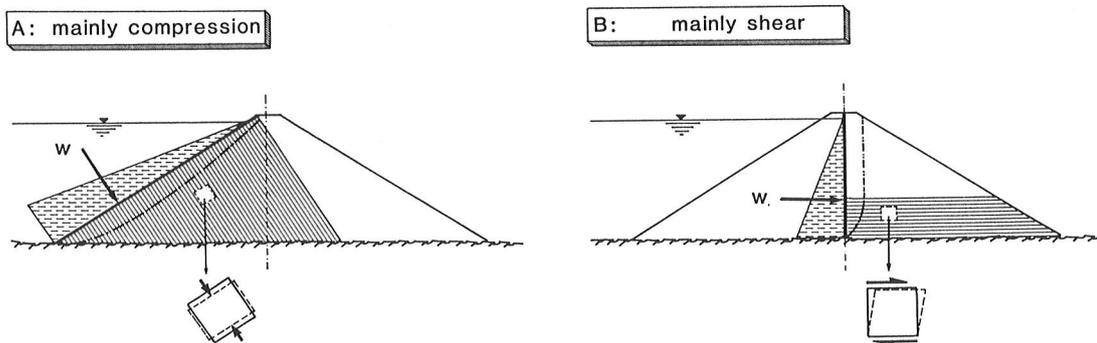


Abb. 1 : Grundsätzliches Tragverhalten .
(A) Oberflächendichtung; (B) Kerndichtung

Die max. Horizontalverschiebungen in der bisherigen Betriebszeit dieser drei Dämme liegen zwischen 0,8 und 1,3 Promille der Dichtungshöhe und sind somit sehr gering.

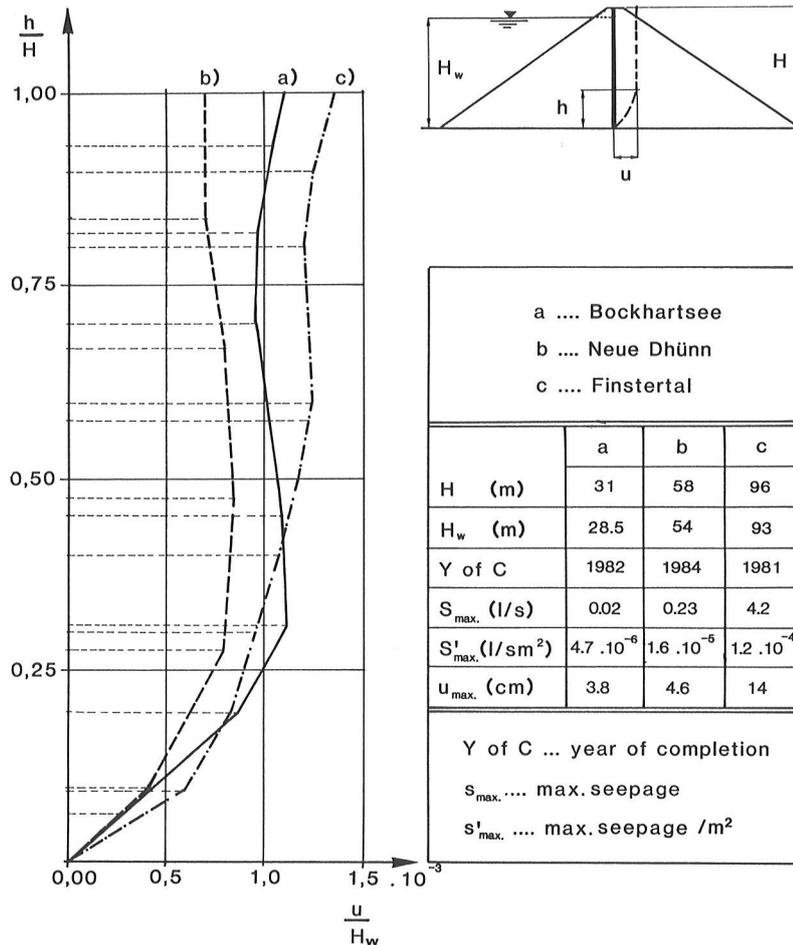


Abb. 2 : Horizontalverschiebungen und Sickerwassermengen von drei Kerndichtungen

Was die Abtragung der Wasserlast in der Sohlfuge betrifft, sind gemäß Abb. 3 folgende allgemeine Aussagen unabhängig vom Material der Dichtungen möglich:

Im Lastfall Eigengewicht können die beiden Dichtungslagen : Oberflächendichtung A I und Kerndichtung B I etwa gleichgesetzt werden. Der in Dammachse auftretende Erddruck E ist in der Sohlfuge in den Untergrund abzutragen und $S=E$.

Im Lastfall max. Stau steht zur Abtragung der horizontalen Wasserlast Wh bei der Oberflächendichtung (A II) der gesamte Dammkörper, bei der Kerndichtung (B II) nur der halbe Dammkörper zur Verfügung. Während in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit die größte Scherkraft bei Oberflächendichtungen max. $SL = 1,4 E$ in der luftseitigen Dammhälfte erreichen kann, ist bei Kerndichtungen eine max. Scherkraft in der Sohlfuge des luftseitigen Stützkörpers bis max. $SL = 2,4 E$ möglich. Dies könnte zur Folgerung verleiten, daß eine Oberflächendichtung in statischer Hinsicht einer Kerndichtung beträchtlich überlegen ist. Ich möchte daher am Beispiel des 31 m hohen Staudammes Bockhartsee zeigen, daß auch bei einer Kerndichtung große Tragreserven gegen Bruch vorhanden sind.

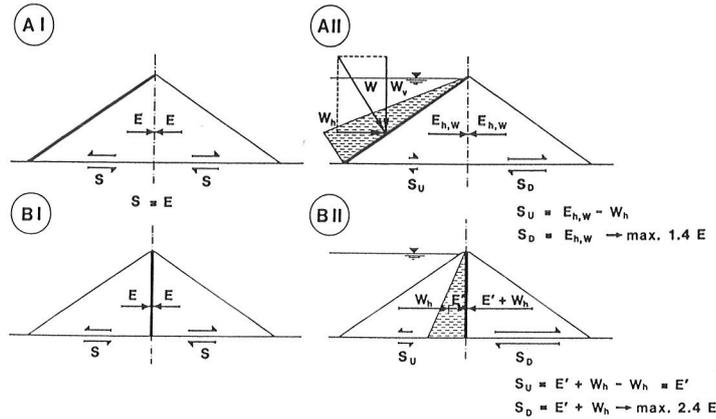


Abb. 3 : Tragwirkungen - Schema.

- (A) Oberflächendichtung; (B) Kerndichtung
 (I) Lastfall Eigengewicht; (II) Lastfall Vollstau.

In Abb. 4 sind Messungen der Erddrücke unter Staudruckbelastung in fünf Horizonten aufgetragen. Im wasserseitigen Stützkörper hat sich ein aktiver, im luftseitigen ein passiver Erddruckzustand entwickelt. Die Meßwerte stimmen mit einer durchgeführten FE-Berechnung sehr gut überein. Aus den Messungen geht hervor, daß der im luftseitigen Stützkörper aktivierte Erddruck lediglich einen Bruchteil des passiven Erddruckes beträgt. Es konnte ein Vergleichswert $K_p = 0,4$ errechnet werden. Bei voller Ausnützung der Scherfestigkeit würde nach Coulomb der K_p -Wert auf $K_p = 2,4$ ansteigen. Damit ist erwiesen, daß auch bei Kerndämmen noch eine große Tragreserve zur Verfügung steht. Für die Standsicherheit eines Dammes mit membranartiger Dichtung ist daher nicht die Größe des für die Abtragung der Wasserlast zur Verfügung stehenden Dammkörpers, sondern ausschließlich die Stabilität der Dammböschungen maßgebend. Beide Dichtungslagen sind somit als statisch gleichwertig anzusehen.

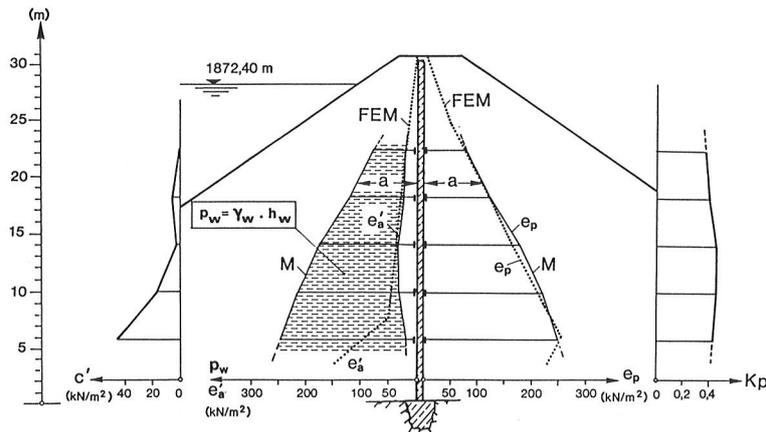


Abb. 4 : Betonkerndamm Bockhartsee:

Erddrücke (e_a' , e_p) und passiver Erddruckbeiwert K_p
 bei Vollstau. (M) Messung; (FEM) FE-Berechnung.

Nach dieser statischen Betrachtung möchte ich nun noch einige für die Wahl einer Kerndichtung allgemein gültige Gründe anführen :

- Durch die geschützte Lage der Dichtung im Dammkörper ist eine lange Lebensdauer und ein Schutz vor gewaltsamer Beschädigung gegeben.
- Die große Vorbelastung im Dichtungsbereich durch die Dammschüttung ergibt günstige Voraussetzungen für die Dichtung selbst sowie für deren Anschluß an den dichten Untergrund. Es sind z.B. bei den drei angeführten Kerndichtungen die Sickerwassermengen sehr gering (max. 4,5 l/s beim Staudamm Finstertal)
- Der Einbau einer vollflächigen, wasserseitig der Dichtungsmembran liegenden Dichtungszone aus feinkörnigem Material ist einfach möglich (siehe Staudamm Finstertal, Q 61, R 49),
- Es ist ein einfacher Anschluß der Dichtung an steile Felsflanken mit kleinster Anschlußlänge möglich, und die Anschlußfläche erreicht ebenfalls einen Kleinstwert.
- Kerndichtungen erlauben eine einfache Kontrolle von Durchsickerungen. Die Feststellung der Örtlichkeit von Durchsickerungen ist durch Sektionierung, z.B. in einem Kontrollgang, einfach möglich und eine allfällige nachträgliche Abdichtung kann ohne Absenkung des Staus von der Dammkrone aus erfolgen..
- Bei einer Kerndichtung ist es möglich, die Dichtung gleichzeitig mit der Schüttung fertigzustellen und schon während des Baues den Speicher anzustauen (siehe Q 61,R9)

Abschließend darf daher festgestellt werden, daß Kerndichtungen der Oberflächendichtung nicht nur statisch gleichwertig sind, sondern es darüberhinaus auch wesentliche Gründe für eine Anwendung von Kerndichtungen gibt.

MASSNAHMEN ZUR VERBESSERUNG DER QUALITÄT VON MASSENBETONEN

Dipl. Ing. Dr. techn. H. Huber

1. EINLEITUNG

Bei der Herstellung von Massenbetonen für große Talsperren sind technologische und auch wirtschaftliche Voraussetzungen gegeben, die schon immer Ansporn für eine möglichst gleichmäßige Betonqualität waren. Diese ist Voraussetzung für die Einhaltung vielfältiger und teilweise entgegengesetzter Anforderungen (z.B. Festigkeit, Wärmeentwicklung, Dauerbeständigkeit, maschinelle Verarbeitbarkeit). Für gleichmäßigen Beton sind vor allem optimale Betonkomponenten und deren genaue Zuteilung und Vermischung in der Mischanlage maßgebend.

Am Beispiel der Sperre Zillergründl (Bild 1) sollen die heute zur Verfügung stehenden Möglichkeiten für gleichmäßige Betonherstellung aufgezeigt werden. Die Sperre Zillergründl ist das Hauptbauwerk des Zillerkraftwerkes, einer Hochdruck-Speicheranlage, die in den Jahren 1980 - 1987 in Tirol errichtet wurde. Die 186 m hohe Bogenmauer hat eine Basisstärke von maximal 42 m und ein Betonvolumen von 1,4 Mill. m³.

2. BETONZUSAMMENSETZUNG

Im österreichischen Talsperrenbau hat sich in den letzten Jahren die Verwendung von homogenisierten Flugaschezementen im Hinblick auf Festigkeit, Wärmeentwicklung, Dichtigkeit des Betongefüges und auch Verarbeitbarkeit des Betons beim maschinellen Einbau gut bewährt. Die Vermischung von Zementen mehrerer Lieferwerke und Flugasche (Verhältnis Portlandzement: Flugasche 2:1) erfolgt in einer pneumatischen Homogenisieranlage (Bild 2), die eine besondere Gleichmäßigkeit des Bindemittels gewährleistet (Tabelle 1). Der Vorteil der Homogenisierung gegenüber der gleichzeitigen Vermahlung im Zementwerk liegt darin, daß Zement und Flugasche getrennt in ihrer günstigsten Zusammensetzung hergestellt werden können und daß auch mehrere Zemente mit Flugasche in einem sehr genauen Mischungsverhältnis vermischt werden können.

	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
Spez. Oberfläche (Blaine) cm ² /g	4210	61	0,014
Hydratationswärme 7 Tage cal/g	61,7	0,55	0,009
Druckfestigkeit N/mm ²	7 Tage	26,4	1,29
	28 Tage	41,3	1,50
	90 Tage	52,2	1,95
	180 Tage	56,6	2,47

Tabelle 1: Ergebnisse der Güteprüfung 1984 für Flugaschezement Zillergründl
(Flugascheanteil 33 %) nach ÖNORM B 3310

Im Kristallin des Alpenhauptkammes ist die Beschaffung von qualitätsentsprechenden Zuschlägen in der geforderten Kornzusammensetzung und in ausreichender Menge schwierig. Für die Aufbereitung der Talablagerungen aus Zweiglimmergneisen mit stark wechselnder Kornverteilung im Sandbereich und Glimmergehalten bis zu 20 % wurde ein Sandklassierverfahren mit einem automatisch gesteuertem Horizontalschlämmer eingesetzt, das die Herstellung eines sieblinienkontrollierten Sandes 0-3 mm ermöglicht. Die Einhaltung des gewünschten Sieblinienbandes wird durch die Teilung der Absetzstrecke des Horizontalschlämmers in 8 Abzugsstationen erzielt (Bild 3). Eine Automatik steuert die mit Hilfe eines Drehflügels auf die gewünschte Menge eingestellten Kegelhubventile der einzelnen Abzugsstationen in Zeitabständen derart, daß unabhängig von den abgesetzten Mengen innerhalb eines Dosierzyklus immer die gewünschte Menge zum Sammler für den kontrollierten Sand abgezogen wird und die Überschußmenge über einen zweiten Abzug ausgeschieden wird. Auf dem Entwässerungssieb werden die Mengen aus den einzelnen Abzugsstationen zum fertigen Sand 0-3 mm zusammengemischt. In Verbindung mit einer leistungsstarken Siebanlage mit gummibeleagten Freischwingersieben, in der die Trennung in die Körnungen 3-12, 12-32, 32-80 und 80-128 mm erfolgte, konnte eine sehr gleichmäßige Sieblinie der Zuschläge eingehalten werden (Bild 4).

Die strenge Einhaltung der optimalen Sieblinie bewirkt nicht nur einen gleichbleibenden Wasseranspruch und damit gleichen W/Z-Wert, sondern erleichtert auch die Einhaltung des angestrebten Feinluftgehaltes im Sperrbeton, der für die Frostbeständigkeit und Dichtigkeit sowie eine bessere Verarbeitbarkeit maßgebend ist.

3. BETONHERSTELLUNG

Die Mischanlagen von Großkraftwerksbaustellen wurden in Österreich erstmals 1970 beim Bau der Donaukraftwerke mit Neutronenmeßsonden zur Erfassung der Eigenfeuchte der Zuschläge in Kombination mit einer automatischen Wiegesteuerung ausgerüstet. Dieses System wurde bis heute zu einem perfekten mikroprozessorgesteuerten Wiege-, Dosier und Prozeßkontrollsystem weiterentwickelt. Die Vorteile dieser elektronischen Steuerung liegen nicht so sehr im Komfort einer einfach zu bedienenden Eingabetastatur für alle Funktionsdaten und Anzeige der wichtigsten Kennwerte auf dem Monitor, sondern vor allem in den Funktionen für die gleichmäßige Zuteilung der Betonkomponenten und einer kontinuierlichen Herstellungsüberwachung (Tabelle 2).

1	Bedientastatur	Funktions- und Zifferntastatur zur Eingabe der Wiege-, Dosier-, Rezept- und Funktionsdaten
2	Datenspeicher	Rezeptur, Betriebsdaten, gespeicherte Daten für Protokolle
3	Feuchtemessung mit Neutronen-sonden	Bestimmung der Eigenfeuchte der Zuschläge zur Berücksichtigung der Wassereinwaage, W/Z-Wert
4	Elektronische Waagen	genaue Verwiegung mit Druckmeßdosen ($\pm 0,5\%$)
5	Dosierzeit-überwachung Nachlauf-optimierung Dosier-schüttelrinnen	genaue Zuteilgenauigkeit der Betonkomponenten ($\pm 0,5\%$)
6	Soll-Istwert-Kontrolle	einstellbare und überprüfbare Maximalabweichung des Ist- vom Sollwert
7	Konsistenz-messung	Konsistenzangabe über Mischerantriebsleistung
8	Anzeigemonitor	übersichtliche Anzeige aller Wiege- und Dosierdaten auf Bildschirm
9	Protokollierung	Verbrauchsprotokoll, Lieferschein, Chargenprotokoll, Istwertfehlerprotokoll, Schichtprotokoll mit Statistik
10	Zielsicherung	Speichereinrichtung vom Mischer bis zur Einbaustelle

Tabelle 2: Funktion der mikroprozessorgesteuerten Anlage

Die entscheidende Qualitätssteuerung des Betons erfolgte in der elektronischen Anlage durch die ständige Vergleichskontrolle von Soll- und Istwerten für jede einzelne Betonkomponente. Bei Überschreiten einer wählbaren zulässigen Istabweichung, die abhängig von der Komponente mit 2 bis 10 kg/m³ Beton vorgegeben war, wurde vorerst die Entleerung aller Wiegebehälter gesperrt und die entsprechende Fehlkomponente angezeigt, die dann entweder korrigiert oder mit der gesamten Einwaage als Fehlmische ausgeschieden werden mußte. Solche Ausscheidungen kamen aufgrund des eingebauten hochwertigen Dosiersystems allerdings sehr selten vor.

Die Soll-Ist-Wertkontrolle stellt in Verbindung mit der Protokollierung aller Meßdaten über einen Matrix-Schnelldrucker die wirksamste Herstellungsüberwachung für Beton dar und ersetzt damit weitgehend die herkömmliche Güteprüfung im Labor. Als Ergebnis aller Maßnahmen zur Vergleichmäßigung der Betonherstellung wurde für die Sperre Zillergründl in allen drei Betonierjahren ein Beton erzeugt, der den gewünschten Zementgehalt mit nur 0,5 kg/m³ Abweichung einhielt, der mit besonders gleichmäßiger Konsistenz immer problemlos zu verarbeiten war und bei dem alle geforderten Festbetoneigenschaften einwandfrei erreicht wurden. Die Standardabweichung der Druckfestigkeitsprüfung liegt für den hauptsächlich eingebauten "Kernbeton" mit nur 2,8 N/mm² (180 Tage) schon nahe an der Prüfstreuung, sodaß eine weitere Verbesserung nur mehr mit verbesserten Prüfmethoden möglich wäre.

	Druckfestigkeit N/mm ²		
	Mittelwert	Standardabweichung	10%-Fraktile
nach 28 Tagen	19,3	2,7	15,8
nach 90 Tagen	26,5	2,8	22,9
nach 180 Tagen	29,7	2,8	26,1
	geforderter Mindestwert		24,0
nach 365 Tagen	32,6	3,1	28,0
	geforderter Mindestwert		27,0
Bindemitteldosierung (2/3 Zement, 1/3 Flugasche)	170 kg/m ³		
W/Z	0,65		

Tabelle 3: Ergebnisse der Güteprüfung für Kernbeton Zillergründl

Mit den gleichmäßigen Betonkomponenten und der elektronisch gesteuerten Betonherstellung konnten die Anforderungen an den Sperrenbeton Zillergründl mit niedrigen Bindemitteldosierungen eingehalten werden. Trotzdem mußte dem Problem der Spaltrißgefahr infolge hoher Temperaturspannungen wegen der großen Blockabmessungen (bis zu 42 x 20 m an der Aufstandsfläche) besondere Beachtung geschenkt werden. Im aufstandsnahen Bereich der Sperre wurde deshalb eine maximale Betontemperatur von 27°C im Schwerpunkt jeder Betonierzone angestrebt. Dazu mußten neben einer optimalen Betonzusammensetzung (Optimum aus Druckfestigkeit 180 d :Mittelwert 30 N/mm² - Wärmeentwicklung) praktisch alle bekannten Maßnahmen zur Vor- und Nachkühlung des Betons eingesetzt werden, deren Wirksamkeit in Vorversuchen und bei der Betonierung genau untersucht wurden (Tabelle 4).

		Temperatur- reduktion
Betonzusammensetzung	Optimierung des Bindemittels für geforderte Festigkeit	2 °C
	Dosierung Zement + 10 kg/m ³	0,7 °C
Vorkühlung	Verringerung der Frischbetontemperatur durch Eisbeigabe	6-8 °C
Nachkühlung	Verringerung der Zonenhöhe von 3,0 auf 1,5 m	2-6 °C
	Verlängerung der Wartezeit der Betonierung einer Zone von 4 auf 8 Tage	2-3 °C
	Rohrinnenkühlung in jeder Zone (1,50 - 3,0 m)	2-4 °C

Tabelle 4: Wirksamkeit von Maßnahmen für Temperaturreduktion im Sperrenbeton

Dabei zeigte sich, daß einzelne Maßnahmen nicht ganz den erwarteten Einfluß auf die Temperaturentwicklung hatten. Bei der vorgegebenen Festigkeit des Kernbetons bewirkt die Optimierung des Bindemittels nur mehr eine geringe Reduktion der maximalen Betontemperatur von 2 °C. Ebenso haben die zahlreichen Temperaturmessungen während der Betonierung den bisher hoch eingeschätzten Vorteil von 1,5 m Zonen stark eingeschränkt. Nur bei tiefen Lufttemperaturen wird die Betontemperatur in den 1,5 m- Zonen ermäßigt (Bild 5). Im Sommer sinkt der Vorteil auch in 1800 m Seehöhe bei Lufttemperaturen um 16 °C auf etwa 2 °C ab. Ähnliches gilt auch für die Verlängerung der Wartezeit für das Betonieren der darüberliegenden Zone. Damit sind die den Bauablauf am stärksten behinderten Maßnahmen in der kritischen Sommerzeit auch nur wenig zielführend. Dagegen bringt der Einbau von Kühlrohren in jeder Betonierzone, die beliebig lang mit Kühlwasser von 6 - 10 °C beschickt werden können, eine wertvolle Ermäßigung der maximalen Betontemperatur und ist vor allem die einzige Möglichkeit für eine längerfristige, weitreichende Temperaturreduktion und damit für das Erreichen von möglichst niedrigen Betontemperaturen zu Winterbeginn (Schalenrißgefahr) und für die Injektion der Blockfugen (Bild 6).

Als wirkungsvollste, den Bauablauf am wenigsten beeinflussende und daher auch wirtschaftlichste Maßnahme zur Verringerung der Betontemperatur erwies sich bei der Betonierung der Sperre Zillergründl die Beigabe von Scherbeneis, das in einer eigenen Anlage neben der Betonmischanlage erzeugt wurde. Die 3 - 4 mm dicken, 5-10 cm² großen Eisscherben wurden dem Beton als eigene Komponente über das elektronische Dosiersystem unter Berücksichtigung des verbleibenden Mischwassers

beigegeben. Damit war eine ausgezeichnete Möglichkeit einer rasch wirksamen Steuerung der Beton-temperatur gegeben. Durchschnittlich entspricht eine Eisbeigabe von 10 kg je m³ Sperrbeton einer Reduktion von rund 1,5 °C (Bild 7). Abhängig von der Eigenfeuchte der Zuschläge konnten dem Frischbeton bis zu 50 kg Eis beigegeben und damit die Temperatur um bis zu 8 °C reduziert werden. Bei den beschriebenen Maßnahmen zur Reduktion der Betontemperatur wurde eine wesentliche Vermeidung von Rissen und damit eine deutliche Verbesserung der Qualität des Sperrbetons erzielt.

Literaturangaben:

Townsend C.L., Control of Cracking in Mass Concrete Structures Engineering Monograph Nr. 34, 1986.

Widmann R., Grundlagen für den Entwurf der Bogenmauer Zillergündl, Wasserwirtschaft, 1984, Vol.3.

Widmann R., Massenbetonprobleme beim Bau der Bogenmauer Kölnbrein, Deutscher Betontag 1977, Berlin.

Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete, ACI Committee 207, 4 R.

Widmann R., How to Avoid Thermal Cracking of Mass Concrete ICOLD 1985, Q 57/R 15.

Huber H., Maßnahmen bei der Herstellung von massigen Betonbauteilen, Österr. Betontag 1984 in Graz.

Huber H., Gleichmäßige Betonherstellung, Zement und Beton, Heft 1, 1984.

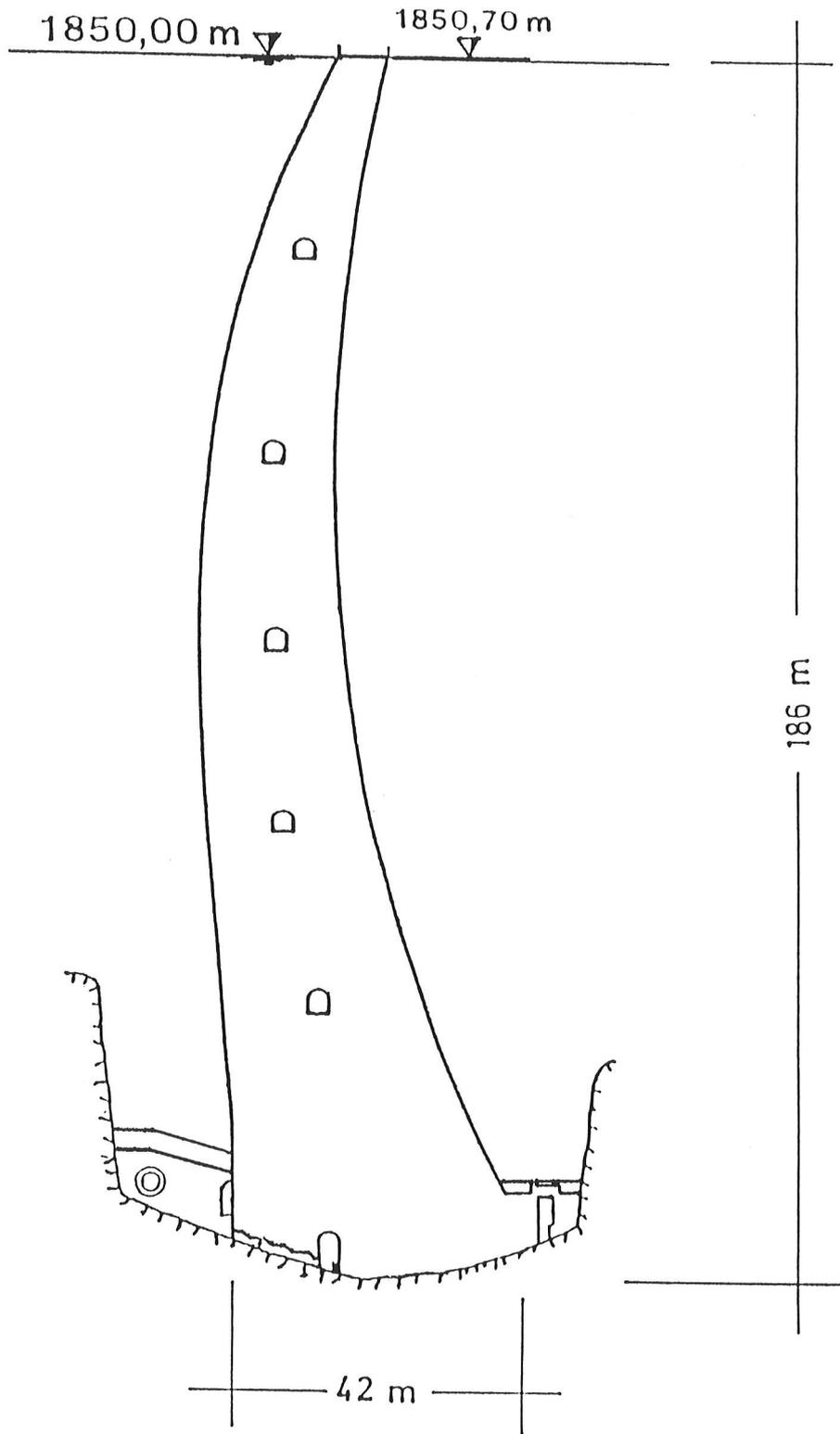


Bild 1:
Sperre Zillergründl

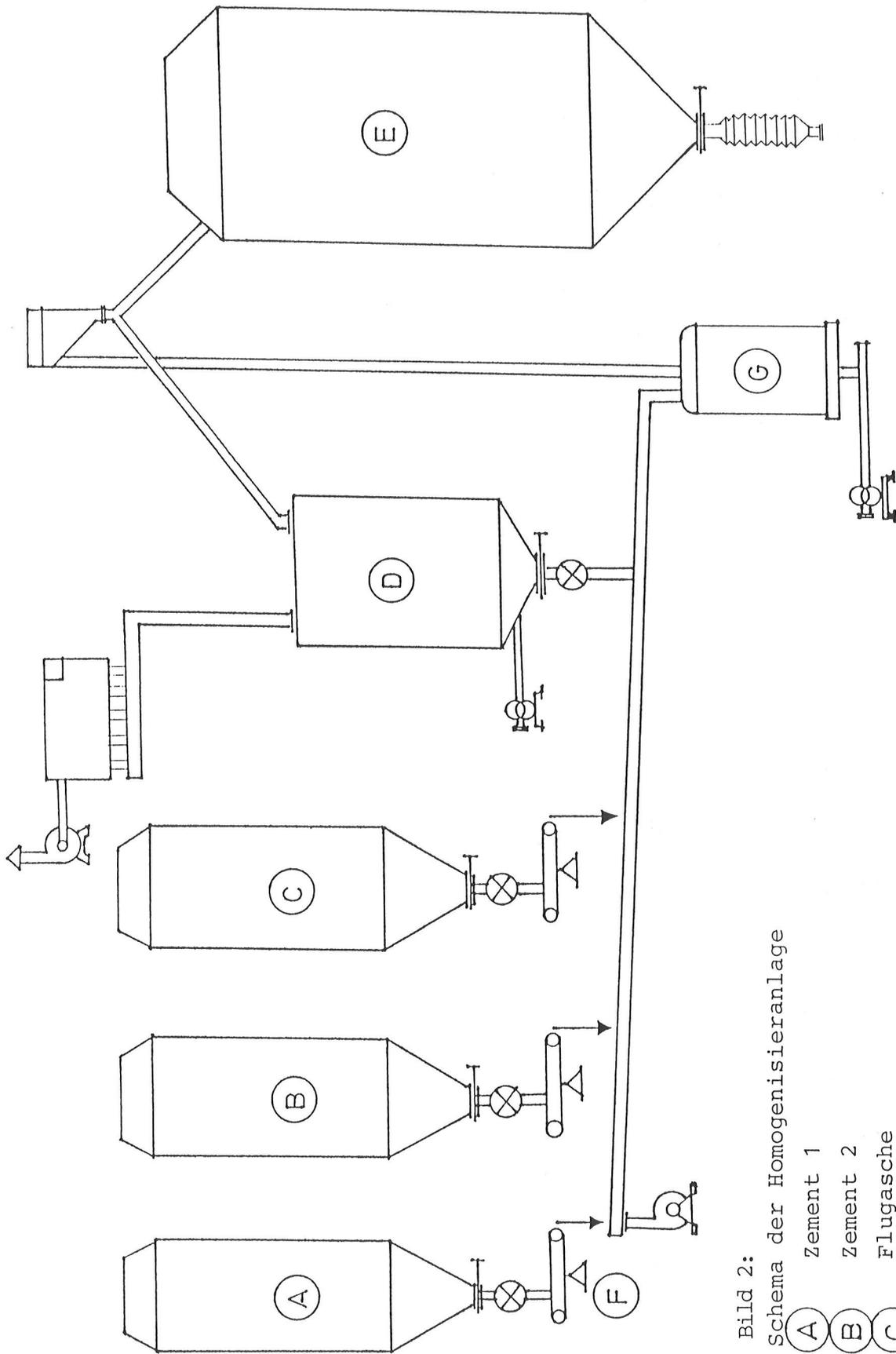


Bild 2:

Schema der Homogenisieranlage

- (A)
- (B)
- (C)
- (D)
- (E)
- (F)
- (G)

Zement 1

Zement 2

Flugasche

Mischsilo

Fertigsilo (Flugaschezement Zillergründl)

Bandwaagen

Fördereinrichtung

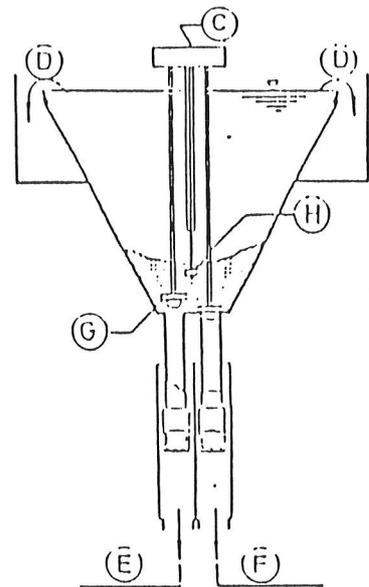
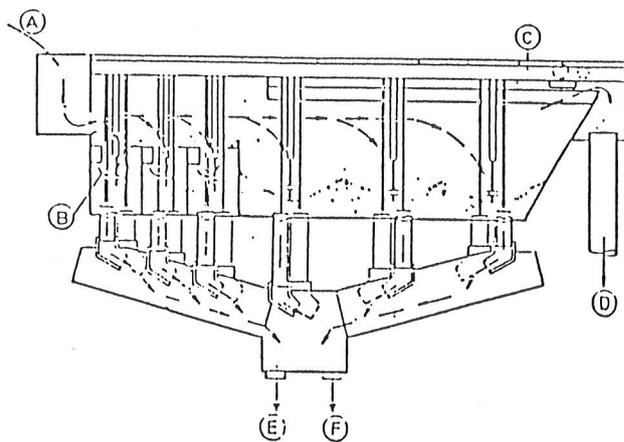


Bild 3:
Schnitt durch Sandklassierer

- (A) Sand- Wassergemisch
- (B) Aufstrom
- (C) Hydraulikpumpe mit Ventile
- (D) Abwasser
- (E) Aufbereiteter Sand
- (F) Überschuß
- (G) Ventile
- (H) Drehflügel

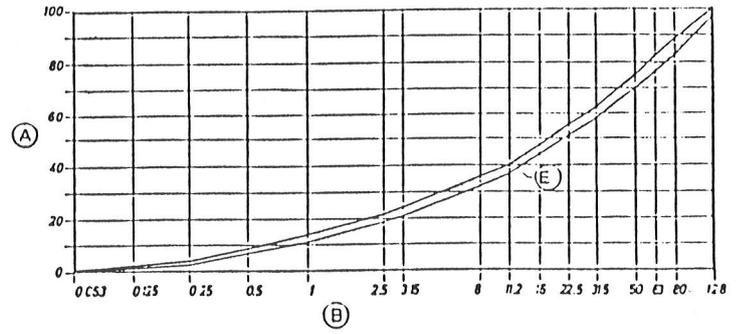
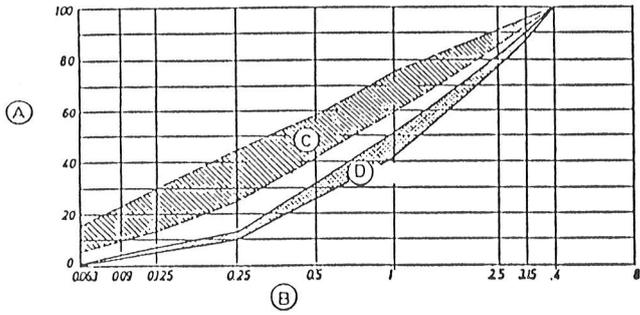


Bild 4:

Schwankungsbereich der Kornverteilung des Sandes 0/3
und der Gesamtsieblinie 0/128 mm

- (A) Siebdurchgang in Masse-%
- (B) Maschenweite
- (C) Rohsand
- (D) Aufbereiteter Sand 0/3 mm
- (E) Gesamtsieblinie 0/128 mm

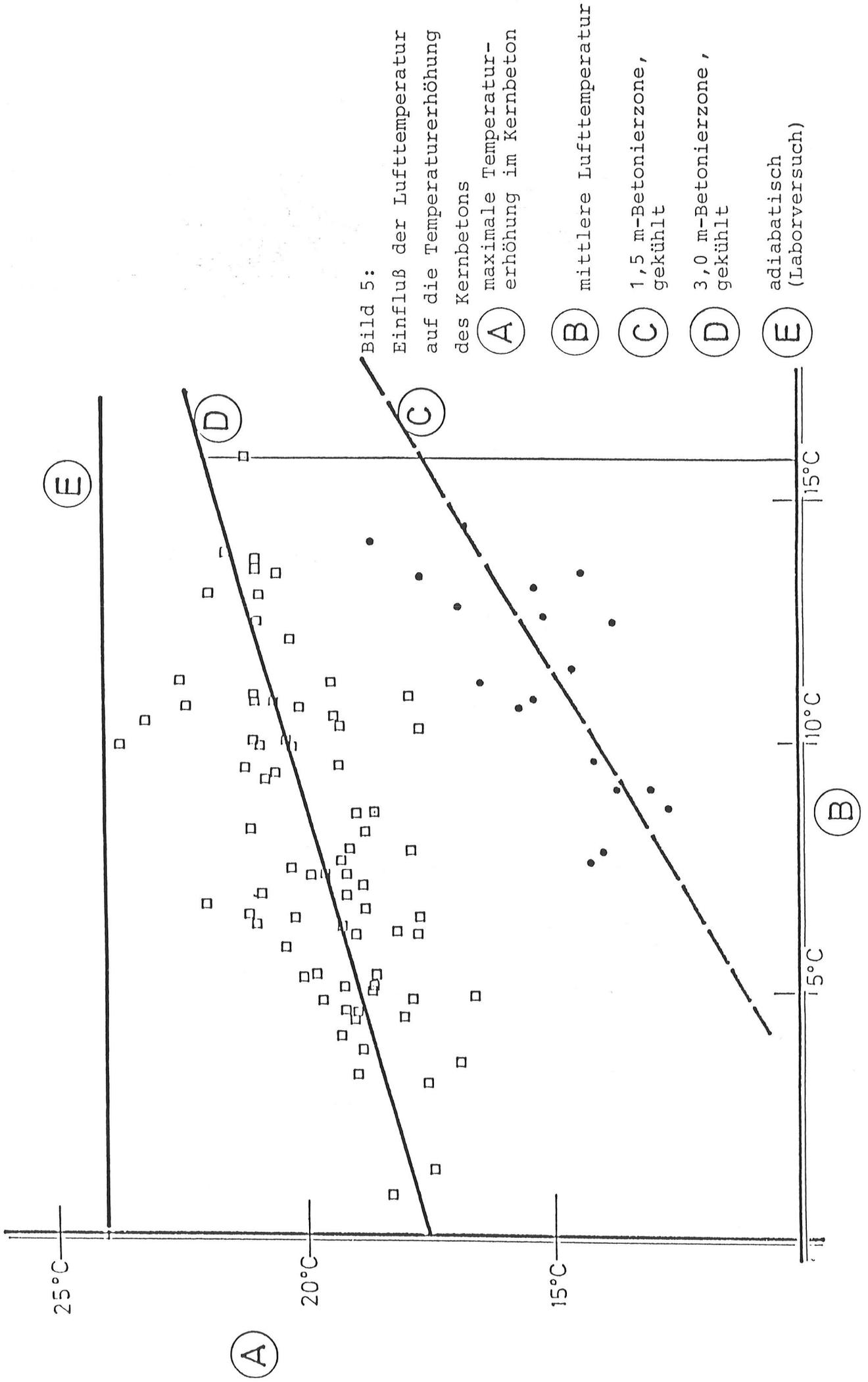


Bild 5:

Einfluß der Lufttemperatur
auf die Temperaturerhöhung
des Kernbetons

- (A) maximale Temperaturerhöhung im Kernbeton
- (B) mittlere Lufttemperatur
- (C) 1,5 m-Betonierzone, gekühlt
- (D) 3,0 m-Betonierzone, gekühlt
- (E) adiabatisch (Laborversuch)

Bild 6:

Einfluß der Rohrkühlung auf die Temperaturerhöhung des Kernbetons

(A) Betontemperatur

(B) Betonalter in Tagen

(C) ohne Rohrkühlung 3,5 m-Zone

(D) mit Kühlung, 3,0 m-Zone

(E) mit Kühlung, 1,5 m-Zone

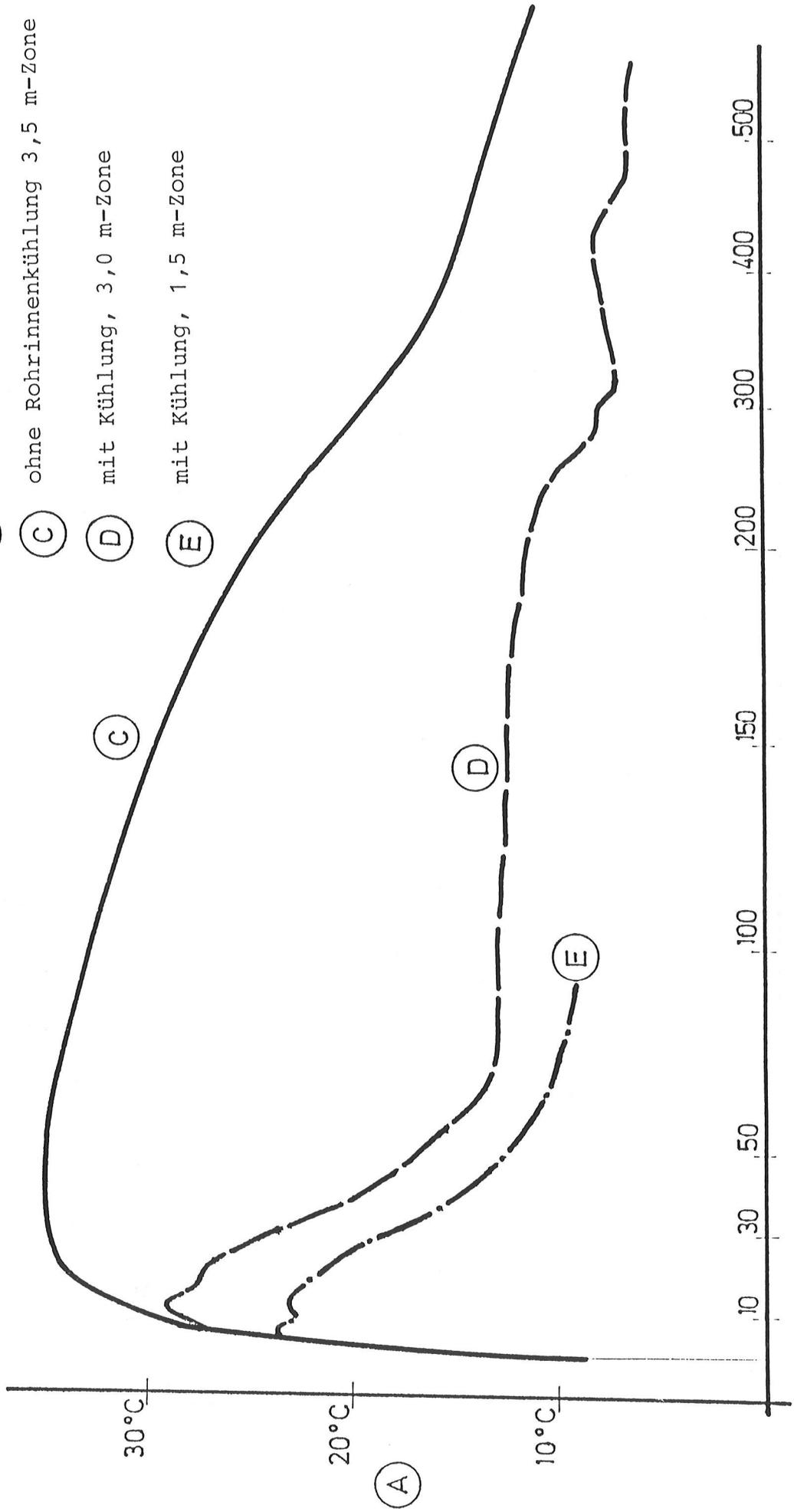
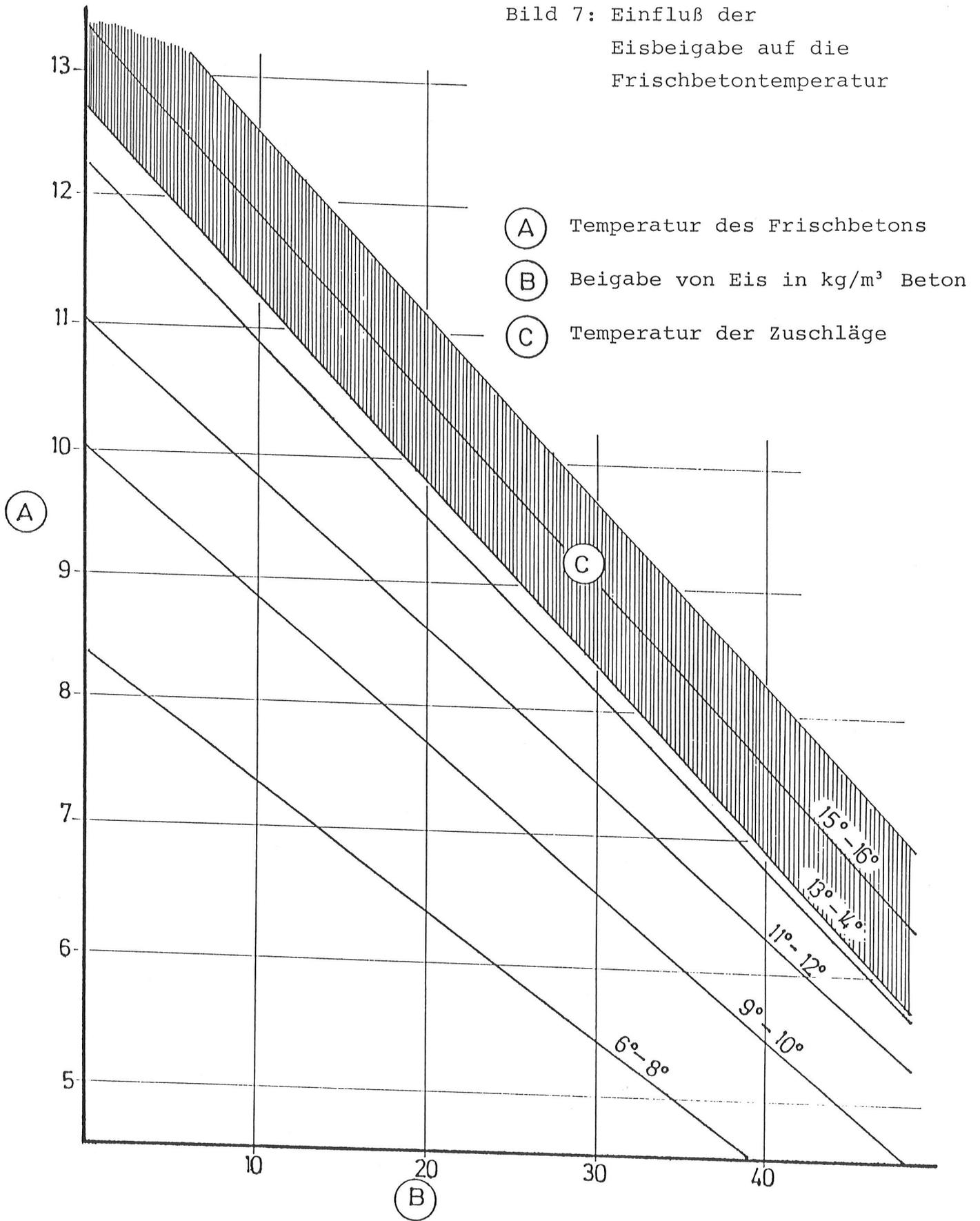


Bild 7: Einfluß der
Eisbeigabe auf die
Frischbetontemperatur



NEUENTWICKLUNG UND FORTSCHRITTE IM BAU VON BETONSPERREN

F. ROZINSKI
Ingenieur

Österreichische Donaukraftwerke AG - Ybbs/D.

Das Donaukraftwerk Greifenstein

In der Fortsetzung des Donauausbaues der Österreichischen Donaukraftwerke AG wurde von 1982 bis 1984 das Donaukraftwerk Greifenstein errichtet, dessen Stauraum bis zum Donaukraftwerk Altenwörth reicht.

Das Donaukraftwerk Greifenstein liegt unmittelbar westlich des Donaudurchbruches, wo der Donaustrom in das sogenannte inneralpine Wiener Becken eintritt. Die Staustelle liegt bei Strom-km 1949,18 im Durchstich (Abb. 1) und hat eine Nutzfallhöhe bei Mittelwasser von 10,90 m. Bei einer Ausbauwassermenge von 3150 m³/s (35-tägige Wasserführung) beträgt das Regelarbeitsvermögen 1710 GWh.

Das Hauptbauwerk besteht aus:

- 1) Krafthaus mit 9 Maschinensätzen mit Horizontalturbinen (Abb. 2)
- 2) Wehranlage, bestehend aus 6 Wehrfeldern à 24 m licht Weite (Abb. 3) mit Drucksegment-Verschlässen und Stauklappe mit hydraulischem Antrieb. Die Stauwandhöhe beträgt 14,5 m.
- 3) Schleusenanlage mit 2 Kammern mit 24 m x 230 m Abmessung und seitlicher Füllung und Entleerung aus bzw. in den Donaustrom (Abb. 4).
Die Verschlußorgane sind im Oberhaupt Hub-Senktoore und im Unterhaupt Stemmtore, die alle hydraulisch betrieben werden.

An das Hauptbauwerk schließt das 3 km lange neue Donaubett an, das in den 30,6 km langen Stauraum übergeht, deren Dammkrone 1,5 m über dem Stauziel liegt. Die Dammkrone liegt somit im Durchstichbereich (neues Donaubett) - 7,5 m bis 9,5 m über dem Urgelände.

a) Bauverfahren:

Die Beschreibung des Bauverfahrens erfaßt nur das Hauptbauwerk und das neue Donaubett. Die vielfältigen Maßnahmen im Stauraum, der Dammbau, die Kanalisations- und Drainagevorhaben mit den Pumpwerken und den Brückenhebungen werden nicht beschrieben.

Die Baugrube für das Hauptbauwerk lag im linksufrigen Auegebiet und reichte von Strom-km 1952,00 bis 1947,70. Die ca. 7,6 km lange Baugrubenumschließung wurde nach dem Aushub des Ausandes bis zum

Flysch mit einer Schmalwand abgedichtet. Der darauf geschüttete Kiesdamm wurde mit einer PVC-Folie mit 0,6 mm Dicke, die an die Schmalwand anschließt, gedichtet. Diese 0,6 mm Foliendichtung ist bereits so ausgelegt, daß sie als Dichtung für den Betriebszustand herangezogen werden kann. Als vorübergehende Dichtung während des Bauzustandes wurde eine 0,5 mm starke Folie verwendet.

Innerhalb dieser Baugrubenumschließung erfolgte der Kiesaushub im Trockenem. Die erforderliche Wasserhaltung wurde von stationären Pumpstationen bewerkstelligt. Im Bereich des Hauptbauwerkes begann der Kiesabtrag bis zum Flysch und wurde für Schüttmaterial verwendet. Im Durchstichbereich wurde der Kiesaushub kontinuierlich bis auf die planliche Höhe entsprechend dem Betonkies- und sonstigem Schüttmaterialbedarf nach Bauzeitplan gewonnen.

Der Flyschaushub bis zur Gründungssohle der einzelnen Bauwerksteile des Hauptbauwerkes erfolgte nach folgenden Kriterien:

Grundsätzlich wurde im Bereich des tiefsten Aushubes begonnen, und um die 30-monatige Bauzeit zu erzielen, wurde die Aushubfolge zusätzlich von Maschine 1 zur Mitte und von Maschine 9 ebenfalls zur Mitte vorgenommen. Der analoge Aushubablauf wurde ebenfalls für die Schleusenanlage vom Ober- und Unterhaupt zur Mitte und für die Wehranlage gewählt. Zum Schutz gegen atmosphärische Einflüsse wurden die freigelegten Flyschflächen in der Waagrechten mit Schutzbeton abgedeckt und in der Senkrechten mit Betonstützkörpern versehen.

Aus diesem Aushubrythmus entwickelte sich auch die zeitliche Folge des Betonbaues, in dem die Schalungs-, Bewehrungs- und Betonierungsarbeiten eingeschlossen sind. Für die Betonierung wurde die bewährte Methode mit den 7 Teleskop-Förderbandkränen und 19 Betonkipmulden auf LKW-Chassis zum Betontransport eingesetzt. Als Teleskop-Förderbandkräne waren 2 verschiedene Typen im Einsatz, deren Aktionsradius von 21,0 m bis 34,0 m und von 26,0 m bis 41,0 m betrug, die dazugehörigen Förderhöhen lagen bei 22 m bzw. 25 m. Je Förderband konnten praktisch 40 bis 50 m³/h Beton eingebracht werden. Die Kippmulden haben einen Füllinhalt von 6 m³ und können am Mischurm in max. 1 Minute beladen werden; für die Entladung über das Förderband sind 3 Minuten erforderlich, weshalb je nach Entfernung vom Mischurm bis zur Einbaustelle je Förderband 2 bis 3 Betonkipmulden eingesetzt wurden.

Für das Bauverfahren war folgende Baustelleneinrichtung erforderlich:

<u>Erdarbeiten:</u>	15 Stk. hydraulische Bagger	1900 KW
	15 Stk. Planier- und Verdichtungsgeräte	2300 KW
	15 Stk. Großraumfahrzeuge	6300 KW

Betonarbeiten:

Betonherstellung	1	Kiesaufbereitungsanlage	500 KW
	1	Betonmischanlage	500 KW
Betontransport	19 Stk.	Betonkipmulden	3500 KW
Betoneinbringung	7 Stk.	mobile Teleskop-Förderbandkräne	1200 KW

Für die gesamte Baustelleneinrichtung waren 28000 KW-Leistung installiert.

b) Baustoffprüfung und Überwachung:

Um die Überwachung während der Bauzeit zielführend durchführen zu können, wurden vor dem Baubeginn die vorgesehenen Baustoffe exakt geprüft und der Streubereich ihrer Qualität und die daraus entstehenden Folgen festgelegt. Es wurden daher die Kiesvorkommen durch Aufschlußbohrungen auf Zusammensetzung und Verwendungsmöglichkeit untersucht, um mit dem vorhandenen Zuschlag das Auslangen zu finden. Der Anfall und der Kornaufbau der Zuschlagstoffgruppe wurde während der Aufbereitung überwacht, um eventuell die Betonsieblinie zu korrigieren oder den Gewinnungsbereich zu ändern.

Für den Zement wurden Normenprüfungen zur Abgrenzung der Streubereiche der verschiedenen Eigenschaften gemacht und über die ÖNORM hinausreichende Spezifikationen vereinbart. Die besonderen Vereinbarungen umfassen die Abbindeverhältnisse, die Druckfestigkeiten im Alter von 1, 7 und 28 Tagen durch Mindestwerte und Standardabweichungen. Die Abb. 5 stellt die statistische Auswertung der 7- und 28-Tage-Druckfestigkeiten aller entnommenen Zementproben während der Bauzeit dar.

Das Betonzusatzmittel zur Plastifizierung und Luftporeneinführung, um die Verarbeitung zu verbessern und die Frostbeständigkeit zu gewährleisten, wurde aus mehreren Produkten der Eignungsprüfungen ausgewählt und auf den verwendeten Zement abgestimmt.

Die durchgeführten Baustoffprüfungen - Voruntersuchungen - bringen nicht den erwarteten Erfolg, wenn nicht bei der Betonherstellung auf der Baustelle im Mischturm laborähnliche Verhältnisse geschaffen werden, um das Vorhaltemaß so klein wie möglich zu halten, um den Beton qualitativ ziel-sicher und wirtschaftlich produzieren zu können.

Eine zusätzliche Einflußgröße ist der Wasser-/Zementgehalt (W/Z), der wegen der schwankenden Eigenfeuchten der Zuschläge dem Beton bei immer gleicher Dosierung der einzelnen Komponenten eine starke streuende Betonqualität verleiht. Der Einfluß ist aus der statistischen Auswertung (Gauß'sche Verteilungskurve) für verschiedene Betone des Donaukraftwerkes Ybbs deutlich erkennbar (Abb. 6).

Aufgrund längerer Bestrebungen der Österreichischen Donaukraftwerke AG wurde ein Dosiersystem in Zusammenarbeit mit verschiedenen Firmen entwickelt, welches in den beiden Mischtürmen eingebaut ist und wie folgt funktioniert (Abb. 7):

Das durch die Eignungsprüfung ermittelte Mischungsverhältnis wird am elektronischen Dosierschrank mittels Kreuzschienenverteiler und/oder Programmierung, gleichzeitig für mehrere Programme verwendbar, eingegeben. Bei Programmübernahme eines bestimmten Mischungsverhältnisses übernimmt der elektronische Korrekturrechner die Trockengewichte und gleichzeitig die zugehörigen Sandfeuchten der Fraktionen 0,06 - 0,05; 0,05 - 2,5; 2,5 - 8 und 8 - 32 mm. Bei der Korrekturrechnung wird von der Gesamtwassermenge die Wassermenge, die in den Zuschlägen enthalten ist, abgezogen und die Ersatzmenge von Wasser bei den einzelnen Fraktionen dazugerechnet und als Zuschlag bei der Verwiegung beigegeben.

Die Sandfeuchten werden mit Neutronensonden gemessen. Von einer 100 mCi Am-Be-Quelle werden Neutronen ausgestrahlt, die durch die Kollision mit den Wasserstoffatomen abgebremst werden und die Anzahl der abgebremsten Neutronen ist das Maß für den Wassergehalt. Durch entsprechende Meßorgane wird die Dichte der gebremsten Neutronen gezählt und in Spannung umgewandelt, die für die Korrekturrechnung herangezogen wird. Nach der Korrektur werden die sogenannten Sollwerte digital angezeigt und das Verwiegen der Betonkomponenten beginnt. Um eine große Genauigkeit zu erreichen, wird der Wiegeprozeß in 2 Abschnitte geteilt und zwar in die Grob- und Feindosierung. Die Gewichtserfassung erfolgt über Lastmeßdosen auf Dehnmessstreifenbasis, wobei dem Gewicht ebenfalls eine bestimmte Spannung entspricht. Nach Beendigung der Wiegung werden die erreichten Gewichte, die sogenannten Istwerte, digital angezeigt. Die Soll-/Istwerte und die Feuchte werden über einen Teledrucker zu Kontrollzwecken niedergeschrieben. Es besteht die Möglichkeit, diese Protokollierung kontinuierlich

oder nur bei Auftreten eines Istwert-Fehlers durchzuführen. Ein Istwert-Fehler tritt erst dann auf, wenn ein einstellbarer Toleranzbereich überschritten wird. In diesem Fall wird durch eine beton-technologisch geschulte Fachkraft die Verwendbarkeit dieser Betonmischung beurteilt und eine mögliche Korrektur veranlaßt.

Diese elektronisch-nukleare Dosiereinheit enthält noch einen Speicher, wo alle verbrauchten Betonkomponenten - getrennt nach Betonsorten - summiert und als Schicht- bzw. Wochenprotokoll ausgedruckt werden, wobei eine Löschung des Speicherinhaltes je nach Erfordernis möglich ist. Diese Summenprotokolle dienen als Abrechnungsunterlage für Zement, Zuschlag und Zusatzmittel.

Ergänzend zu dieser elektronisch-unterstützten Betonerzeugung und Überwachung werden noch laufende Kontrollen durchgeführt:

- 1) Tägliche Siebanalyse der Korngruppen nach der Aufbereitung
- 2) Durchführung einer Zementnormenprüfung je 200 t angeliefertem Zement
- 3) Das Betonzusatzmittel wird bei Anlieferung (ca. je 30 t) durch die Bestimmung der Dichte überprüft und ein Rückhaltenmuster gezogen.
- 4) Der Beton wird laufend visuell auf seine Konsistenz beobachtet, und bei den Probeentnahmen wird mittels Ausbreit- bzw. Verdichtungsmaß die Konsistenz bestimmt. Der Luftporengehalt wird mindestens dreimal täglich überprüft.

Um die Bestätigung der einwandfreien Frischbetonprüfung zu bekommen, werden für die Druckfestigkeitsprüfung je Betonsorte einmal täglich und für die Frostbeständigkeits- und Wasserundurchlässigkeits-Prüfung je Betonsorte einmal wöchentlich Proben entnommen. Um die Vielzahl der Werte der Druckfestigkeitsprüfung von Zement und Beton übersichtlich und leicht zu beurteilen, erfolgt eine statistische Auswertung nach Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient. Diese Ergebnisse werden graphisch mittels einer Gaud'schen Verteilungskurve aufgegliedert nach verschiedenen Zeiträumen (Quartal und Gesamtbauzeit) und nach Bauwerksteilen und Betonsorten (B 160, B 225, B 300 / Schleuse, Wehr, Krafthaus und Kranbahnträger) - dargestellt. Die Abbildungen 8 bis 10 zeigen einige Beispiele.

c) Kühlvorrichtungen, Fugenbehandlung und Vorkehrungen für die Betonierung bei ungünstigen Klima- und Witterungsbedingungen

Eine Betonkühlung wurde trotz der relativ großen Abmessungen von Fundamentblöcken nicht eingesetzt. Das Auftreten von Schwindrissen wurde durch die geringe Zementdosierung, der niederen Zement-Hydratationswärme und des kleinen W/Z-Wertes verringert. Die dennoch auftretenden Risse hatten eine so geringe Spaltbreite, daß keine Korrosionsgefahr bestand.

Die Fugenbehandlung erfolgte nach der bewährten Methode mit einem Wasser-Luftstrahl, womit knapp vor dem Erhärten des Betons die Oberfläche bis auf das Korngerüst gereinigt wurde. Vor dem Weiterbetonieren wurde diese Fläche mit Wasser nochmals gereinigt und mit Fugenmörtel eingebürstet. Der Fugenmörtel bestand aus demselben Beton ohne dem Grobkorn über 8 mm.

Die Betonierung bei ungünstigen Witterungsbedingungen

Bei Regen, Sonnenbestrahlung und Wind wurde der Beton beim Transport und bei der Einbaustelle abgedeckt. Bei anhaltendem Regen wurden begonnene Betonierungsabschnitte auf jeden Fall fertiggestellt. Bei Sonnenbestrahlung und Wind wurde mit besonderen Maßnahmen die Verarbeitungszeit von einer halben Stunde maximal eingehalten. Bei tiefen Temperaturen mußten die Beton- und Gründungsflächen, an

die anbetoniert wurde, vor Betonierbeginn frostfrei sein, wobei im allgemeinen + 5° C in 10 cm Tiefe angestrebt wurde. Für den Beton wurden nur gewärmte Zuschläge verwendet, und um die gewünschte Betontemperatur zu erzielen, wurde das Mischwasser erwärmt. Aus Erfahrung ist bekannt, daß die Betontemperatur je 10° C zunimmt. Bei massigen Bauteilen muß darauf geachtet werden, daß durch die Erwärmung des Frischbetons die Temperatur des eingebauten Betons während des Erhärtens nicht zu hoch ansteigt. Fertige Betonierabschnitte müssen gegen Kälteeinwirkung, erforderlichenfalls durch Einleiten von Dampf geschützt werden.

d) Rückwirkung derartiger Neuentwicklungen auf Entwurf, Bauzeit, Baukosten und Verhalten von Betonsperren

Diese Entwicklung bringt auch große Vorteile für die Projektierung und die Bauausführung. Die wesentlich erweiterte Freiheit in der Wahl der Blockgrößen erleichtert den Entwurf eines optimalen Blockteilungskonzeptes, das wiederum die Anordnung von arbeits- und materialaufwendigen Betonierfugen minimiert. Panzerungen und Maschinenbauteile können in einem Arbeitsschritt in entsprechend großen Blöcken eingebaut werden, wodurch die Kraftableitung in monolithischen Konstruktionsteilen erfolgen kann. Andererseits ist auch eine ausgewogene Abfolge von Betonier- und Montagevorgängen ermöglicht. Das abbindwärme- und schwindarme Verhalten des Betons erlaubt trotz relativ großer Betondeckung der Armierung einen Verzicht auf eine zusätzliche Hauptbewehrung, was neben Verringerung des Stahlverbrauches auch Einbauzeit spart. Zusammen mit deutlich verkürzten Ausschulfristen beschleunigt dies den Baufortschritt wesentlich.

Rückwirkung auf Bauzeit

Durch den Einsatz dieser neuentwickelten mobilen Förderbandkräne ist es möglich, den Umstellungszeitraum von einem Betonierblock zum anderen sehr kurz zu halten, wodurch die Betonierfolge wesentlich beschleunigt wird. Es entfällt auch die zeitaufwendige Errichtung der Betoniergerüste mit den Einfülltrichtern für die Betoniermannschaft bzw. auch die Herstellung eventueller Pumpleitungen für den Beton. Zusätzlich ist bei der Förderband-Betonierung mit einer größeren Betriebssicherheit gegenüber einem Pumpbetrieb zu rechnen. Diese Umstände erleichtern die Einhaltung eines gestrafften Bauzeitplanes.

Rückwirkung auf die Baukosten

Durch die ständige Korrektur der Eigenfeuchte der Zuschläge ist es möglich, das Vorhaltemaß der Zementdosierung zur Erzielung der Betonqualität zu verkleinern und den Zementgehalt je 1 m³ Fertigbeton um mindestens 10 % zu reduzieren. Durch diese exakte Betonerzeugung ist es außerdem möglich, Betonsieblinien anzuwenden, die nicht der idealen Zusammensetzung entsprechen, um dadurch dem Kornanfall des Aushubes angepaßt werden zu können und den Überschuß in einzelnen Korngruppen so gering wie möglich zu halten. Dieses Verfahren bringt daher eine Kostensenkung des Betons um 20 %.

Rückwirkung auf Verhalten

Im Verhalten sind durch diese Neuentwicklung keine wesentlichen Merkmale zu beobachten.

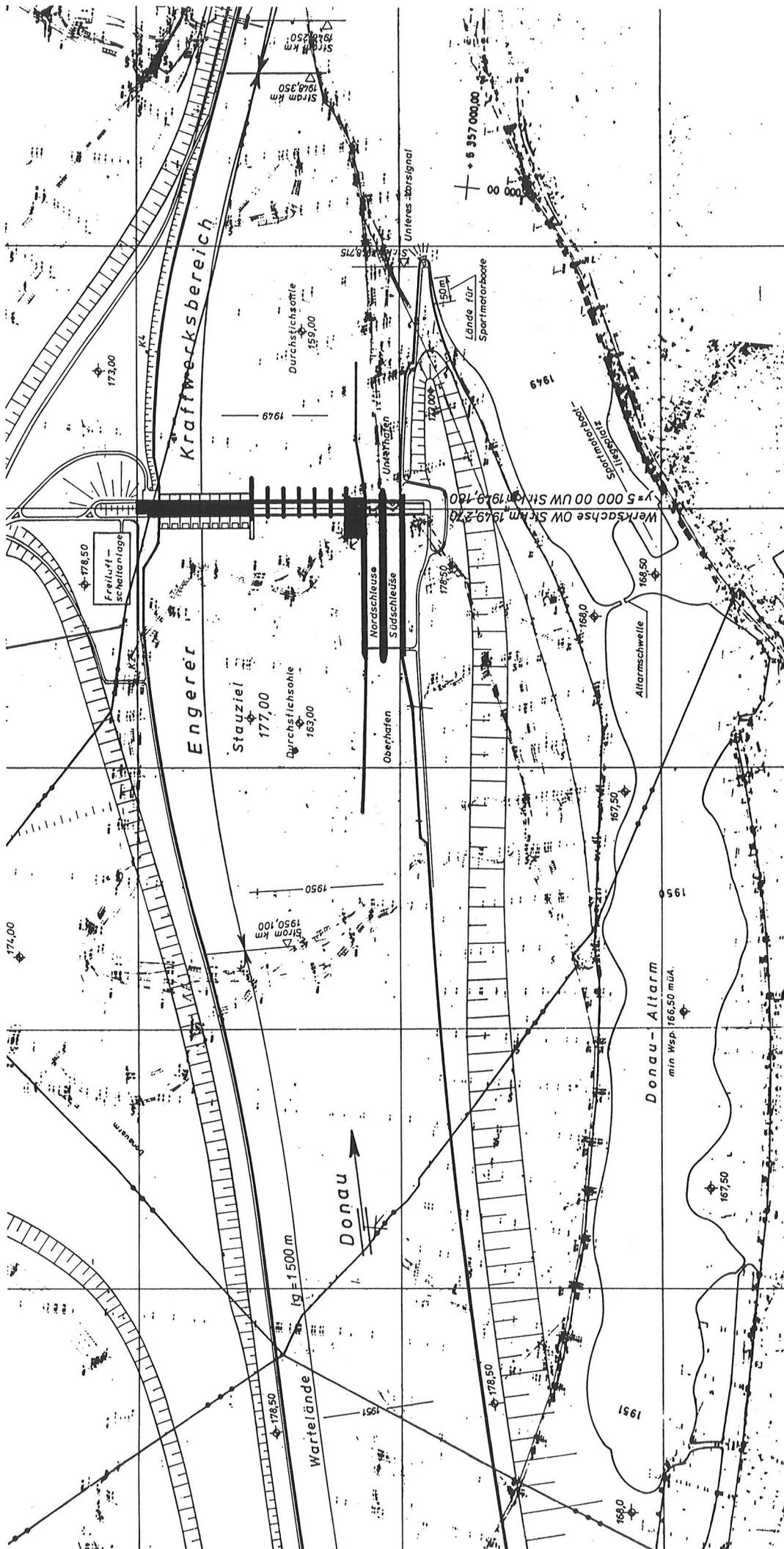


Abb.1 Lageplan des Donaukraftwerkes Greifenstein

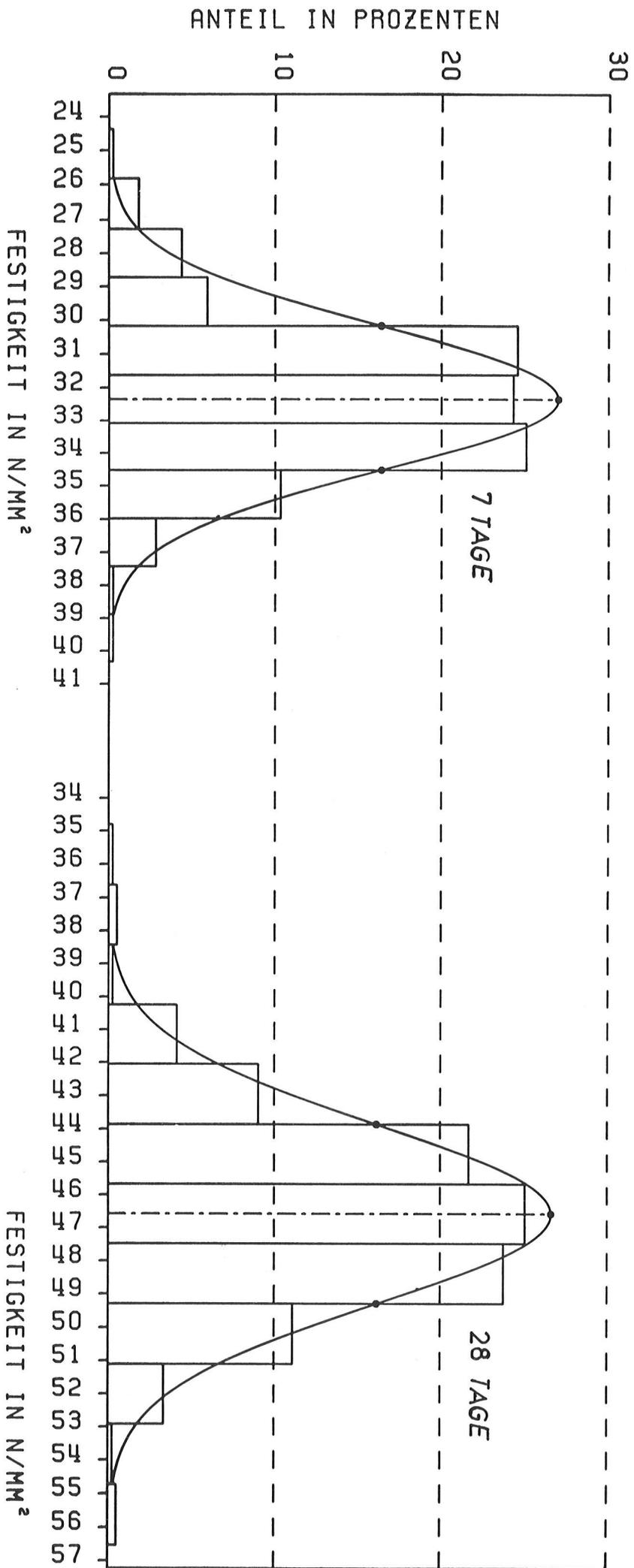
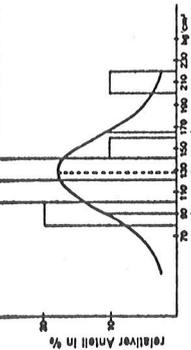


Abb. 5 Statistische Auswertung der 7 und 28 Tage Druckfestigkeit aller Zementproben während der Bauzeit

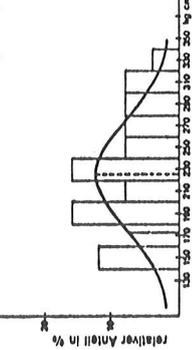
1955

Bauwerk II, Sorte S, 8 225

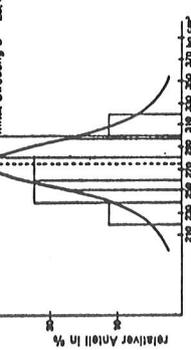
PROFALTER 7 TAGE
Anzahl der Prüfungen n = 89
arith. Mittel \bar{x} = 127,7 kg/cm²
mittl. Streuung s = 37,7 kg/cm²



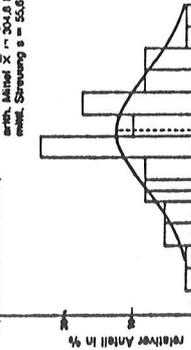
PROFALTER 28 TAGE
Anzahl der Prüfungen n = 25
arith. Mittel \bar{x} = 226,4 kg/cm²
mittl. Streuung s = 53,5 kg/cm²



PROFALTER 90 TAGE
Anzahl der Prüfungen n = 9
arith. Mittel \bar{x} = 277,0 kg/cm²
mittl. Streuung s = 21,4 kg/cm²

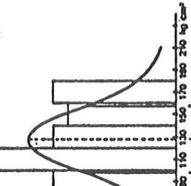


Bauwerk I, Sorte 1, B 160
PROFALTER 28 TAGE
Anzahl der Prüfungen n = 64
arith. Mittel \bar{x} = 304,8 kg/cm²
mittl. Streuung s = 55,6 kg/cm²

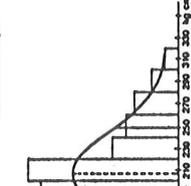


1956

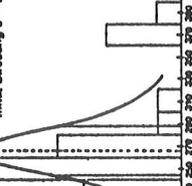
Anzahl der Prüfungen n = 43
arith. Mittel \bar{x} = 127,7 kg/cm²
mittl. Streuung s = 28,7 kg/cm²



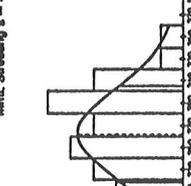
Anzahl der Prüfungen n = 102
arith. Mittel \bar{x} = 200,7 kg/cm²
mittl. Streuung s = 42,2 kg/cm²



Anzahl der Prüfungen n = 27
arith. Mittel \bar{x} = 265,7 kg/cm²
mittl. Streuung s = 21,7 kg/cm²



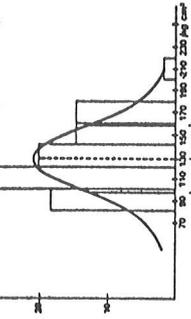
Anzahl der Prüfungen n = 30
arith. Mittel \bar{x} = 265,7 kg/cm²
mittl. Streuung s = 42,7 kg/cm²



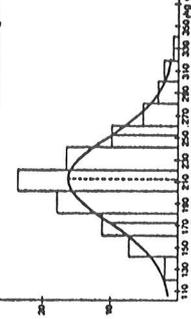
1957

Eine Prüfung = 3 Probekörper

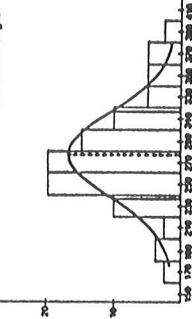
Anzahl der Prüfungen n = 53
arith. Mittel \bar{x} = 127,7 kg/cm²
mittl. Streuung s = 30,9 kg/cm²



Anzahl der Prüfungen n = 268
arith. Mittel \bar{x} = 211,9 kg/cm²
mittl. Streuung s = 40,3 kg/cm²



Anzahl der Prüfungen n = 81
arith. Mittel \bar{x} = 276,9 kg/cm²
mittl. Streuung s = 30,6 kg/cm²



Anzahl der Prüfungen n = 116
arith. Mittel \bar{x} = 276,9 kg/cm²
mittl. Streuung s = 60,6 kg/cm²

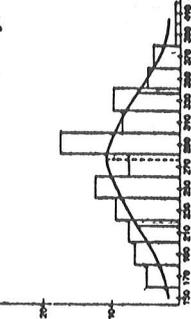


Abb. 6 Gauß'sche Verteilungskurven für verschiedene Beton-sorten beim Donaukraftwerk Ybbs-Persenbeug

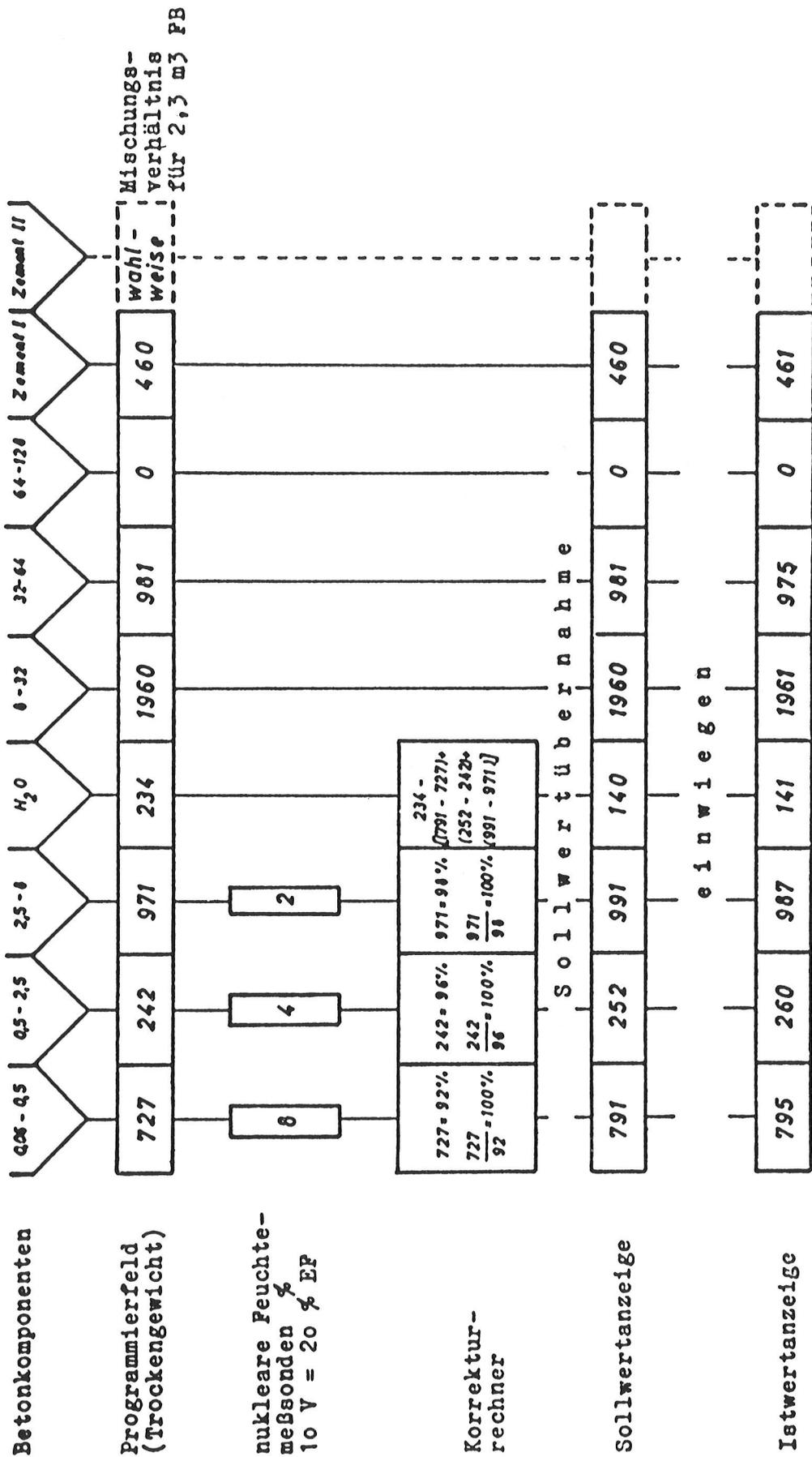


Abb. 7 Funktionsschema der elektronischen Zuteilung im Mischtrum unter Berücksichtigung der nuklear gemessenen Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe

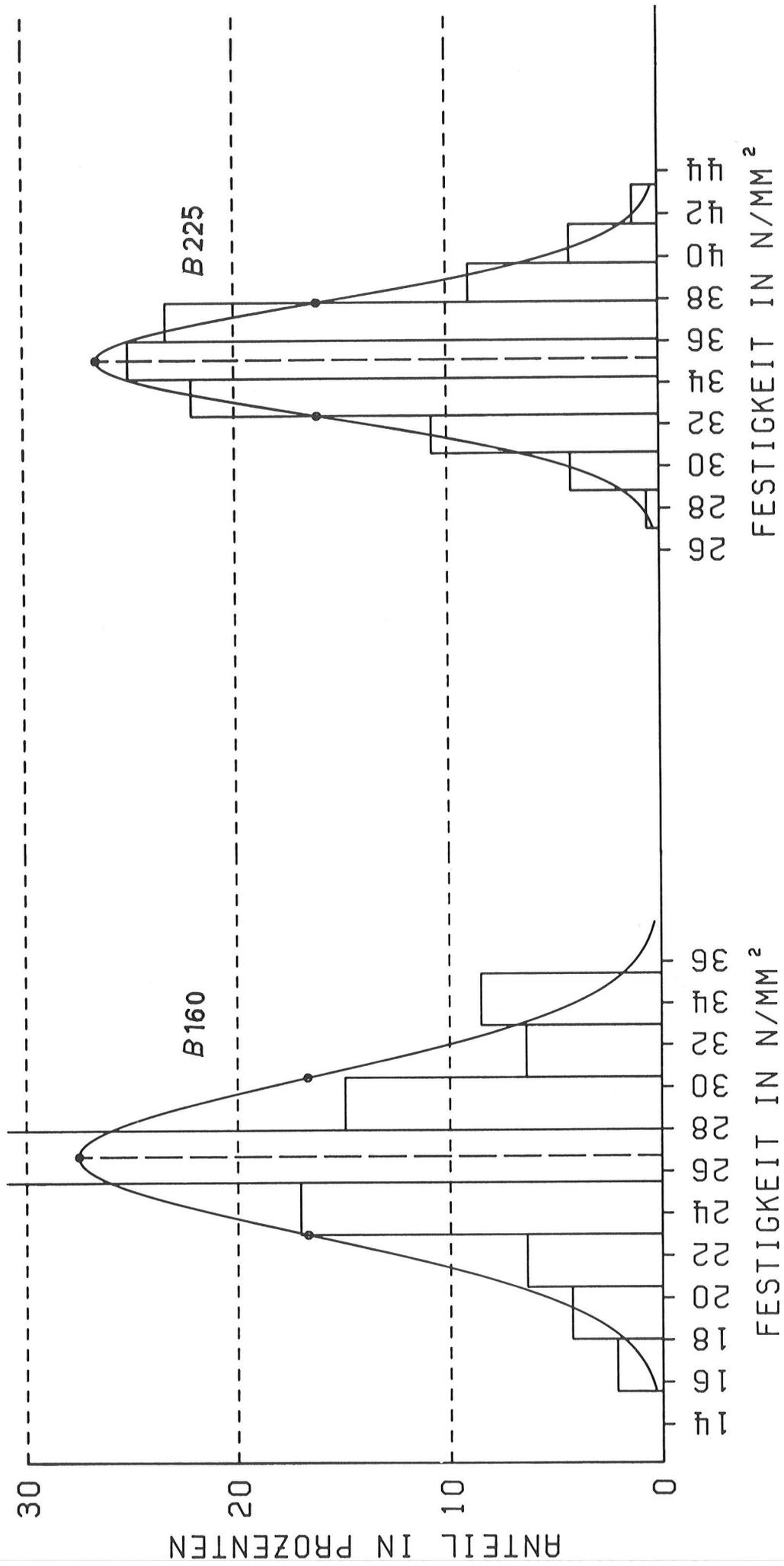


Abb. 8 Gauß'sche Verteilungskurve für Beton B 160 und B 225 (28 Tage Festigkeit) über die gesamte Bauzeit des Krafthauses

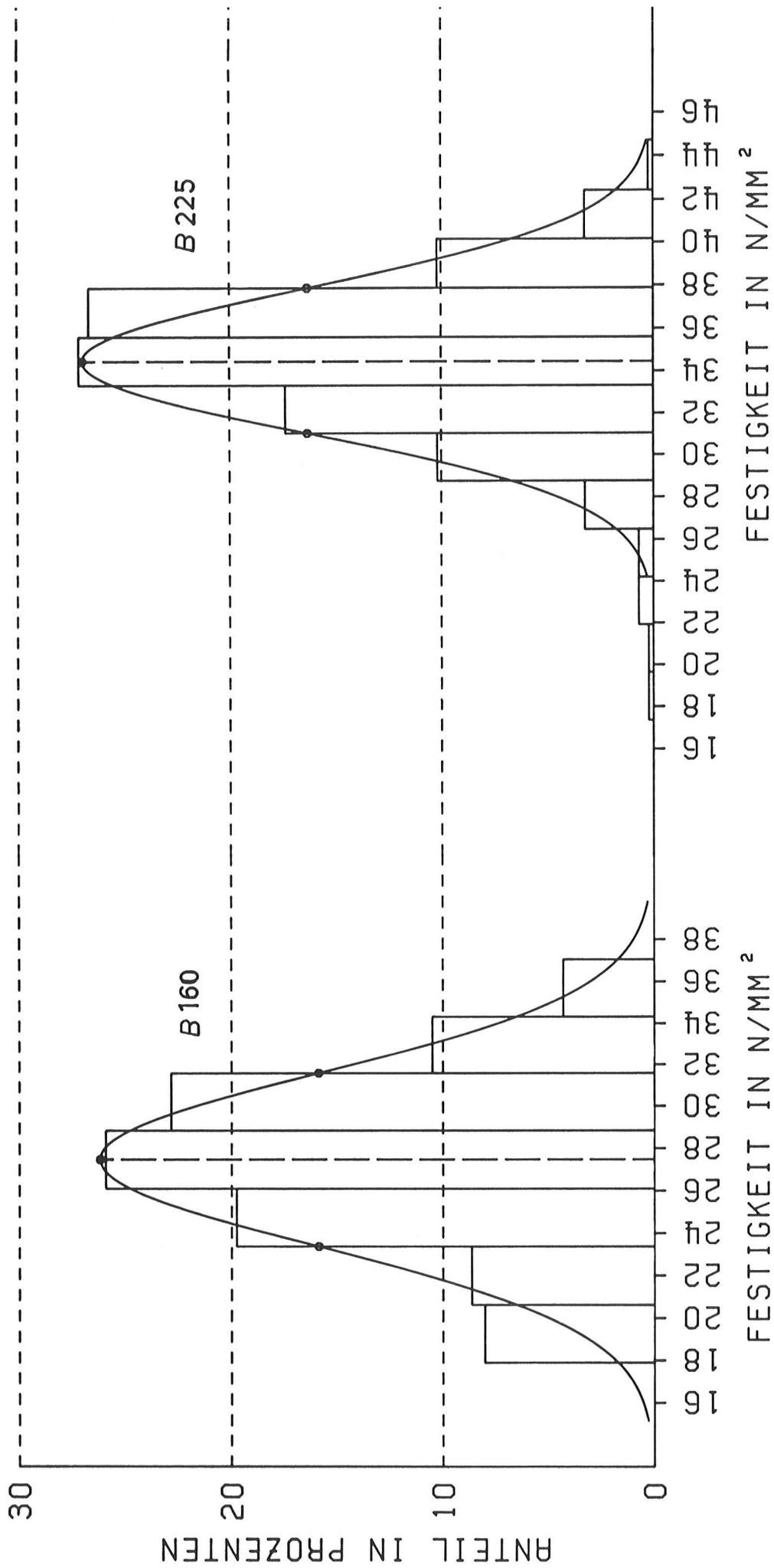


Abb. 9 Gauß'sche Verteilungskurve wie Abb. 8 für Bauzeit von Krafthaus, Mehr und Schleusen

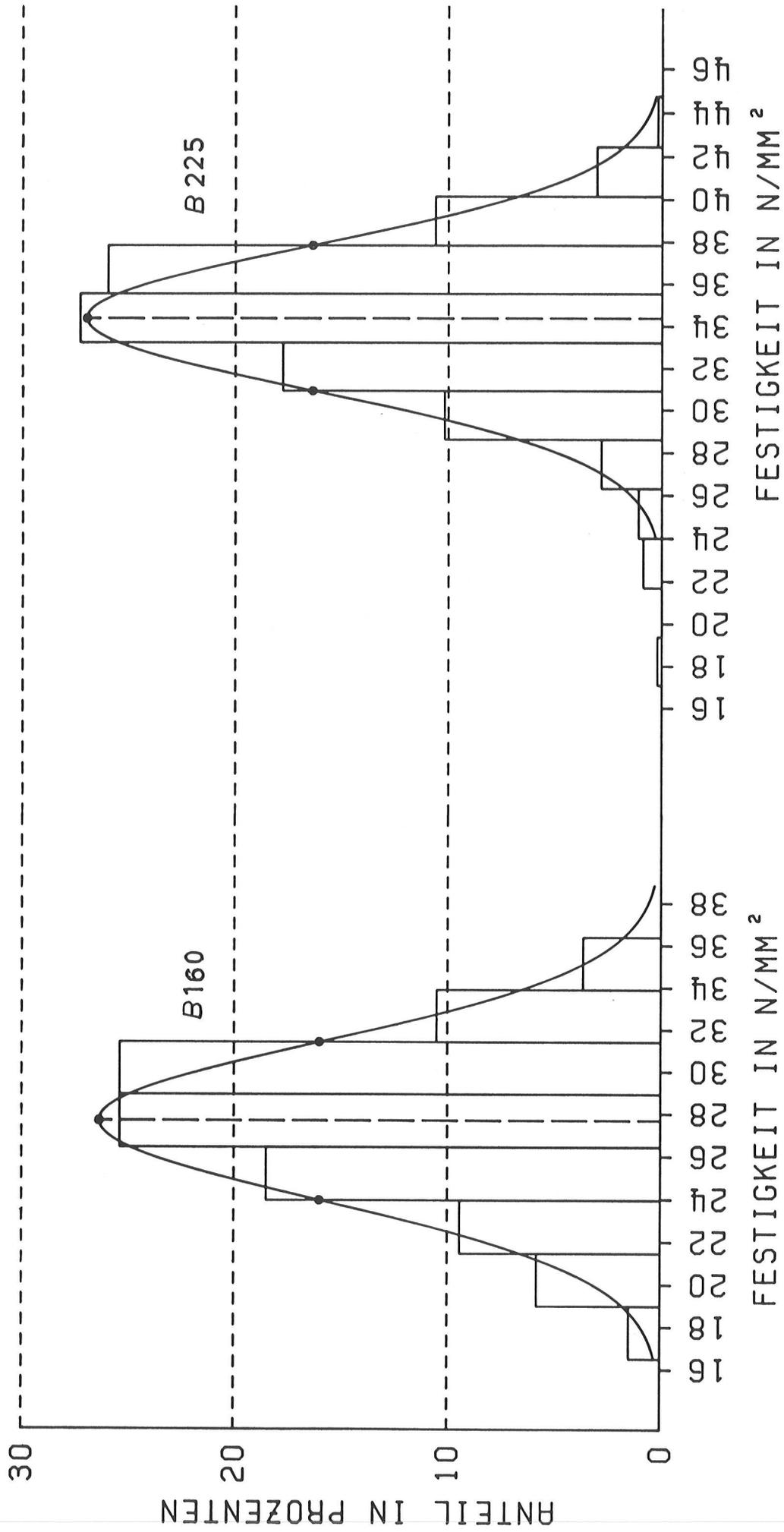


Abb. 10 Gauß'sche Verteilungskurve wie Abb. 9, jedoch in 2 verschiedenen Mischturmen hergestellt

EINFLUSS ALPINER SPEICHER AUF DEN ABFLUSS VON HOCHWÄSSERN

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

1. EINLEITUNG

Einer Auswertung der internationalen Schadensstatistik (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. Die ausreichende Funktionstüchtigkeit der Hochwasserentlastungsanlagen ist daher einer der wesentlichsten Beiträge zur Sicherheit der Talsperren.

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 in den Speicher 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.

2. HOCHWASSERBEOBACHTUNG UND AUSWERTUNG

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.

Erst Ende der 40er Jahre begann dann die Errichtung von Talsperren für echte Jahrespeicher im alpinen Raum, insbesondere die Speicher Wasserfallboden, Weißsee, Mooserboden, Lünnersee, Kops, Gepatsch, Durlaßboden, Schlegeis, Kölnbrein und Finstertal. Für die letzteren ist allerdings der Beobachtungszeitraum für die Auswertung von Erfahrungen mit Hochwasserentlastungsanlagen noch sehr gering. Bei den Jahrespeichern steht fast das ganze Jahr hindurch auch ein Teil des Nutzinhaltes zum Auffangen der Hochwasserwellen zur Verfügung.

Bei Speichern, deren Hochwasserentlastungsanlage als Überfall mit fester Wehrkrone ausgebildet ist, steht zusätzlich jener Retentionsraum zur Verfügung, der sich aus der Überfallhöhe ergibt. Bei Hochwasserentlastungsanlagen mit beweglichen Verschlüssen wird meist das Stauziel im wesentlichen gehalten, sodaß bei diesen Anlagen kein Retentionsraum vorhanden ist, wenn dieser nicht durch geeignete betriebliche Vorkehrungen von Fall zu Fall geschaffen wird. Normalerweise verbleibt trotzdem bei Ausleitungskraftwerken für den Bereich unterhalb der Speicher eine gewisse Entlastung, da der Speicherzufluß über die Triebwasserführung zur Stromerzeugung abgearbeitet wird.

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 maximalen 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 liegen. 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 10 % der jährlichen Zuflußfracht ist, kaum mehr mit einem jährlichen Anspringen der Hochwasserentlastungsanlage zu rechnen ist.

Bei Speichern, deren Nutzinhalt größer als etwa 60 % der jährlichen Zuflußfracht ist, kann schließlich bis zu einem etwa 25jährigen 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.

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 im Möll- und Kapruner Tal wurde diese Überlaufwahrscheinlichkeit bereits früher (Widmann 1974) aus einer 15jährigen Beobachtungsreihe ermittelt. Nunmehr liegt nicht nur für diese Speicher eine wesent-

Statistik Nr.	Speicher				Type	Jahr der Inbetriebnahme	Zufluß					Überfall		Überlaufwahrscheinlichkeit
	Name	Nutzinhalt	Jahreszufluß	Speicher kennziffer			Bemessungs-hochwasser		Beobachtungen					
							Spitze	Fracht	Jahr	Spitze	Fracht	Jahr	Spitze	
		m³ / s	hm³	m³ / s										
33	Lünersee	78,0	13,9	5,61	L	1958	57,8	2,54	-	-	-	-	-	0
32	Radlsee	2,54	2,61	0,97	L	1959	21	-	1981	-	0,64	-	0	0
29	Gr.Mühdorfersee	7,72	7,98	0,96	L	1957	17	-	1981	-	0,41	-	0	0
31	Hochalmsee	4,11	4,57	0,90	L	1959	15	-	1981	-	0,57	-	0	0
30	Kl.Mühdorfersee	2,77	3,08	0,90	L	1959	16	-	1981	-	0,54	-	0	0
54	Kölnbrein	200	238	0,84	L	1976	188	-	1985	75	3,3	-	-	0
6	Spullersee 1)	15,7	25,2	0,62	L	1965	62,8	0,7	1982	9,3	-	1981	1,0	0,2
43	Schlegeis	127	199	0,64	L	1971	300	10,7	1966	39,6	3,4	-	-	0,02
42	Durlaßboden	52	95	0,55	L	1966	200	-	1970	20,5	1,7	-	-	0,05
46	Tauernmoos neu	55	112	0,49	L	1973	180	8,6	1980	78,6	0,54	-	-	0
39	Gepatsch	138	302	0,46	L	1964	250	-	1987	78	-	-	-	0
26	Mooserboden	85	192	0,44	V	1955	100	-	1966	27	1,85	-	-	0,04
13	Silvretta	38,6	79	0,49	L	1948	136	4,13	1960	54,9	1,68	1960	20	0,06
57	Finstertal	60	161	0,37	L	1980	23	-		1	-	-	-	0
19	Wasserfallboden	83	231	0,36	L	1951	118	-	1966	23,4	-	-	-	0,03
38	Kops	44	234	0,19	L	1965	53,7	0,81	-	-	-	-	-	0
40	Dießbach	4,8	25	0,19	L	1963	66	0,82	1981	6,8	0,59	1974	1,5	0,15
37	Freibach	5,3	54,4	0,10	L	1960	200	-	1966	26,3	1,37	1966	18,4	0,15
10	Pack	5,4	38	0,142	V	1930	250	6,75	1972	102	1,13	1972	34	1,0
22	Dobra	23	271	0,08	L	1953	500	35	-	-	-	1959	103	>1
15	Salza	10,5	145	0,07	L	1949	140	-	1961	114	11,3	1961	103	1,1
17	Hierzmann	7,1	95	0,07	L	1950	200	-	1972	91	14,9	1972	68	>1
27	Ottenstein	51	767	0,07	V	1957	420	32,5	1959	163	-	1959	150	>1
28	Rotgülden	2,9	48,0	0,06	L	1957	61	1,14	-	-	-	1981	14,5	1,1
53	Gößkar	1,8	45,0	0,04	L	1976	96	-	1985	-	1,1	-	-	-
9	Vermunt	5,3	174	0,03	L	1930	97,5	6,86	1965	19,7	-	1965	13,1	0,08
21	Margaritze	3,2	122	0,03	L	1952	210	-	1966	39,3	3,4	1966	23	0,09
48	Galgenbichl	4,4	193	0,02	L	1976	226	-	1985	108	4,6	1985	57	-
58	Bolgenach	8,4	352	0,02	L	1978	450	-	-	-	-	1981	130	>1
25	Wiederschwing	1,15	115	0,01	V	1952	85	-	-	-	-	1983	85	0,8
41	Raggal	2,0	261	0,01	V	1967	430	-	-	-	-	1974	155	>1
44	Stillupp	6,9	531	0,01	L	1968	450	-	1959	56,7	4,9	-	-	0,04
50	Klaus	7,8	805	0,01	L	1975	1000	-	1977	525	50	1977	360	>1
12	Gerlos	0,76	27,9	0,005	L	1945	216	-	1956	195	-	-	-	>1
36	Lutz	0,07	332	≈0	V	1959	475	-	-	-	-	1974	180	>1
7	Langmann	0,32	100	≈0	L	1924	200	-	1926	135	9,0	-	-	>1

Tab. 1: Zusammenstellung hydrologischer Daten und Kennwerte
1) ... nicht als Jahresspeicher bewirtschaftet L ... freier Überfall
V ... regulierte Verschlussorgane

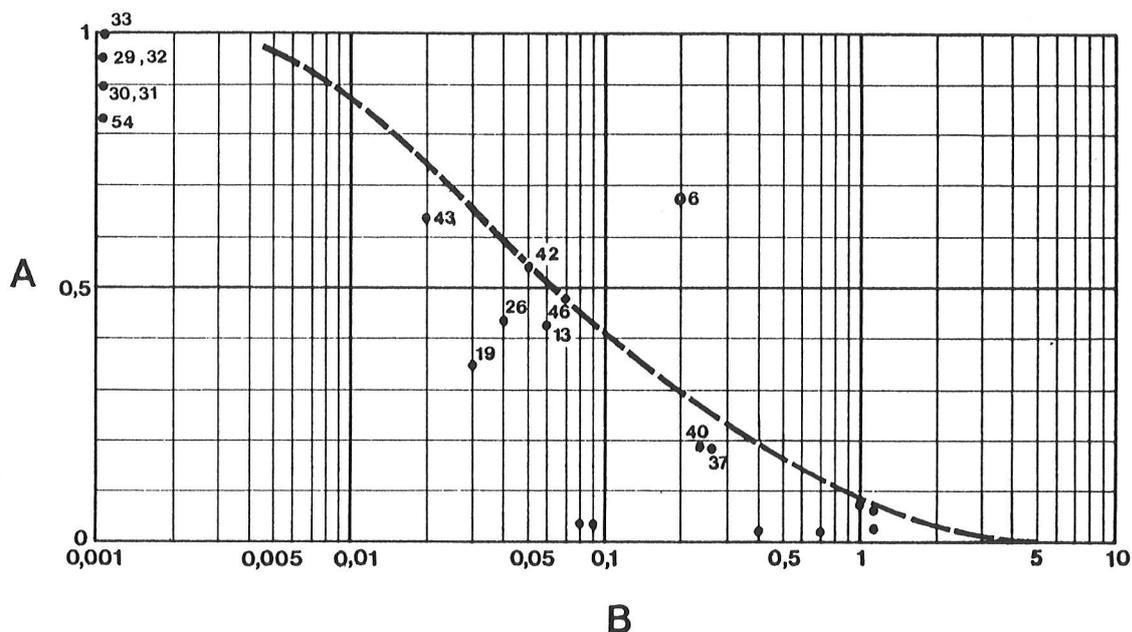


Abb. 1: Speicherkennziffer (A) und Wahrscheinlichkeit der Überströmung (B)

lich längere Beobachtungsreihe vor, sondern ähnliche Beobachtungsreihen konnten auch für die Speicher im Zillertal 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, wie am Beispiel des relativ kleinen Speichers Margaritze in Abbildung 2 dargestellt wird. Die graphische Zusammenstellung dieser Ergebnisse am Beispiel des relativ kleinen Speichers Margaritze zeigt die eindeutige Abnahme der Überlaufwahrscheinlichkeit schon bei kleiner 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 auch theoretisch begründen. Am Beispiel des Speichers Wasserfallboden sind in Tabelle 2 die sich aus der Beobachtungsreihe 1951 - 1983 ergebenden Daten zusammengestellt.

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 normalerweise erst im September annähernd 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

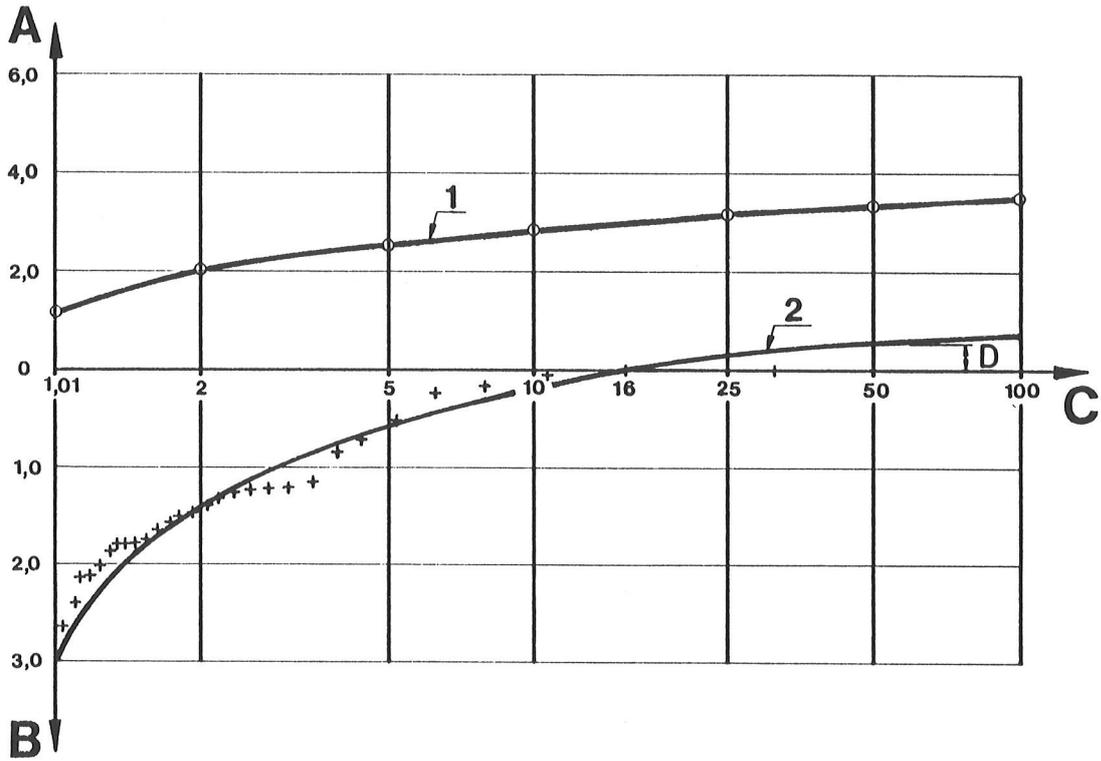


Abb. 2: Speicher Margaritze:
 Untersuchung der größten Hochwasserereignisse jeden Jahres zwischen 1957 und 1986
 A) Volumen der Hochwasserwelle B) Retentionsvolumen C) Wiederholungswahrscheinlichkeit
 1) Hochwasserzufluß 2) Retentionsvolumen bzw. Überlaufvolumen am Ende des Hochwassers

Überlauf gekommen ist, erklärt sich aus der geringen Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens extremer Hochwasserereignisse mit einem minimalen Restspeicherraum.

			Juni	Juli	August	September	Oktober	November
HQ ₅₀₀₀	Fracht	hm ³	1,50	1,68	1,89	1,12	0,61	0,39
	n ¹⁾	Jahre	nie	nie	6	2,8	6	0,28
HQ ₁₀₀	Fracht	hm ³	1,00	1,10	1,20	0,70	0,39	24
	n ¹⁾	Jahre	nie	nie	12	4,4	8	48
HQ ₁₀	Fracht	hm ³	0,70	0,78	0,78	0,45	0,25	0,14
	n ¹⁾	Jahre	nie	nie	23	8	10	70

Tab. 2: Speicher Wasserfallboden, Jahresreihe 1951 - 1983, monatliche Hochwasserfrachten und Restspeicherraum
 1) Alle n Jahre ist der Retentionsraum kleiner als der Inhalt der zufließenden Hochwasserwelle

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 ge-

stattet. 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.

2.4.1.1. 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

	Gewässer	Pegelstelle	Speicher	Einzugsgebiet			HQ ₁₀₀				Quelle
				Speicher	Pegel	Es	vor Ausbau	nach Ausbau	Abminderung	frühere Jährlichkeit	
				Es	Ep	Es : Ep	m ³ /s	%	Jahre		
1	Seeache	Jaßsteg	Achensee	105	172	0,61	88	55	37	7	N. Sommer Inter- prävent 1975
2	Kapruner Ache	Kaprun	Wasserfallboden Mooserboden	42	88,1	0,47	90	67	26	12	P. Ganahl Inter- prävent 1980
3	Ziller	Mayrhofen	Schlegeis	127	612	0,21	579	280	52	13	
4		Zell am Ziller	Stillupp		696,9	0,18	630	377	40	22	
5		Straß (Hart)	Durlaßboden	173	1 095	0,16	700	527	25	21	
6	Möll	Ranigoß	Margaritze	44	74,5	0,60	103	43	58	5	
7	Ill	Partenen	Kops, Silvretta	63	103	0,61	264	140	47	-	VIW
8	Faggenbach	Platz	Gepatsch	150	191,5	0,78	57,7	17,8	69	1	TIWAG
9	Finstertal	Kühtai	Finstertal	6	8,1	0,74	6,6	2,0	69	2	TIWAG
10	Malta	Gmünd	Kölnbrein	58	266	0,22	300	165	55	5	ÖDK
11	Gerlos	Gmünd	Durlaßboden	45	144	0,31	169	101	40	12	TKW

Tab. 3: Abminderung des Hochwasserrisikos für Unterlieger von Jahresspeichern

Speicherraum als Hochwasserauffangraum genutzt werden, da im Sommerhalbjahr aus landschaftsästhetischen Gründen nur eine geringe Schwankung der Seespiegellhöhe 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.

2.4.2. Große Speicher

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 der Hochwasserrisikos der Unterlieger. Bei keinem dieser Speicherkraftwerke sind seit Bestehen der Jahresspeicher größere Hochwasserschadensereignisse aufgetreten, die auf Abflüsse aus dem vom Speicher kontrollierten Einzugsgebiet zurückzuführen gewesen wären. 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 für die Unterlieger erreicht worden ist. (Abb. 3). Bei neueren Jahresspeichern stehen naturgemäß erst wenige Beobachtungen zur Verfügung, die jedoch die bisher aufgezeigten Tendenzen bestätigen (z.B. Kugi 1985).

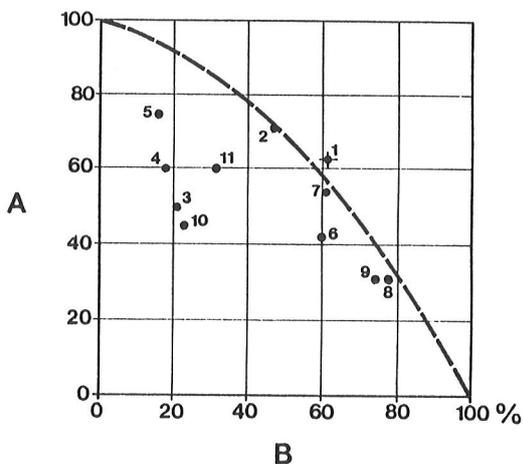


Abb. 3: Verminderung des Hochwasserrisikos für Bereiche unterhalb von Jahresspeichern
A) Abminderung des Spitzenabflusses auf ... %
B) Verhältnis des vom Speicher kontrollierten Einzugsgebietes zum gesamten Einzugsgebiet an der betrachteten Pegelstelle
Nr. siehe Tabelle 3

2.4.3. Kleine Speicher

Bei Speichern, deren Nutzinhalt klein gegenüber der Abflußfracht einer Hochwasserwelle ist, kann durch geeignete Betriebsführung zwar keine Verminderung der Abflußfracht, wohl aber eine Abminderung der Abflußspitze erreicht werden.

Als Beispiel sei das Talsperrenkraftwerk Klaus an der Enns erwähnt. Im Einzugsgebiet dieses Speichers wurden 3 Niederschlagsmeßstellen errichtet. Überschreitet der aus den fernübertragenen Meßwerten errechnete mittlerer Gebietsniederschlag eine Höhe von 2 mm/h, werden in einer Prognoserechnung unter Einbeziehung der Niederschläge in den letzten 30 Tagen, der Niederschlagsdauer und -intensität die zu erwartenden Abflüsse ermittelt, an Hand von 3 fernübertragenen Pegeln an den wichtigsten Zubringern überprüft und die Prognose laufend verbessert. Mit dieser Prognose des Hochwasserverlaufes für die nächsten 4 Stunden wird erforderlichenfalls eine Vorab-

senkung des Speichers durch verstärkten Kraftwerkseinsatz durchgeführt und so ein Auffangraum für einen Teil der Hochwasserwelle geschaffen. Mit diesem Verfahren konnten seit der Inbetriebnahme 1975 die Auswirkungen der beiden Katastrophenhochwässer 1975 und 1977 durch Verminderung der Abflußspitze um 30 % bzw. 42 % wesentlich verringert werden.

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,

stehen jedenfalls außer Zweifel. Mit der vorliegenden Untersuchung sollte eine Quantifizierung dieser Tendenzen für den alpinen Raum versucht werden.

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 Speicherbewirtschaftung 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 zutreffendes Bild über die verringerten Hochwasserrisiken unterhalb von bewirtschafteten Seen und Speichern.

Längere Beobachtungsreihen an mehreren Bächen bzw. Flüssen mit Jahresspeichern im Oberlauf würden zweifellos die Aussagekraft erhöhen und später 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

Mooshammer W. und Hamza G., Hochwasserprognose im Kraftwerk Klaus der Ennskraftwerke AG, Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft 1977, Heft 6, S. 295-300

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

Kugi W. und Weissel G., Das Augusthochwasser im Maltatal, Carinthia II, Klagenfurt 1986, S. 311-319

Schriftenreihe:

DIE TALSPERREN ÖSTERREICHS

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

- Heft 23 : Dipl.Ing.Dr.techn. Hans P e t z n y, Prof.Dipl.Ing.Dr.techn. Walter S c h o b e r , Dipl.Ing. Dr.techn. Richard W i d m a n n : Messungen an Österreichischen Talsperren (1977)
- Heft 24 : Dipl.Ing. Rudolf P a r t l : Statistik 1977 (Ausgabe auch in Englisch)
- Heft 25 : Österreichische Beiträge zum 13. Talsperren-Kongreß 1979 in New Delhi
- Heft 26 : Österreichische Beiträge zum 14. Talsperren-Kongreß 1982 in Rio de Janeiro
- Heft 27 : Fernüberwachung österreichischer Talsperren
- Heft 28 : Langzeitverhalten österreichischer Talsperren und Flußstauwerke
- Heft 29 : Hydro power schemes and large dams in Austria
- Heft 30 : Österreichische Beiträge zum 15. Talsperren-Kongreß 1985 in Lausanne
- Heft 31 : Österreichische Beiträge zum 16. Talsperren-Kongreß 1988 in San Francisco

