Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 52 (1960)
Heft: 8-10

Artikel: Entwicklung im Talsperrenbau
Autor: Gilg, B. / Gerber, F.P.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-921759

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 25.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Entwicklung im Talsperrenbau

Dr. Ing. *B. Gilg* und dipl. Ing. *F. P. Gerber*, Elektro-Watt, Zürich

DK 627.8

1. Einleitung

Unter den Ingenieurbauwerken nehmen die Talsperren in jeder Beziehung eine einmalige Stellung ein. Ohne damit irgend ein Werturteil zu fällen — denn meistens bestimmt die Masse nicht den Wert der Dinge — halten wir fest, daß keine Brücke, kein Hochbau, keine Bahnlinie und kein Straßenzug solch konzentrierte und zeitraubende Vorarbeiten erfordert und ähnliche Mengen an Baumaterialien verlangt. Und kein anderes Bauwerk läßt nach seiner Vollendung so wenig die Umtriebe ahnen, mit denen seine Entstehung verbunden war. Man möchte fast behaupten, daß die Talsperren mit den großen Kunstwerken die Eigenschaft gemein haben, weniger zu scheinen, als sie sind.

Über die Anfänge des Talsperrenbaues im Altertum und über die in späterer Zeit vor allem in Indien und Spanien unternommen — zum Teil auch gescheiterten — Versuche, können wir hier mit gutem Gewissen hinweggehen, einmal, weil darüber schon viel geschrieben wurde, und im weiteren, weil diese Bauten für die Entwicklung der letzten 50 Jahre belanglos sind. Was wir aber nicht übersehen dürfen, ist die Tatsache, daß der Talsperrenbau eine gemeinsame Angelegenheit aller Kulturstaaten ist, und daß wir in unsern folgenden Betrachtungen ohne Seitenblicke über unsere Landesgrenzen nicht auskommen.

2. Der Stand des Talsperrenbaues vor 50 Jahren

Im Jahre 1840 entwickelten die Franzosen Mery und Bélanger eine Theorie für die Berechnung von Gewichts-Staumauern. Diese Theorie war insofern unvollständig, als der Auftrieb an der Mauersohle nicht berücksichtigt wurde, was wohl auch einige Mauereinstürze zur Folge hatte. Dennoch kann die Einführung einer Berechnungsmethode als eigentlicher Wendepunkt in der Geschichte des Talsperrenbaues angesehen werden. Die aus früheren Zeiten stammenden Mauern besaßen im allgemeinen einen unzweckmäßigen Rechteckquerschnitte, welcher nun allmählich vom Trapezquerschnitt verdrängt wurde. Obschon die Sperren als reine Gewichtsmauern berechnet wurden, erhielten sie doch oft im Grundriß eine leichte Krümmung, so daß die Horizontalschnitte die Form von Kreisringsektoren besaßen. Eines der ersten Beispiele ist die 54 m hohe Sperre von Furens (Frankreich), deren Bau von 1861 bis 1866 dauerte. Das Problem der Schwindfugen stellte sich bei den aus Mauerwerk errichteten Bauwerken noch nicht, und die in der kalten Jahreszeit auftretenden Zugspannungen, welche bei geraden Mauern die Größenordnung von 10 kg/cm² erreichten, wurden bei gekrümmten Mauern durch die ebenfalls horizontal wirkenden Bogendruckspannungen kompensiert, konnten aber rechnerisch nicht erfaßt werden. Auch die vor der Berücksichtigung des Auftriebes in vielen Fällen sehr geringe Kippsicherheit wurde durch den bogenförmigen Grundriß verbessert.

Nachdem um die Jahrhundertwende Schäfer an der Oestermauer zum erstenmal den Auftrieb an der Mauerbasis experimentell nachgewiesen hatte, ging man allmählich zu den heute üblichen Gewichtsmauerprofilen über, wodurch auch die ein Jahrzehnt zuvor eingeführte komplizierte Drainage des wasserseitigen Mauerfußes überflüssig wurde. Die größte aus Mauerwerk errichtete Sperre ist der im Jahre 1905 vollendete New Croton-Dam im Staate New York. Er besitzt bei einer Höhe von 90 m eine Kronenlänge von 660 m sowie ein Volumen von 1,1 Mio m³ und schafft für die Wasserversorgung der Stadt New York einen Stausee von rund 90 Mio m³.

Eine neue Ära im Talsperrenbau begann mit der Verwendung von Beton, d. h. vor allem von dem in den Vereinigten Staaten erstmals angewandten Gußbeton. Im Jahre 1910, also bereits vor einem halben Jahrhundert, wurde eine Bogenmauer in Beton vollendet, welche unbedingt als eines der kühnsten Bauwerke seiner Zeit angesehen werden muß, nämlich der 99 m hohe Buffalo Bill-Dam im Staate Wyoming. Allerdings kann die Schlucht des Shoshone River als besonders günstige Sperrstelle bezeichnet werden, da sie auf der Höhe der Mauerkrone nur eine Breite von 50 m besitzt; das Verhältnis der Kronenlänge zur Mauerhöhe beträgt 0,6, ein Wert, welcher in der Schweiz nicht einmal für die Pfaffensprungmauer auftritt. Im weiteren sind auch die Fundationsverhältnisse im Granitstein denkbar günstig, so daß natürlich das damals für nötig erachtete Mauervolumen von 63 000 m³ heute beträchtlich unterschritten werden könnte. Da eine so gestaltete Bogenmauer die Wasserlast beinahe ausschließlich in horizontaler Richtung auf die Widerlager überträgt, konnte sie ohne Gefahr einfach als Gewölbe berechnet werden.

War also ums Jahr 1910 der Mauerbau im Grund genommen schon weit entwickelt, so befand sich der Dammbau noch in den Anfängen. Über das statische Verhalten einer Dammschüttung — heute nennen wir das die Stabilität der Böschung — besaß man gar keine Anhaltspunkte, und gelegentliche Dammbrüche lähmten die Entwicklung weitgehend. In den Vereinigten Staaten, wo der Pioniergeist trotz allen Mißerfolgen nicht ruhte, wagte man sich an den Bau flacher Dämme von höchstens 40 m Höhe.

Die Einführung der Schaffußwalze — eines noch heute im Erdbau verwendeten Verdichtungsgerätes — durch W. A. Gillette im Jahre 1905 und der Einsatz von leistungsfähigen Abbaugeräten (Shovels) ermöglichten einen rascheren Einbau und eine bessere Verdichtung des Damm-Materials. Auch durch das Verfahren des Einschwemmens von Erdmaterial ließen sich die Bauzeiten abkürzen. Die Dämme wurden nun wohl zusehends höher, erhielten aber nach wie vor flache Böschungen. Eine der wichtigsten vor 50 Jahren bereits vollendeten Sperren ist der 55 m hohe Terrace-Dam in Colorado. Er wird allerdings an Volumen durch den bereits 1906 gebauten Wachusset-Dam in Massachusetts übertroffen, welcher bei einer Höhe von nur 30 m eine Länge von beinahe 3,5 km besitzt.

3. Beurteilung der Situation um 1910

Der im vorigen Kapitel gegebene Überblick, welcher dem Leser vielleicht etwas lang erscheinen mag, soll zeigen, wie weit vor 50 Jahren der Talsperrenbau ohne eingehende statische und ohne erdbautechnische Kenntnisse und namentlich auch ohne gründliche technologi-

sche Vorbedingungen bereits gediehen war. Beinahe wäre man veranlaßt, die heute selbst beim Bau einer kleinen Talsperre üblichen umfangreichen Vorarbeiten etwas zu belächeln, wenn man sich vor Augen hält, wie z. B. im Jahre 1910 die materialtechnischen Probleme des Betons und des Dammschüttmaterials, und bisweilen wohl auch die geologische Situation einer Sperrstelle behandelt wurden. Eine Weiterentwicklung des Sperrenbaus im Hinblick auf wirtschaftlichere Projekte und Baumethoden wäre jedoch ohne Einsetzen einer intensiven Forschungstätigkeit nicht möglich gewesen. Es mußten Berechnungsmethoden für die Erfassung des Kräftespiels sowohl im Sperrenkörper wie auch im anschließenden Fels entwickelt werden; die Technologie des Betons hatte noch einen weiten Weg vor sich, und die Untersuchung der Eigenschaften von Erd- und Steinmaterial nahm erst ihren Anfang. Endlich galt es, die Arbeitsmethoden entsprechend zu rationalisieren, und zwar nicht nur diejenigen für den Bau selber, sondern auch diejenigen für die Voruntersuchungen.

4. Entwicklung der Betontechnologie

Bekanntlich waren die Ingenieure vor 50 Jahren auf ihren neu erfundenen Gußbeton sehr stolz, und es galt die Maxime, der billigste Betonbestandteil sei das Wasser und somit bestehe kein Grund, daran zu sparen. Diese Meinung wurde erst recht bestärkt durch die Tatsache, daß die Verwendung des Gußbetons eine raschere Anpassung an den damals einsetzenden Wasser- und Energiebedarf gestattete und der Bau der Sperren Arrowrock (110 m) und Elephant Butte (92 m) von Erfolg gekrönt war. Man bemerkte jedoch an Bauwerken in frostreichen Zonen nach einer Anzahl von Wintern beträchtliche Schäden, welche man vielleicht mit der allzu mechanisierten Einbringmethode in Zusammenhang brachte, deren eigentliche Ursache aber relativ lange verborgen blieb.

Heute weiß man, daß jedes im Beton eingeschlossene überschüssige Quantum Wasser die Qualität des Baustoffes herabsetzt. Es ist aber selbst im Laboratorium nicht möglich, Beton herzustellen, dessen Wassergehalt nicht wesentlich über der für den Abbindevorgang erforderlichen Menge liegt. Der Gußbeton besaß je nach Zementdosierung auf 100 kg Zement rund 65 bis 100 l Wasser; davon werden nur etwa 20 l chemisch gebunden. Beim Erhärten des Betons sucht sich nun ein Teil des überschüssigen Wassers den kürzesten Weg an die Maueroberfläche und hinterläßt nach dem Austritt feine Kapillaren. In Gegenden, wo nur selten Frost auftritt, werden sich diese Kapillaren kaum nachteilig bemerkbar machen. In jenen Zonen dagegen, wo der Temperaturverlauf häufig die Frostgrenze kreuzt, wo also der Beton oberflächlich einer großen Anzahl von Frostwechseln unterworfen ist, übt das in den Kapillaren eingeschlossene Wasser beim Gefrieren eine sprengende Wirkung aus, welche nach mehrmaliger Wiederholung die Betonoberfläche systematisch zerstört.

Die Herabsetzung des Wasserzusatzes hat zwar eine Verringerung der Kapillaren zur Folge, reicht aber noch nicht unbedingt zur Herstellung eines frostsicheren Betons aus. Deshalb werden seit ungefähr 10 Jahren sogenannte Luftporenmittel verwendet. Diese entwickeln im Beton während dem Abbinden ein Gas, welches kleine abgeschlossene Poren bildet. Darin kann sich das noch vorhandene überschüssige Wasser ablagern ohne Kapillaren zu erzeugen. Wie sich im Laboratorium nachweisen läßt, wird ein mit Luftporenmittel behandelter Beton heute je nach Qualität des Kiessandes mehrere hundert oder sogar mehrere tausend Temperaturwechsel zwischen —20° und +20° überstehen.

Die Fabrikation von trockenem Beton bietet aber noch den weiteren Vorteil, daß der Zementverbrauch eingeschränkt werden kann. Man hat eindeutig festgestellt, daß die Qualität eines Betons weniger von der absoluten Zementdosierung als vielmehr vom Verhältnis des Wassergewichtes zum Zementgewicht abhängt. Dieser sogenannte Wasserzementfaktor sollte z. B. für frostsicheren Vorsatzbeton den Wert 0,5 nicht wesentlich überschreiten; im Massebeton im Innern einer Staumauer kann er wohl bis gegen 0,8 ansteigen, doch ist bei größerem Wasserzusatz kaum mehr ein guter Beton zu erwarten. Da das Einbringen des Betons auf der Baustelle eine höhere Plastizität erfordert als im Laboratorium, sollte bei Vorversuchen darauf geachtet werden, daß die Wasserdosierung nicht zu klein gewählt wird, weil sonst die Festigkeit des Bauwerkes systematisch unter den erwarteten Werten liegt. Auffallend ist, daß kalkige Aggregate normalerweise weniger Wasser verlangen als kristalline, vor allem wenn bei den letzteren der Sand viel Glimmer enthält. Ferner benötigen gebrochene Aggregate mehr Wasser als die natürlich gerollten.

Für vier verschiedene Talsperren ergibt sich z. B. für gleich dosierten Beton (PZ 250) folgendes Bild:

Sperre	Aggregate	Wasser-zement-faktor	Raum-gewicht	Festigkeit nach 90 Tagen
Schräh (Wägital)	vorwiegend Kalk	0,75[1]	2,38 t/m³	280[2] kg/cm²
Isola (Misox)	glimmerreiche Gneise	0,56	2,49 t/m³	353 kg/cm²
Mauvoisin (Wallis)	verschiedene Gneise	0,50	2,55 t/m³	420 kg/cm²
Vajont (Dolomiten)	vorwiegend Kalk	0,45	2,55 t/m³	430 kg/cm²

[1] Gußbeton
[2] Der Wert ist zwischen P 225 und P 300 interpoliert

Natürlich kann der trockene Beton nicht mehr so leicht wie der einst gepriesene Gußbeton eingebracht werden, so daß heute eine große Staumauerbaustelle ohne Bulldozer, welche den Beton verteilen, kaum mehr denkbar ist. Auch die längst übliche Verwendung von Vibratoren wurde insofern rationalisiert, als ein Spiel von 3 oder 4 Vibratornadeln auf einen Bulldozer montiert wird, welcher die Rüttler regelmäßig placiert, gleichmäßig absenkt und langsam aus dem verdichteten Beton wieder herauszieht, was bei der Hand-Vibration fast unmöglich war.

5. Entwicklung der Erdbaumechanik

Wenn wir im letzten Kapitel beschrieben haben, wie in der Technologie des Betons in den fünf vergangenen Jahrzehnten entscheidende Fortschritte erzielt wurden, so muß gesagt werden, daß die Erdbaumechanik vor 50 Jahren überhaupt noch nicht existierte. Die Veröffentlichungen von Petterson und eigentlich erst diejenigen von Fellenius im Jahre 1932 befaßten sich mit den

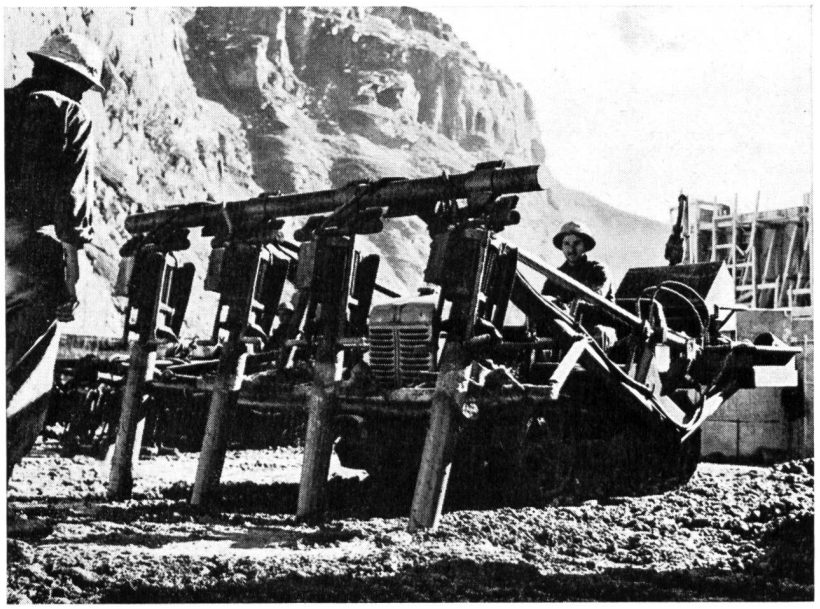


Bild 1
Mauvoisin, Schweiz. Mechanisierte Vibration.

zentralen Fragen der Bodenmechanik und ermöglichten eine rechnerische Erfassung der in einer Dammschüttung vor sich gehenden Phänomene. Die bisher rein empirisch gewählten Böschungsneigungen konnten nunmehr nach vorangegangener Untersuchung der Materialbeiwerte — spezifisches Gewicht, Porenvolumen, Wassergehalt, Raumgewicht, Winkel der inneren Reibung — rechnerisch überprüft und ihre Sicherheit gegen Abgleiten nachgewiesen werden.

Während der Einfluß des Auftriebes auf das Gewicht des unter Wasser befindlichen Schüttmaterials längst bekannt war, wurden die sogenannten Porenwasserspannungen erst später richtig erfaßt. Wenn das feuchte oder plastische Material eingebaut und z. B. mit Walzen verdichtet wird, so sammelt sich das Wasser in den Poren und wird unter Umständen — namentlich in lehmhaltigem Schüttgut — bei der durch das Kompaktieren erfolgten Verkleinerung des Porenvolumens unter Druck gesetzt. Der sogenannte Korn-zu-Korndruck, d. h. die direkt von einem Materialbestandteil auf den andern übertragene Kraft, verringert sich dabei, so daß natürlich auch der Scherwiderstand, d. h. also die innere Reibung abnimmt. Es wurde früher fälschlicherweise angenommen, der Winkel der inneren Reibung sei bei nassem Material ein anderer als bei trockenem, bis die Existenz der Porenwasserspannungen diese Erscheinung ganz einfach erklärte.

Es zeigt sich somit eine Parallele zwischen Beton und Erdschüttung darin, daß derjenige Wassergehalt, welcher zum Einbringen des Materials gerade notwendig ist, wenn möglich nicht überschritten werden sollte. Eine wichtige Konsequenz beim Dammbau war — analog der Preisgabe des Gußbetons — der Verzicht auf das Einschwemmen als Baumethode, d. h. also die Aufgabe der Spüldämme.

6. Überblick über die Entwicklung der Talsperren seit 50 Jahren

Bevor wir zeigen, wie sich die Vielfalt der heute verwendeten Sperrentypen heranbildete, geben wir in Bild 2 tabellarisch die Anzahl der in den vergangenen Jahrzehnten gebauten Mauern und Dämme, deren Höhe mindestens 30 m beträgt. Dabei fällt auf, daß von 1860 bis 1929 die Bautätigkeit ständig zunahm. Der schwache Rückgang zwischen 1930 und 1949 ist einerseits durch die Weltkrise, anderseits durch den nachfolgenden Krieg bedingt, tritt aber gegenüber dem Anstieg im letzten Dezennium in den Hintergrund. Seit 50 Jahren sind praktisch die Hälfte aller gebauten Talsperren Gewichtsmauern, wobei dieses Verhältnis in den Vereinigten Staaten und Kanada stets schwächer, in Europa dagegen bis zum Jahre 1949 stärker ausfiel. Seit dem Zweiten Weltkrieg nimmt der Bau von Bogenmauern in Europa stark zu, während im gleichen Zeitabschnitt in Nordamerika der Bau von Erd- und Steindämmen überwiegt.

Ein wesentlicher Grund für diese Entwicklung liegt darin, daß die Kosten für den Dammbau in Nordamerika und in Europa ungefähr dieselben sind, während die Betonpreise und vor allem die Preise für die Schalungen große Unterschiede aufweisen. Da die Dammbauten in Nordamerika noch stärker mechanisiert sind als bei uns, ist der Anteil an Löhnen gering. Im übrigen werden die höheren Löhne durch niedrigere Auslagen für die Maschinen und den Brennstoff weitgehend kompensiert. Beim Betonbau fallen die Lohnunterschiede mehr ins Gewicht, und bei der Anfertigung der Schalungen bilden sie sogar den wesentlichen Teil, so daß eine schlanke Bogenmauer in den Vereinigten Staaten ohne weiteres den dreifachen Preis eines analogen schweizerischen Bauwerkes erreichen kann.

7. Die Entwicklung der Gewichtsmauern

Entsprechend ihrer statischen Wirkungsweise sind die Dimensionen einer Gewichtsmauer durch ihre Höhe, das Eigengewicht des Betons, den eventuellen Auftrieb und die zu erwartenden Erdbebeneinflüsse gegeben. In der Schweiz ist z. B. die Annahme üblich, daß unter normaler Belastung einschließlich Auftrieb an der Mauersohle keine Zugspannungen auftreten dürfen und daß für eine gegebene Erdbebenbeschleunigung eine vorgeschriebene Sicherheit gegen Kippen eingehalten werden muß. Natürlich dürfen die Druckspannungen (unter Ausschluß der Betonzugzone) nur einen bestimmten Pro-

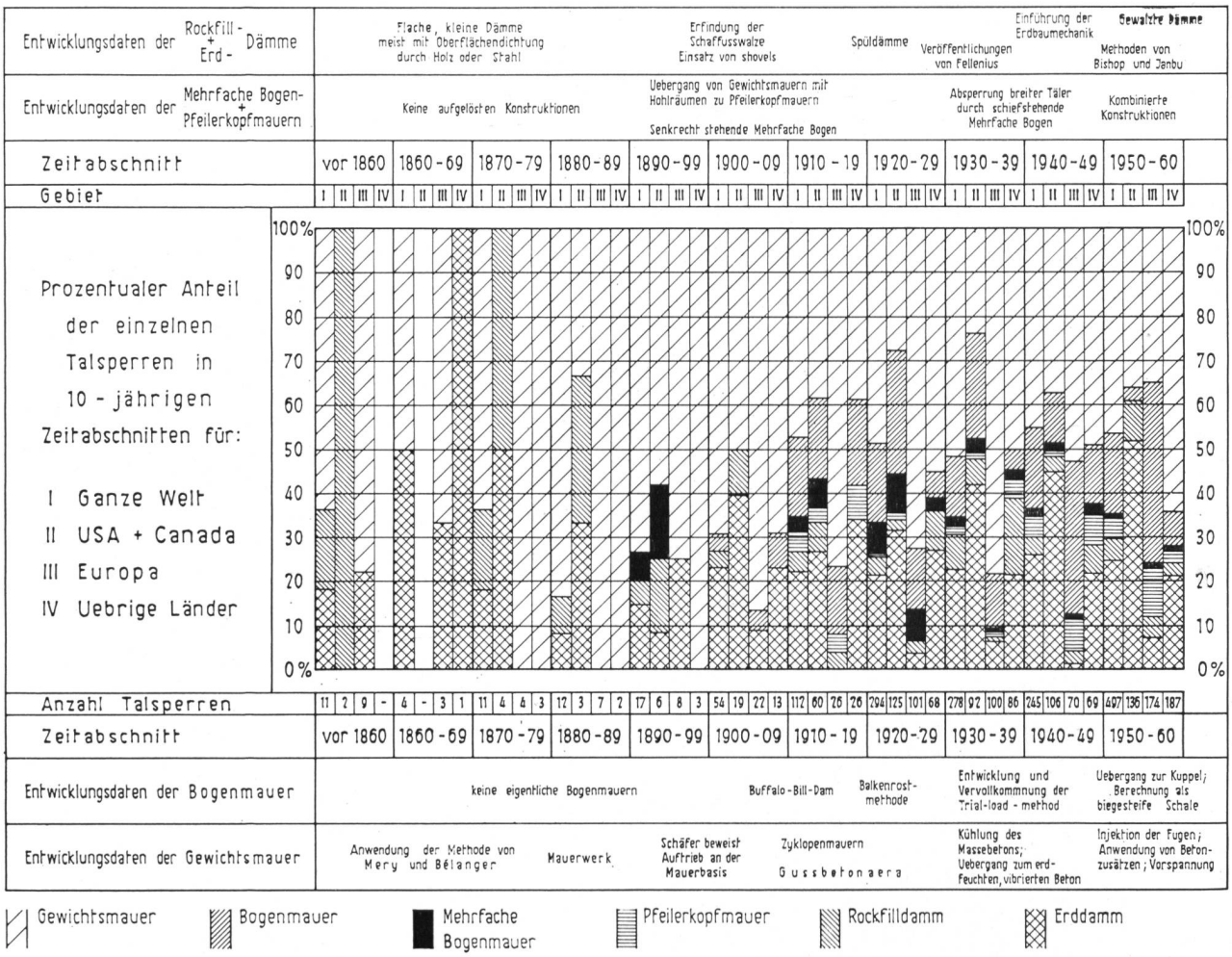


Bild 2 Zusammenstellung der gebauten Talsperren über 30 m Höhe, in zehnjährigen Abschnitten.

zentsatz der Betonfestigkeiten erreichen, z. B. 24 % für normale Belastung und 36 % für den Fall eines Erdbebens.

In der Dimensionierung sind also keine großen Variationen möglich, doch lassen sich — jedenfalls für den Massenbeton — bei sorgfältiger Fabrikation gewisse Reduktionen in der Zementdosierung erzielen. So wird z. B. für die Dixencemauer in wenig beanspruchten Partien ein Beton PZ 140 verwendet.

Da der Auftrieb die Stabilität der Gewichtsmauern und damit ihre Abmessungen stark beeinflußt, ist man seit langem bestrebt, durch Kontrollgänge, welche auf der Wasserseite in der Nähe des Felsauflagers die Mauer durchziehen, eine Drainagewirkung zu erzielen. Noch besser wird die Wirkung allerdings durch die in der Schweiz seit 1948 angewandten Hohlräume von 3 bis 4 m Breite, zu welchen die zwischen zwei Mauerblöcken angeordneten Dilatationsfugen ausgeweitet werden und die bis auf den Fels reichen. Sie ermöglichen Betoneinsparungen bis zu 20 %, wie dies z. B. bei der Albigna-Mauer der Fall war.

Die Absperrung der Dilatationsfugen, welche bei Gewichtsmauern offen bleiben können, hat im Laufe der Zeit verschiedene Lösungen gefunden. Ein teures und nicht unbedingt erforderliches System waren die aus armiertem Beton bestehenden auf der Wasserseite errichteten Fugenschlußbalken, die — dank einer aufgebrachten Bitumenschicht — unter dem Wasserdruck eine dichtende Wirkung ausübten. Später ging man zum wasserseitigen Abschluß mit einbetonierten Kupferblechen über, während heute auch 20 bis 40 cm breite Kautschuk- oder Plastikbänder verwendet werden.

Der sicherste Fugenschluß bleibt jedoch die Injektion, wobei natürlich die Abschlußbänder wasser- und luftseitig angeordnet werden müssen. Damit das bei Bogenmauern übliche Verfahren aber auch bei Gewichtsmauern wirksam wird, wo normalerweise keine horizontalen Spannungen auftreten, muß der Beton vor der Injektion genügend abgekühlt werden. Die erste künstliche Kühlung wurde zwar bei einer Bogenmauer eingerichtet, welche aber das Profil einer Gewichtsmauer besitzt, nämlich bei dem 1936 vollendeten 222 m hohen Hoover-Dam. Da seine Basisbreite 201 m beträgt, war die natürliche Kühlung von vorneherein ungenügend. Ein ähnliches System wurde beim Grand Coulee-Dam (1937—1942), einer Gewichtsmauer, welche mit 7,7 Mio m³ das größte Volumen aller je gebauten Betonsperren aufweist, verwendet. Die Kühlschlangen, deren Durchmesser 1″ betrug, besaßen sowohl horizontal wie vertikal einen Abstand von 1,50 m, so daß im ganzen 3200 km Rohre verlegt werden mußten. Das Wasser wurde in einer Kühlanlage auf 4° C abgekühlt. Der Grand Coulee-Dam wurde als erste Gewichtsmauer injiziert, wie dies heute z. B. auch bei der Dixence-Mauer geschieht.

Der jüngste Schritt in der Entwicklung der Ge-

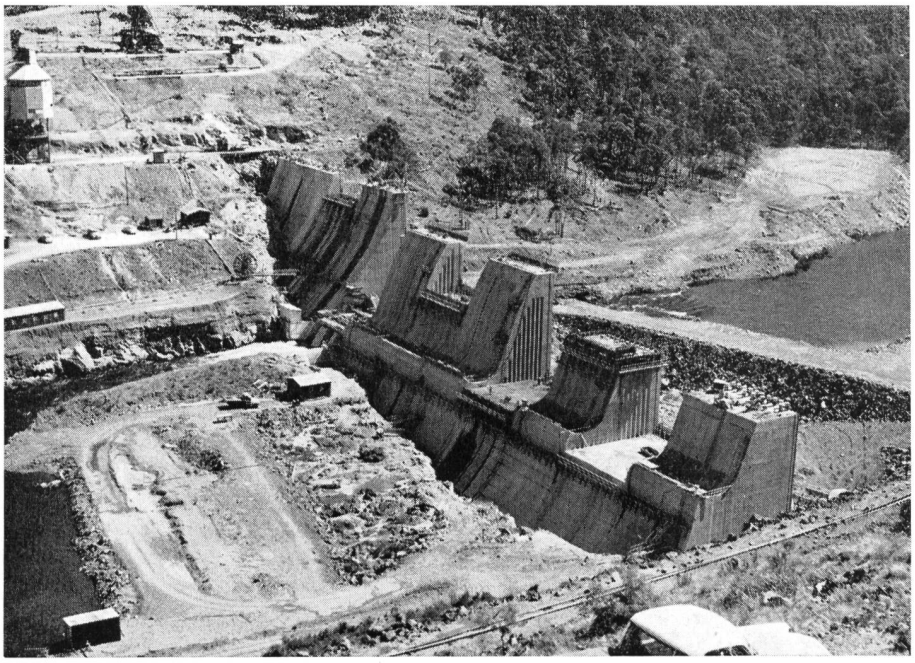


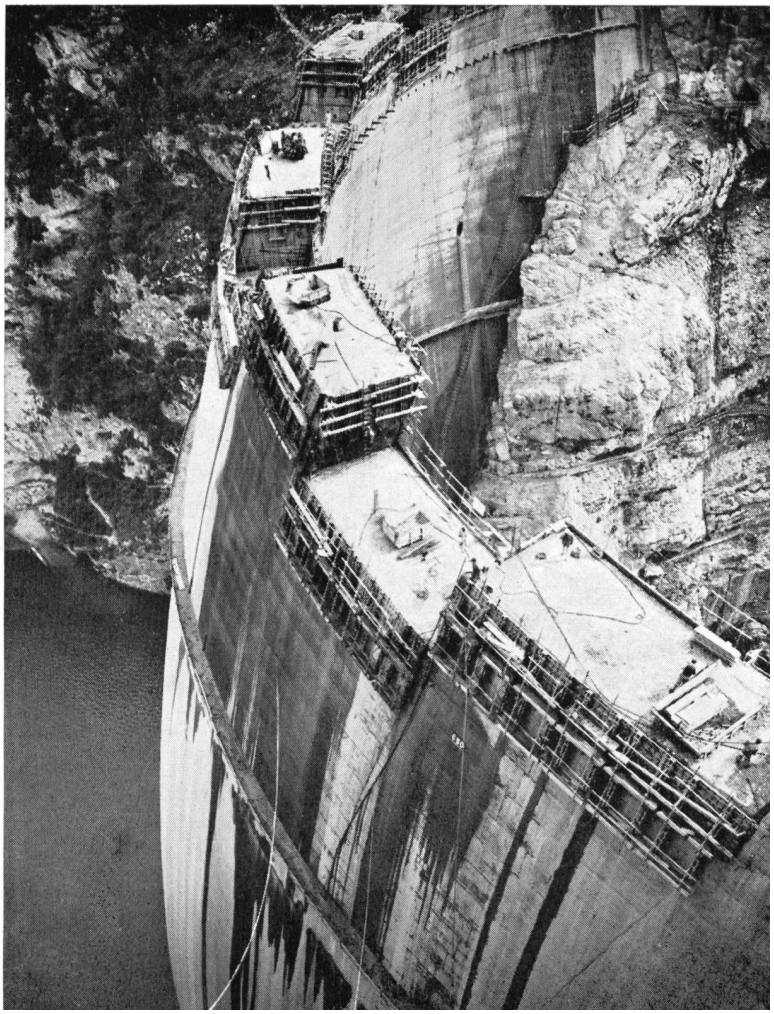
Bild 3
Catagunya-Dam, Tasmanien.
Stand der Betonierungsarbeiten
am 19. Februar 1960.

wichtsmauern besteht in einer künstlichen Erhöhung des Eigengewichtes durch Verankerung des stark reduzierten Mauerprofils mit Vorspannkabeln. Im unbelasteten Zustand verläuft die Resultierende des Sohlendruckes stark exzentrisch, so daß nur ein Teil des Mauerfußes tatsächlich auf dem Fels aufliegt. Unter voller Wasserlast und Auftrieb herrscht in jedem Querschnitt ein reiner Druckzustand, welcher linear gegen die Luftseite zunimmt. Dieser Mauertyp, welcher bisher in Schottland und in Australien angewandt wurde, wobei die größte Mauer (Catagunya) 45 m hoch ist, wirft allerdings noch einige wesentliche Fragen über die Verankerungstiefe und die Abnahme der Vorspannung infolge Kriechens und Schwindens des Betons sowie Kriechens der Stahldrähte auf, so daß die vorgespannten Mauern einer besonders intensiven Kontrolle bedürfen.

8. Die Entwicklung der Bogensperren

Seit dem Bau des Buffalo Bill-Dam hat die Formgebung der Bogenstaumauern eine stetig ansteigende Entwicklung genommen. In theoretischer Hinsicht konnte die Methode der Gewölbeberechnung nicht befriedigen, so daß man zur Balkenrostmethode überging, wobei die Mauer in ein System von vertikalen Konsolen und horizontalen Bogen aufgeteilt wird. Die Wasserlast — und wenn nötig auch das Eigengewicht — wird dergestalt auf die beiden Tragsysteme verteilt, daß die Verformungen an den Kreuzungspunkten der Träger identisch sind. Während man anfänglich nur die radialen (in Richtung des Wasserdruckes auftretenden) Verschiebungen berücksichtigte und glaubte, durch Vergrößerung der Anzahl von Bogen und Konsolen das Resultat der Näherungsberechnung verbessern zu können, erkannte man durch Vergleiche mit Modellversuchen, daß zur genauern Ermittlung des Kräftespiels auch die tangentialen, eventuell sogar die vertikalen Verschiebungen und im weiteren die Verdrehungen der Träger in den Kreuzungspunkten einander gleichgesetzt werden müssen. Dieses Verfahren, welches die Amerikaner als Trial-Load-Method zu großer Vollkommenheit entwickelt haben, besitzt jedoch den Nachteil eines enormen Rechenaufwandes. In jüngster Zeit ist man dazu übergegangen, die Bogenstaumauern als biegesteife Schalen zu berechnen. Natürlich sind im allgemeinen Form und Randbedingungen des Tragwerkes so kompliziert, daß eine geschlossene Lösung der Differentialgleichungen nicht möglich ist. Doch erlauben die modernen elektronischen Rechenmaschinen, eine numerische Integration der Gleichungen ohne großen Zeitaufwand durchzuführen.

Bild 4 Vajont, Italien. Höchste Bogenmauer der Welt.
Stand der Arbeiten Ende Mai 1960.



Während in Nordamerika mit Ausnahme einiger kleinerer Sperren (z. B. Pelton und North-Folk im Staate Oregon) hauptsächlich massive Bogenmauern wie der Hoover-Dam (1936) und der 166 m hohe Hungry Horse-Dam (1948/52) errichtet wurden, hat sich in Europa, vor allem in Frankreich, in Italien und in der Schweiz, ein wirtschaftlicherer Stil entwickelt.

In der Schweiz geht die «Linie» von der 55 m hohen und 110 m langen Montsalvens-Sperre (FR) aus den Jahren 1919/20 über die eher konservativ gebaute Spitallamm-Mauer (1928/32) zur Staumauer Rossens (1945/48), welche mit ihrer Kronenlänge von 320 m, ihrer Höhe von 83 m und ihrer Basisstärke von 28 m die neue Bauweise nach dem Zweiten Weltkrieg einleitete. Nebst vielen andern besitzt unser Land in der Mauvoisin-Mauer (1953/57) die mächtigste Bogensperre der Welt, welche wohl an Höhe von der bald vollendeten Vajont-Sperre noch um rund 30 m überflügelt wird, dagegen eine mehr als doppelt so lange Krone besitzt. In Mauvoisin wurden verschiedene technische Neuerungen eingeführt, die der Verbesserung der Betonqualität und der Herabsetzung der Baukosten dienten; es waren dies die maschinelle Verteilung des eingebrachten Betons, dessen mechanisierte Vibration, welche wir schon im Kapitel 4 beschrieben haben, und ferner die ausschließliche Verwendung von Kautschuk- oder Plastik-Bändern für die Fugendichtungen sowie eines einfachen Luftporenmittels. Mit diesem Bauwerk hat wohl die Geschichte der Staumauern einen Höhepunkt erreicht, und wenn auch die Mauerformen noch gewisse Abwandlungen erfahren, wie dies z. B. in weiten Tälern (Malvaglia, Valle di Lei) durch die Einführung des Parabelbogens geschehen ist, so ist doch in nächster Zeit keine grundlegende Änderung zu erwarten.

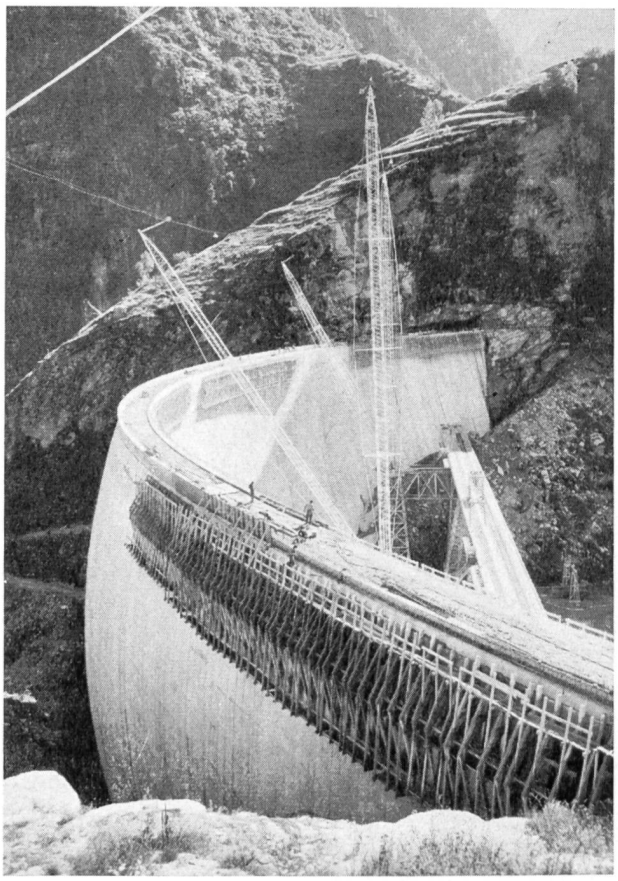


Bild 5 Malvaglia, Schweiz. Höhe der Bogenmauer 92 m, Mauerkubatur 164 000 m³; fertigerstellt Herbst 1958.

Bekanntlich ist vor allem in Frankreich und neuerdings auch in Amerika die Schlankheit der Mauerprofile weiter gediehen als bei uns. Da die Dicke einer Mauer nur im Zusammenhang mit der Kronenlänge beurteilt werden kann, geben wir nachstehend eine Tabelle über die wichtigsten Abmessungen neuerer Bogenmauern.

Name	Kronenlänge	Mauerhöhe	Basisstärke
	m	m	m
Rossens (Schweiz)	320	83	28.0
Rio Freddo (Italien)	120	42	5.1
Malpasset (Frankreich)	220	65	6.9
Tolla (Korsika)	120	88	2.4
Mauvoisin (Schweiz)	520	234	53.5
Kariba (Rhodesien)	615	125	22
Valle di Lei (Italien)	635	138	28.0
Vajont (Italien)	190	265	23

Wie aus dieser Zusammenstellung hervorgeht, hat das Verhältnis *Basisstärke : Kronenlänge* bei den italienischen und den schweizerischen Mauern die Größenordnung 1 : 10 bis 1 : 20, wobei die relativ niedrige Basisstärke von Valle di Lei durch die von den Militärbehörden vorgeschriebene Kronendicke von 15 m kompensiert wird.

Auffallend sind dagegen die drei Mauern von Malpasset, Tolla und Kariba, welche alle vom selben Erbauer stammen. Ihre Basisstärke liegt z. T. unter einem Dreißigstel der Kronenlänge. Natürlich treten hier relativ hohe Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuß auf, welche unter Umständen eine Rißbildung zur Folge haben könnten. Aus diesem Grund ordnen z. B. die italienischen Konstrukteure für ihre schlanken Gewölbesperren die sogenannten Umfangsfugen an. Es handelt sich dabei um eine längs des Felsauflagers — wenn möglich symmetrisch zur Mittelaxe der Sperre — verlaufende Blockfuge, in der keine Zugspannungen übertragen werden können. Die Mauer ist also gleichsam gelenkig auf dem umgebenden Fels gelagert. Die französischen und amerikanischen Konstrukteure verzichten auf eine spezielle Ausbildung dieser Fuge. Solange die Betonzugfestigkeit respektiv die Zerreißfestigkeit zwischen Beton und Fels nicht überschritten wird — und das wird im allgemeinen bei niedrigen Mauern der Fall sein — erfolgt natürlich kein Riß. Dagegen kann die lokale Felsbeanspruchung sehr groß werden. Bei höheren Mauern entstehen auf der Wasserseite eventuell feine Felsrisse, in welche das Wasser eindringt und einen Auftrieb verursacht. Der Druckgradient unter dem dünnen Mauerwiderlager wird relativ groß, was einerseits eine gute Felsqualität und anderseits sorgfältig durchgeführte Fundamentinjektionen erfordert. Fehlen aber diese beiden Voraussetzungen, so ist es

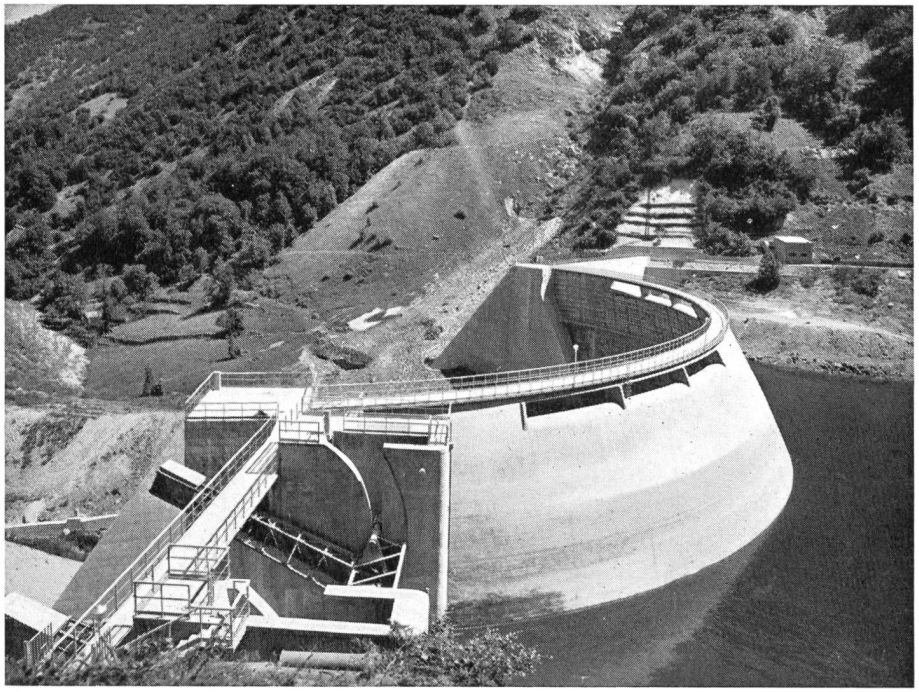


Bild 6
Rio Freddo, Italien.
Auf Flügelmauern abgestützte, doppelt gekrümmte Schale.

nicht völlig unerklärlich, wenn ein Widerlagerbruch eintritt, wie dies in Malpasset geschehen ist.

9. Besondere Staumauertypen – die aufgelösten Konstruktionen

Als Weiterentwicklung der bereits im 7. Kapitel beschriebenen Gewichtsmauern mit Hohlräumen sind die sogenannten Pfeilerkopfmauern zu betrachten, welche in vielen Abwandlungen in den letzten 30 Jahren gebaut wurden und in der Schweiz z. B. durch die Lucendro-Mauer (1943/47) bekannt sind. Die den Auftrieb reduzierenden, betonsparenden Hohlräume können bis drei Viertel der Mauerlänge einnehmen und gegen die Luftseite hin offen gelassen oder geschlossen werden. Die Pfeilerkopfmauer eignet sich namentlich für breite Talausgänge, wo sie im allgemeinen wirtschaftlicher als eine Bogenmauer ist. Die einzelnen Pfeiler sind gegenseitig frei beweglich, und die Zwischenfugen verlangen somit eine gleiche Ausbildung wie bei Gewichtsmauern. Die Pfeilerköpfe können, wie dies z. B. bei der Juvann-Mauer (Norwegen) der Fall ist, auch als armierte Plattenbalken konstruiert werden.

Eine Parallelentwicklung ist diejenige der Mehrfachbogenmauern. Hier sind die Pfeiler ziemlich weit voneinander entfernt und mit zylindrischen Gewölben gegenseitig starr verbunden. Die Sperre wirkt wie ein Viadukt gegen den Wasserdruck, so daß die Temperaturänderungen im Gegensatz zu den Pfeilerkopfmauern ziemliche Spannungsschwankungen verursachen. Diese erfordern ausgedehnte Armierungen und z. T. die Anordnung von Vorspannkabeln in den obern Teilen der Pfeiler. Deshalb wurde dieser Typ in frostreichen Gegenden bisher nur selten gebaut. Eine der modernsten ist die 1954 vollendete Mauer von Nebeur in Tunesien, wo sich 5 Bogen von 50 m Spannweite und maximal 70 m Höhe aneinanderreihen. Dabei betrug die volumetrische Einsparung gegenüber einer Gewichtsmauer rund 60 %, dagegen dürfte die Preisdifferenz infolge der teuren Armierung, der komplizierten Schalung und des höher dosierten Betons weniger ausgeprägt sein.

Eine neuartige kombinierte Lösung stellt die im Bau befindliche Roselend-Sperre in den französischen Alpen dar, wo sich eine 760 m lange Pfeilerkopfmauer im Mittelteil auf ein 225 m langes, die 150 m tiefe Schlucht überbrückendes Gewölbe stützt, welches seinerseits auf dem Fels liegt.

10. Entwicklung des Dammbaues von 1910 bis 1932

Wenn wir das Jahr 1932, in welchem der Schwede Fellenius seine Berechnungsmethode veröffentlichte, als Markstein in der Geschichte des Dammbaues festhalten, so soll damit ausgedrückt werden, daß sich damals die endgültige Wandlung einer rein empirischen in eine wissenschaftlich belegte Bauweise vollzog.

Einer der vielen dazu nötigen Schritte geschah beim Bau des 43 m hohen Silvan-Dam (Australien), als Kelso im Jahre 1927 zum erstenmal die eindeutige Abhängigkeit des Raumgewichtes einer Schüttung vom Einbauwassergehalt nachwies. Analoge Versuche wurden später von Proctor veröffentlicht, welcher ihnen auch den bleibenden Namen gab.

Während beim Bau von Mauern in neuerer Zeit praktisch nur noch der Beton als Konstruktionsmaterial in Frage kommt, gelangen beim Dammbau alle möglichen Baustoffe zur Anwendung. Wohl besteht die Hauptmasse stets aus Erd-, Stein- oder Felsbruchmaterial, doch werden als Abdichtung nebst dem Lehm auch Asphalt, Eisenbeton, Stahl und sogar Holz verwendet. Schon der in den Jahren 1923 bis 1925 erbaute 84 m hohe Dix-Dam (Kentucky) erhielt eine Oberflächendichtung in Form einer armierten Betonplatte von etwa 50 cm Stärke, welche unterhalb des Absenkzieles mit Holzbohlen verkleidet wurde. Die eigentliche Dammschüttung bestand aus Blöcken, welche damals noch mit Dampfbaggern aus der Materialgrube geholt wurden. Zur selben Zeit wurde im Staate Washington der 56 m hohe Tieton-Dam mit einer zentralen Eisenbetonmauer errichtet, welche von der Krone bis zum Fels (40 m unter dem Dammfuß) reicht, wo sie eine Stärke von 1,50 m

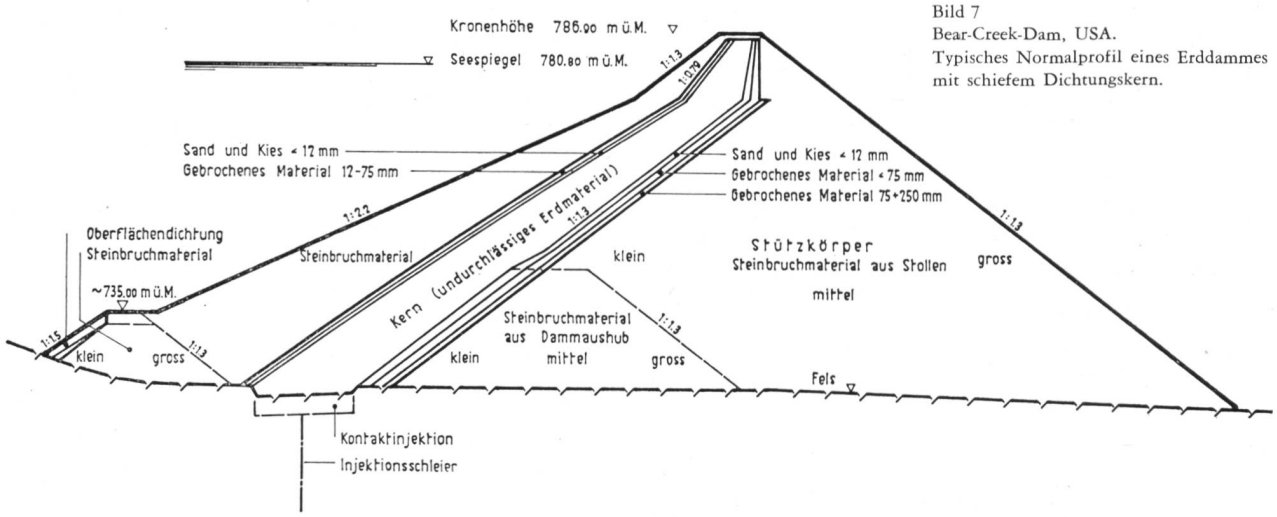


Bild 7
Bear-Creek-Dam, USA.
Typisches Normalprofil eines Erddammes mit schiefem Dichtungskern.

besitzt. Die beim Bau dieser Herdmauer auftretenden Schwierigkeiten waren allerdings derart entmutigend, daß eine solche Lösung nicht mehr wiederholt wurde.

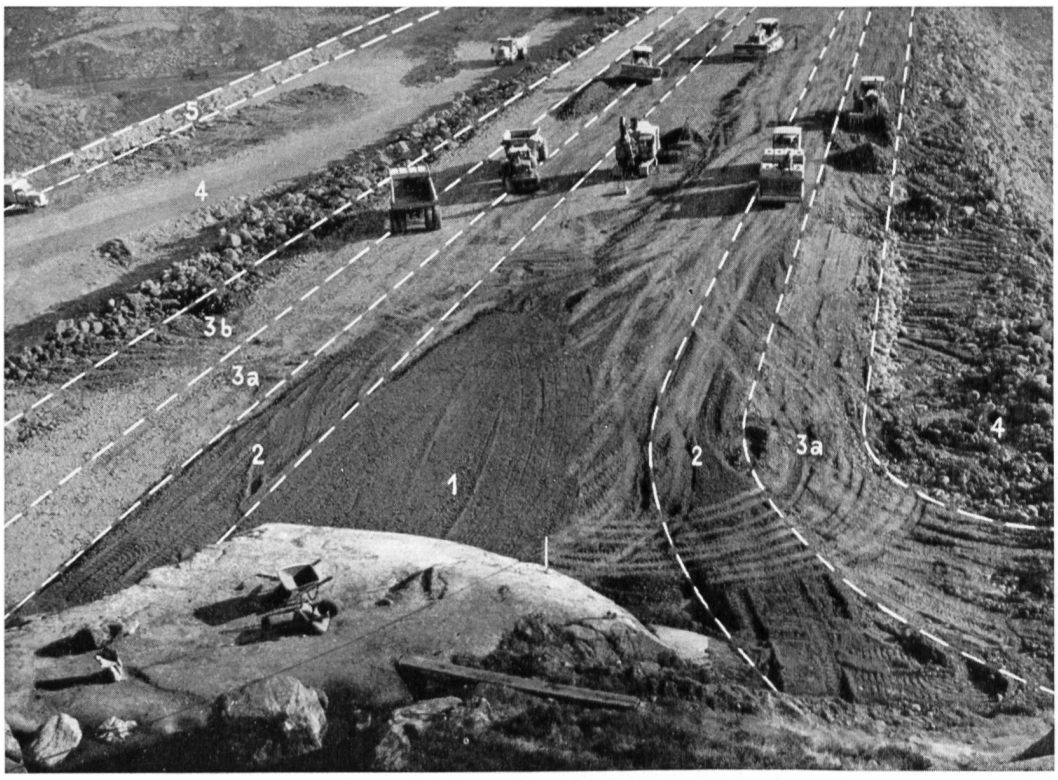
Der höchste Damm aus jener Epoche ist der ebenfalls mit einer Oberflächendichtung versehene 100 m hohe Salt-Springs-Dam (Californien). Die Festigkeit des für die Betonhaut verwendeten mit 275 kg/m³ dosierten Gußbetons betrug nach 28 Tagen 200 kg/cm².

Außerhalb der Vereinigten Staaten wurden nur unbedeutende Bauwerke errichtet.

11. Entwicklung der reinen Erd- und Steindämme seit 1933

Im Zusammenhang mit der wissenschaftlichen Behandlung der Erdbauprobleme setzte die vermehrte Durchführung von Laboratoriumsversuchen ein. Das Verhalten der Dämme wurde durch den Einbau von Setzungspegeln, Erddruck- und Wasserdruckdosen sowie mit Hilfe von geodätischen Messungen kontrolliert. Die steigende Mechanisierung von Abbau und Transport ermöglichte die relativ kurzfristige Ausführung enormer Erdbewegungen, wie sie z. B. beim über 6 km langen und 76 m hohen Fort Peck-Dam (Montana) nötig waren, welcher mit seinen 95 Mio m³ seit 1940 den größten aller Staudämme darstellt.

Allerdings behalten die vom Bureau of Reclamation projektierten Sperren ihre flachen Böschungen noch weitgehend bei, was sich beispielsweise am 138 m hohen Anderson Ranch-Dam (1941—1947) und am jüngst vollendeten 160 m hohen Trinity-Dam (Californien) gut zeigt. Der letztere, bis heute in seiner Höhe unübertroffene Staudamm, besitzt eine luftseitige Böschungsneigung zwischen 1 : 2 und 1 : 3, während die wasserseitige Neigung von 1 : 2,5 bis 1 : 4 zunimmt. Der ziemlich breite Kern enthält lehmige Bestandteile.



1 Zentraler Dichtungskern
2 Filterzone
3a und 3b Drainagezonen
4 Stützkörper
5 Blockschüttung

Bild 8 Göscheneralp-Damm, Schweiz. Blick von der linken Flanke auf die Dammbaustelle, Oktober 1959.

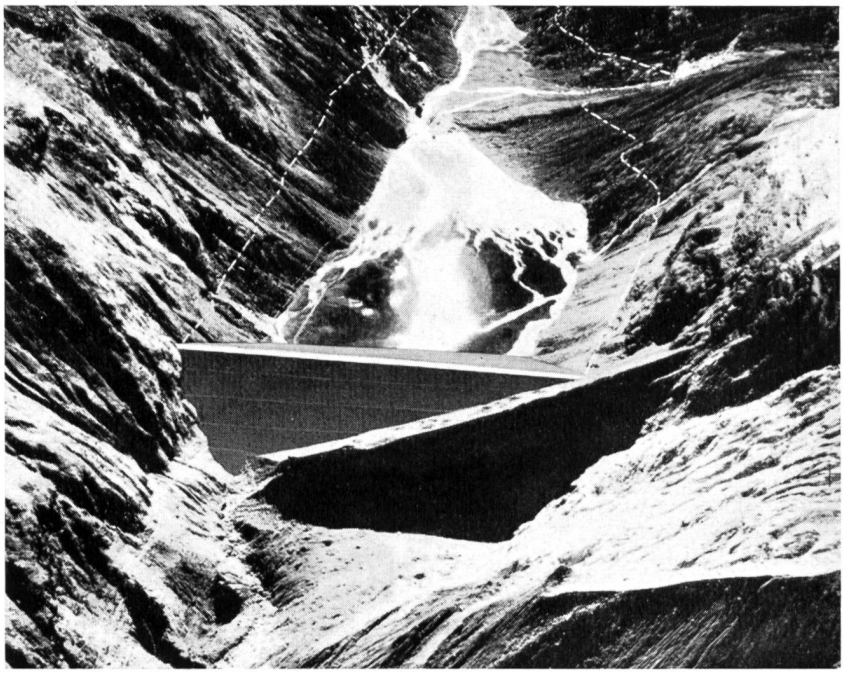


Bild 9
Mattmark, Schweiz.
Projekt eines Erddammes mit Kerndichtung.

Die neueste Tendenz, sowohl in Amerika als auch in Europa, wo der Bau hoher Dämme eigentlich erst nach dem Zweiten Weltkrieg einsetzte, geht natürlich nach schmäleren Kernzonen und steileren Böschungen. Mit den heutigen Verdichtungsgeräten, wie z. B. den in Göscheneralp verwendeten 80-t-Pneuwalzen, gelingt es, auch lehmfreie Dammkerne mit sehr geringem Porenvolumen und weitgehender Undurchlässigkeit zu schaffen. Bestehen die Stützkörper aus Steinbruchmaterial, so ist es eine Frage der Wirtschaftlichkeit, ob der Kern vertikal angeordnet werden soll, wodurch das Dammvolumen infolge steiler wasserseitiger Böschung verringert werden kann (Cougar-Dam, Oregon) oder ob ein schiefer Kern vorzuziehen sei, welcher erlaubt, den luftseitigen Stützkörper unabhängig vom übrigen Damm zu errichten (Bear Creek-Dam, North-Carolina). Lehmhaltige Kerne werden zur Vermeidung von allzu flachen wasserseitigen Böschungen meist zentral angeordnet. Als Beispiele dienen der Marmorera-Damm, der 122 m hohe Damm von Serre Ponçon, dessen Kern von 10 m auf 55 m zunimmt und der nahezu vollendete Göscheneralpdamm mit einer maximalen Kerndicke von 46 m bei 142 m Höhe.

Während der Durchlässigkeitsbeiwert des Kerns in Göscheneralp rund 10^{-7} cm/s beträgt, muß man bei lehmfreien Kernen mit einer um etwa 2 Zehnerpotenzen höheren Durchlässigkeit rechnen; beim 155 m hohen Swift-Dam (Washington) liegt sie z. B. zwischen 10^{-4}

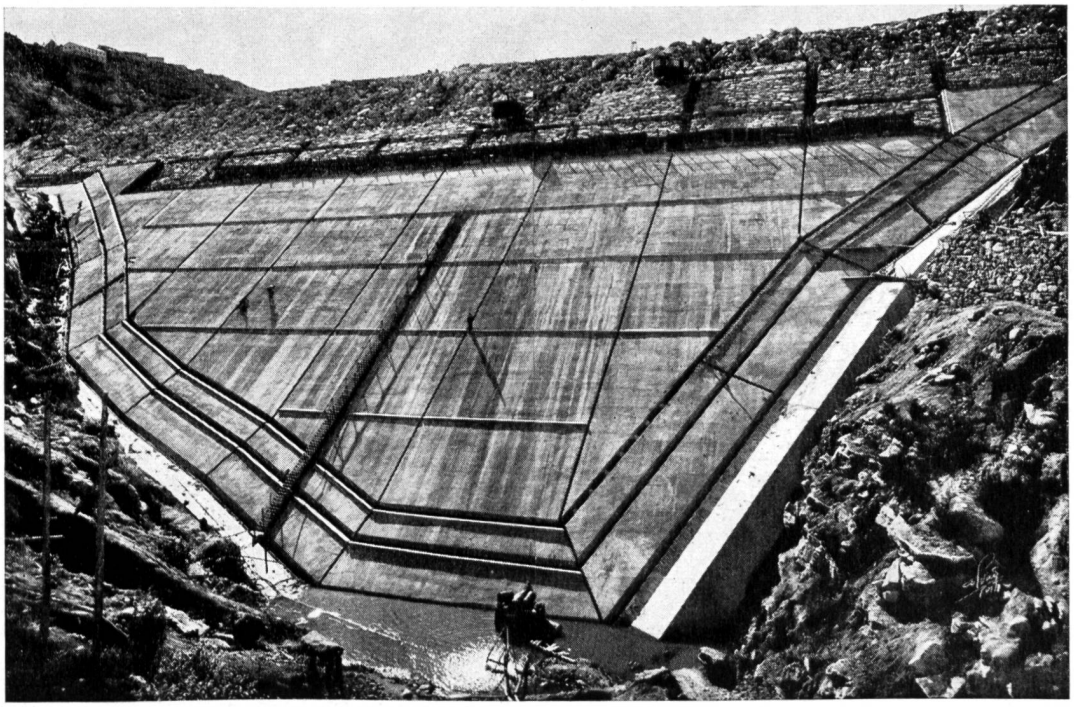


Bild 10 Paradela-Damm, Portugal. Höchster Erddamm mit Oberflächendichtung.

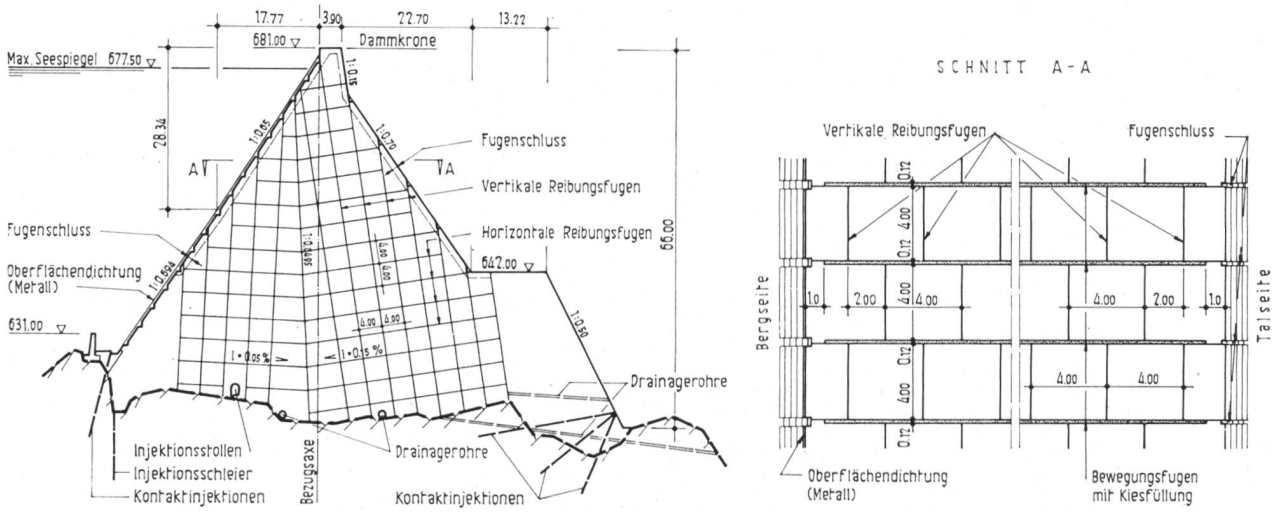


Bild 11 Platani-Damm, Sizilien. Vertikal- und Horizontalschnitte eines aus Betonblöcken aufgebauten Rockfill-Dammes.

und 10^{-5} cm/s. Ähnlich sind die Verhältnisse bei dem in Schweden im Bau befindlichen Trangslet-Damm, und auch der im Saastal projektierte Mattmarkdamm wird einen Kern mit einer Durchlässigkeit von etwa 10^{-5} cm/s besitzen. Sein Porenvolumen wird höchstens 20 % betragen.

Gerade auf Gebirgsbaustellen ist die Verwendung von kohäsionslosem, lehmfreiem Kernmaterial sehr erwünscht, da dieses nur geringe Porenwasserspannungen aufweist und deshalb selbst bei schlechter Witterung einen kaum eingeschränkten Einbau ermöglicht.

12. Entwicklung der Dämme mit Oberflächendichtung seit 1933

Erlaubt eine Sperrstelle aus geologischen oder topographischen Gründen den Bau einer Mauer nicht, und fehlt ebenfalls natürliches Schüttmaterial mit genügend feinen Bestandteilen, so bleibt als Abdichtung der Sperre nur die Oberflächendichtung. Meist wird dann der eigentliche Dammkörper aus Blöcken geschüttet, wobei die luftseitige Böschungsneigung rund 1 : 1,4 beträgt, die wasserseitige sogar oft 1 : 1. Unter dieser Oberfläche muß eine einwandfrei funktionierende Drainage erstellt werden, damit der Stützkörper trocken bleibt und auf die dichtende Haut kein Auftrieb wirken kann.

Das Holz ist als Dichtungsmaterial fast gänzlich verschwunden, während Stahlplatten von rund 6 mm Dicke noch öfters verwendet werden. Lange Zeit war der 60 m hohe Salazar-Damm (Portugal) der höchste dieser Art, doch sind nun in Sizilien in jüngster Zeit zwei Dämme gebaut worden, bei welchen der Stützkörper nicht aus einer Blockschüttung, sondern aus eigentlichen Betonblöcken besteht. Die 66 m hohe Platani-Sperre besitzt beispielsweise eine Basisbreite von rund 90 m. Die alle 4 m zwischen den Blockpyramiden angeordneten Querfugen sind mit Kies ausgefüllt und erlauben bei starken Setzungsunterschieden große gegenseitige Verschiebungen. Der wasserseitige «Stahlpanzer» besteht aus 6 mm dicken Blechen, welche durch Dilatationsschlaufen beweglich gemacht werden.

Die Asphaltdichtungen sind vor kurzem wiederum Gegenstand heftiger Diskussionen geworden, wobei von namhaften Spezialisten die langsame Entmischung des Asphaltbetons durch Ausfließen der viskosen Masse als besonders gefährlich angesehen wird. Dennoch versehen Asphalt-Abdichtungen seit über 20 Jahren ihren Dienst. Beim höchsten Damm dieser Art, nämlich beim 80 m hohen im Jahre 1954 vollendeten Iril-Emda-Damm, ist die Bitumenbetonschicht nur 12 cm dick, wird aber wasserseitig durch eine kontinuierliche Eisenbetonplatte geschützt und liegt ihrerseits auf einer Porenbetonschicht.

Über Betondichtungen haben wir schon im Kapitel 10 gesprochen. Der 110 m hohe Paradela-Damm (Portugal) hält heute den Rekord inne. Die Stärke seiner Betonplatten nimmt von 30 cm auf 1,10 m zu; die einzelnen Plattenflächen zwischen den mit Kupferblechen abgedichteten Fugen betragen rund 200 m². Die Fugen stehen im allgemeinen rechtwinklig aufeinander, jedoch ist der Anschluß an den Fels in besonderer Weise ausgeführt.

13. Schlußbemerkungen

Geologie, Talform und die zur Verfügung stehenden Baumaterialien bestimmen den zu wählenden Sperrentyp, wobei bisweilen zusätzliche Argumente wie staatliche Vorschriften oder Prestigefragen mitzuberücksichtigen sind. Auf großen Schuttüberdeckungen, welche nicht entfernt werden können, kommt nur eine Dammschüttung in Frage. Ist der Untergrund felsig aber setzungsempfindlich, so kann z. B. eine «sehr bewegliche» Pfeilerkopfmauer wie diejenige von Ben Metir (Tunis) die richtige Lösung sein. Läßt aber die Sperrstelle mehrere technisch gleichwertige Bauwerke zu, so entscheidet natürlich die Wirtschaftlichkeit, welche von Land zu Land anders beurteilt werden muß.

Ebenso wichtig wie die geologischen und materialtechnischen Voruntersuchungen, bei welchen die Kunst darin besteht, mit einem vernünftigen Aufwand ein Maximum an Angaben zu erhalten, sind die Baukontrollen und die Messungen an der im Betrieb stehenden Sperre, und es dürfte für jeden Konstrukteur eine besondere Genugtuung sein, von der ersten Sondierung bis zur letzten Überprüfung seiner Berechnungen anhand der Kontrollmessungen am Bau einer Sperre mitgewirkt zu haben.

Bilder:
1, 8 Photos Elektro-Watt
4 Photo Ferruzzi, Venezia
5 Photo Blenio Kraftwerke AG
6 Photo G. Chiolini, Pavia
9 Photo Militärflugdienst

Bauarbeiten für den 155 m hohen Steindamm auf der Göscheneralp, der 1960/61 vollendet wird; im Hintergrund Dammastock-Schneestock
(Photo G. Leiser, Zürich; Clichés der Elektro-Watt AG, Zürich)