Staudämme

Autor(en): **Schnitter, G.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie**

Band (Jahr): **48 (1956)**

Heft 2

PDF erstellt am: **05.06.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-921481

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Staudämme

DK 627.824.3

Von Prof. *G. Schnitter,* Direktor der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich.
Gekürzte Fassung des Vortrages, gehalten im Fortbildungskurs anläßlich der Hundertjahrfeier der ETH.

Einleitung

Dem verwendeten Baustoff nach werden Talsperren aus Beton oder Mauerwerk unterschieden von jenen aus Erde oder Steinen, die *Staudämme* genannt werden und deren Behandlung die folgenden Ausführungen gewidmet sind. Dabei sollen unter den verschiedenen möglichen und teilweise ausgeführten Staudammtypen nur die heute vornehmlich zur Anwendung gelangenden, sogenannten geschütteten und eingewalzten *Erddämme* und die *Steindämme* behandelt werden.

Ihre Bedeutung ergibt sich z. B. schon daraus, daß unter den in den letzten Dezennien in den USA ausgeführten Talsperren 75% Staudämme und nur 25% Staumauern waren. Auch in der Schweiz wird sich künftig der Bau von Staudämmen öfters aufdrängen und die bis heute sonst bei uns üblicheren Mauertypen teilweise ersetzen. Immerhin darf darauf hingewiesen werden, daß mit dem Abschlußdamm des Klöntalersees zu dessen Höherstauung bereits vor dem Ersten Weltkriege auch bei uns ein seinen Ausmaßen nach bereits beachtlicher Staudamm erstellt wurde, gefolgt in der Zwischenkriegszeit vom Hühnermattdamm des Etzelwerkes und vom Bannalpdamm; vor kurzem wurde bei Castiletto für das Juliawerk Marmorera-Tinzen der erste bedeutende eingewalzte Erddamm neuer Konstruktion gebaut (Höhe etwa 80 m, Volumen des Dammkörpers etwa 2,7 Mio m^3).

Anwendung

Staumauern benötigen Fels als Untergrund, während Staudämme auf Lockergestein, selbst auf durchlässigem Boden mit den dafür erforderlichen Maßnahmen erstellt werden können. Die Sperrstellen, die günstige Felsverhältnisse zur Abstützung einer Gewichts- oder Bogenmauer aufweisen, werden seltener, selbst in unseren bergigen Gegenden. Dies ist wohl ein wichtiger, aber nicht der einzige Grund dafür, daß der Staudamm oft angewendet wurde und in der Zukunft auch bei uns öfters angewendet werden wird. Der Staudamm kann sich außerdem der Staumauer in bestimmten Fällen wirtschaftlich überlegen zeigen, auch wenn felsiger Untergrund den Bau einer Mauer an und für sich ermöglichen würde; ungünstige topographische Verhältnisse zum Bau einer Staumauer einerseits, günstige Materialvorkommen für einen Damm in der Nähe der Sperrstelle anderseits können dafür den Ausschlag geben. Auch hier, wie bei so manchen Ingenieuraufgaben, sollte ohne Verallgemeinerung der einzelne Fall für sich und ohne Voreingenommenheit untersucht und die richtige Lösung durch vergleichende Wirtschaftlichkeitsberechnungen zwischen den verschiedenen Mauer- und Dammtypen angestrebt werden. Dabei sind selbstredend die Nebenbauwerke der Talsperre, insbesondere die Grundablaß- und die Hochwasserentlastungsanlagen mit in den Vergleich einzubeziehen. Denn die Forderungen, die an die Hochwasserentlastung eines Dammes zu stellen sind, müssen weitergehend sein als jene bei einer Mauer. Dies drückt sich darin aus, daß das Freibord, d. h. die Höhendifferenz zwischen Krone und maximalem Stauspiegel, bei einem Damm (3,0 bis 4,0 m) größer als bei einer Mauer (1,0 bis 1,50 m) sein muß und daß die der Dimensionierung der Hochwasserentlastunganlage zu Grunde zu legende maximale Hochwassermenge bei einem Damme höher gewählt werden sollte als bei einer Mauer. Ein Damm darf unter keinen Umständen überflutet werden; er würde dabei zerstört.

Wirtschaftlich gesprochen wird ein Damm einer Mauer gegenüber im Vorteil sein, wenn der Einheitspreis des m^3 Dammes bei den heutigen Preisverhältnissen kleiner ist als etwa ein Fünftel bis ein Sechstel des Einheitspreises einer Mauer, jeweilen alle Leistungen inbegriffen. Es ist dazu noch zu sagen, daß dank der Entwicklung der Pneutransportfahrzeuge, der Raupenfahrzeuge und Bagger oder ganz allgemein der Erdbaugeräte während und nach dem letzten Kriege, die Dammbaukosten nur unwesentlich gestiegen sind, während bekanntlich jene für Betonbauten zugenommen haben, was sich wiederum zum Vorteil der Staudämme auswirkt. Diese Tatsache geht sehr eindeutig und eindringlich aus den entsprechenden Preisstatistiken sowohl des Bureau of Reclamation (USBR) wie des Corps of Engineers in den USA hervor.

Auf eine dritte, wesentliche Ursache zur Förderung des Baues von Staudämmen muß abschließend noch hingewiesen werden. Während früher ein Staudamm nur auf Grund von Erfahrungen bemessen und erstellt werden konnte und deshalb Rückschläge eintraten, ist es dank der *Bodenmechanik* gelungen, die physikalischen und technischen Eigenschaften des Baugrundes und der Dammaterialien so zu erforschen, daß nunmehr Bemessung, konstruktive Ausbildung und Erstellung eines Staudammes auf wissenschaftlich fundierter Grundlage erfolgen können, auch wenn sofort beigefügt werden muß, daß wir uns hierbei erst in den Anfängen befinden. Ein Erd- und Steindamm ist heute ein Ingenieurbauwerk, das nicht weniger vorbereitende Arbeit im Felde, im Laboratorium, am Zeichnungstisch verlangt als etwa ein Betonbauwerk. Auch hier zeigen die Statistiken der USA, daß die nach neuzeitlichen Methoden erstellten Dämme bei weitem die wenigsten Schäden aufweisen.

Untersuchungen der Dammbaumaterialien und des Untergrundes

Der Wahl jeder Sperrstelle, ob Damm oder Staumauer, haben eingehende topographische, geologische, petrographische, hydrographische Untersuchungen voranzugehen, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann. Es soll hingegen auf die für einen Staudamm typischen Untersuchungen hingewiesen werden, über deren Bedeutung und Ausmaß und dementsprechend deren Kosten oft noch irrtümliche Anschauungen bestehen. Ein Staudamm erfordert eingehende Untersuchungen im Felde und im Laboratorium

— vor der Festlegung der günstigsten Lage des Dammes hinsichtlich Grundriß und Querschnitt;
— während der Ausarbeitung des baureifen Projektes mit den entsprechenden Berechnungen durch ergänzende Versuche in möglichst großem Maßstabe zur Bestimmung der wichtigsten Bodenkennziffern;
— während der Baudurchführung zur ständigen Kontrolle der tatsächlichen Eigenschaften der eingebauten Materialien und deren Verhalten bei dem gewählten Einbauverfahren und eventuelles Anpassen desselben, sowie
— nach Baubeendigung zur Kontrolle der Verformungen (Setzungen), der Porenwasserspannungen und eventuellen Durchsickerungen unter dem Eigengewichte und dem Wasserdrucke.

Zur Durchführung, bzw. Überwachung dieser Untersuchungen und ihrer Auswertung, bzw. Deutung, ist die Mitarbeit von in der Bodenmechanik geschulten Kräften notwendig. Ein Feldlaboratorium unter der Aufsicht einer Versuchsanstalt für Bodenmechanik hat sich bei allen Bauten als außerordentlich ersprießlich gezeigt.

Es ist unmöglich, im Verlaufe dieser knappen Darlegungen auch nur einen Überblick über sämtliche in Betracht kommenden physikalischen und technischen Bodeneigenschaften und deren Einflüsse auf das Verhalten eines Erddammes sowie die zahlreichen Untersuchungsmethoden zu geben. Nur die allerwichtigsten, die Standfestigkeit und Dichtigkeit eines Erddammes bestimmenden Größen müssen erwähnt werden. Neben dem Raumgewicht und der Kornzusammensetzung sind dies vor allem die Scherfestigkeit, die Zusammendrückung und der Durchlässigkeitswert k, sowie die Porenwasserspannungen. Raumgewicht und Kornzusammensetzung sind bekannte Begriffe. Die Scherfestigkeit eines Materials hängt ab von seinem inneren Reibungswinkel sowie von seiner Kohäsion. Für sie gilt in formaler Beziehung das Coulomb'sche Gesetz:

$$s = c' + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi'$$

s = Scherfestigkeit in kg/cm²(1) c' = Kohäsion
σ_n = totale Normalspannung φ' = Winkel der inneren Reibung
u = Porenwasserspannung

Wie ersichtlich, hängt die Scherfestigkeit ganz wesentlich von der *Porenwasserspannung* ab. Jedes Lockergestein besteht aus Festsubstanz und Hohlräumen (Poren); sie sind teils mit Wasser, teils mit Luft gefüllt, wobei mit voller Sättigung jener, in Wirklichkeit selten auftretende Zustand bezeichnet wird, bei welchem die Poren gänzlich mit Wasser gefüllt sind. Wasser ist praktisch nicht zusammendrückbar bei den vorkommenden Drücken; die Luft hingegen ist stark komprimierbar; Wasser und Luft zusammen bilden somit ein zusammendrückbares Gemisch im Boden. Spannungen entstehen in diesem Gemisch im wesentlichen aus drei Ursachen:

1. *Infolge Durchsickerung:* Es ist die bekannte Erscheinung, daß ein Lockergestein unter Wasser den hydrostatischen Auftrieb erleidet, sofern das Wasser in Ruhe ist, oder das Wasser zusätzlich noch einem Strömungsdruck ausgesetzt ist.

2. *Infolge Konsolidation:* Wird eine Lockergesteinsmasse durch die fortschreitende Dammschüttung zusätzlich belastet, so setzt sie sich unter der neuen Last. Die Festsubstanz läßt sich kaum zusammendrücken, wohl aber die Luft in den Poren, so daß diese neue Last im ersten Augenblick gänzlich durch das in den Hohlräumen eingeschlossene Wasser/Luftgemisch aufgenommen wird und dieses unter Spannung setzt, die sog. *Porenwasserspannung.* Unter diesem inneren Drucke versucht das Gemisch zu entweichen. Ist die Durchlässigkeit des Bodens groß, so wird dieser Vorgang rasch vor sich gehen, ist sie aber klein, was bei den bindigen Böden der Fall ist, so dauert dieser Prozeß, die *Konsolidation* lange, mehrere Jahre lang. Dabei hängt die Konsolidation in irgend einem Punkte nicht nur von der Durchlässigkeit ab, sondern auch von der Länge des Weges, den das Wasser bis zu seinem freien Austritt zurückzulegen hat (quadratische Abhängigkeit vom Sickerweg). Das Fortschreiten der Anschüttung, d. h. die Gewichtszunahme, geht speziell beim heutigen Tempo im Bau von Dämmen unverhältnismäßig rascher vor sich als der langsame Abbau dieser Porenwasserspannungen und deren Umlagerung auf das Korngerüst der Festsubstanz.

Die Porenwasserspannung u kann beträchtliche Werte annehmen, im äußersten Falle sogar gleich groß werden wie der Überlagerungsdruck, die Normalspannung σ_N, womit die Scherfestigkeit nur noch gleich der Kohäsion, d. h. sehr klein wird. Das USBR rechnet als grobe Annahme am wasserseitigen Rande der bindigen Zone mit ⅔, am luftseitigen Rande mit ⅓ des Überlagerungsdrukkes. In Marmorera wurden im Maximum, im untern Drittel des Kernes auf der Wasserseite, bei Dammfertigstellung und vor Einstau rund 60% des Überlagerungs-

(1) s ist die Scherfestigkeit des Materials im Augenblick des Bruches, τ die übliche Bezeichnung der Schubspannung oder Scherspannung vor dem Bruche.

druckes gemessen, was bei einem Feuchtraumgewicht von 2,35 t/m³ einer Wassersäule des 1,41fachen maximalen Wasserdruckes entspricht. Porenwasserspannungen können an Probekörpern im Laboratorium versuchsmäßig ermittelt werden durch direkte Messung oder durch Messung und Berechnung. Es bedeute:

ΔV die Volumenänderung einer Probe, die von $\sigma_0 =$ po auf σ belastet worden sei im Ödometer

V_a das Luftvolumen in der Probe vor Versuchsbeginn

V_w das Wasservolumen in der Probe vor Versuchsbeginn

j die Konstante von Henry, die angibt wie viel Luft im Wasser gelöst ist (j = 0,02)

aus dem Boyle-Mariottschen Gesetze und bei Beachtung des Gesetzes von Henry (das Volumen der gelösten Luft ist vom Drucke unabhängig) folgt die Gleichung:

$$u = \frac{po \cdot \Delta V}{V_a + j \cdot V_w - \Delta V}$$

und bei voller Sättigung der Grenzwert:

$$u = \frac{po \cdot V_a}{j \cdot V_w}$$

$$\text{da dann } \Delta V = V_a$$

Wie ersichtlich, ist die Porenwasserspannung u abhängig vom *Wassergehalt* V_w und der *Spannung* σ (in ΔV enthalten).

3. *Infolge Verdichtung:* Dabei entstehen durch das Einbringen im feuchten Zustande und Verdichten Porenwasserspannungen, die um so höher sind, je größer der Einbauwassergehalt ist, d. h. je näher er dem Sättigungsgehalt liegen wird. Es muß ein Gleichgewicht gesucht werden zwischen dem für das gute Verdichten notwendigen Gehalt an Wasser und dessen schmierender, plastischer Mischung, und der Gefahr, dadurch hohe Porenwasserspannungen zu erzeugen (siehe später).

In der Schweiz sind die Bodenverhältnisse im allgemeinen sehr heterogen, sie wechseln der Tiefe und der Fläche nach sehr rasch. Es ist deshalb notwendig, daß sowohl der zukünftige Dammuntergrund, wie die voraussichtlichen Entnahmestellen für die verschiedenen Dammaterialien durch ein Netz von sorgfältig angelegten Sondierschlitzen, Schächten und Bohrungen überzogen und durch Entnahme zahlreicher Bodenproben und deren Untersuchung aufgeschlossen werden. Wer hier spart, wird es später immer bereuen und durch unwirtschaftliche Projektierung oder leidige Projektänderungen während der Baudurchführung büßen. Wir dürfen hier der wirklich vorbildlichen Art, wie in den USA Staudämme voruntersucht werden, ruhig folgen.

Dammtypen

Ein Staudamm hat primär den Druck des angestauten Wassers aufzunehmen und ihn in Verbindung mit seinem Gewicht auf den Baugrund zu übertragen. Die auf den Baugrund übertragenen Schubkräfte müssen von demselben mit Sicherheit aufgenommen werden können (Stabilitätsbedingung). Dabei dürfen die Sickerverluste durch den Damm und den Baugrund ein gewisses Ausmaß nicht überschreiten. Einerseits dürfen die Verluste nicht zu Ausschwemmungen führen, welche die Zerstörung des Dammes durch hydraulischen Grundbruch resp. innere Erosion zur Folge haben könnten, und andererseits ist den Verlusten eine wirtschaftliche obere Grenze gesteckt. Dieselbe ist offenbar abhängig vom wirtschaftlichen Wert eines m³ gestauten Wassers, der ganz verschieden ist je nach dessen Zweckbestimmung. Ein m³ Wasser zu Bewässerungszwecken hat einen ganz anderen Wert als wenn dasselbe Wasser mit einem verfügbaren Gefälle von mehreren hundert Metern zur Energiegewinnung dient. Auf diesen Punkt ist zu achten bei der Beurteilung der in amerikanischen Quellen oft angegebenen, weitgehenden «zulässigen» Sickerverlusten. Ein Damm muß also *stabil* und *undurchlässig* sein, dazu soll er möglichst weitgehend seine Form bewahren, d. h. sich möglichst wenig deformieren (setzen). Erwähnt wurde, daß er nicht überflutet werden darf, und zudem sollen seine Böschungen vor Auswaschen, Abrutschen und Verwitterung geschützt sein. Stabilität und Dichtigkeit werden bei den heutigen Dämmen in der Regel zwei verschiedenen Dammteilen übertragen, dem *Stützkörper* und der *Dichtung.* Die verschiedenen Dammtypen unterscheiden sich nun voneinander wesentlich in der Einzelausbildung dieser beiden Hauptbestandteile eines Staudammes.

Es wäre ein müßiges Unterfangen, alle die verschiedenen Möglichkeiten und Kombinationen, die bereits ausgeführt wurden und ausgeführt werden könnten, mit all den Übergängen systematisch einzuteilen; es sollen nur einige grundsätzliche Überlegungen angestellt werden. Ursprünglich wurden die Staudämme im wesentlichen aus homogenem Material aufgebaut (homogener Querschnitt), der heute aber fast ausnahmslos dem in Zonen aufgeteilten Querschnitt gewichen ist. Als Material, allgemein und unrichtigerweise als «Erde» bezeichnet, können Sand, Kies, Steine sowie magere Lehme verwendet werden, sofern sie keine nennenswerten organischen Beimengungen enthalten; ungeeignet sind Humus, Torf und hochplastische Tone.

Die *Dichtung* kann im Damminneren als *Kern,* vertikal oder geneigt auf der Wasserseite, oder als *Oberflächendichtung* angeordnet werden. Ihre Lage bedingt in erster Linie die weitere Gestaltung des Dammquerschnittes.

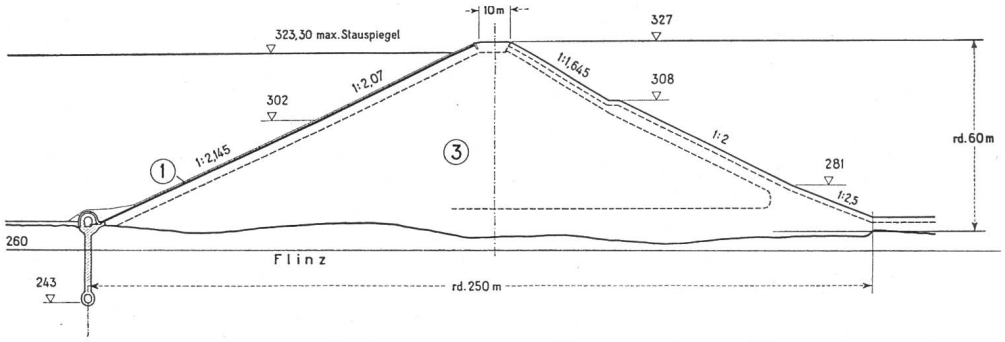


Abb. 1 Staudamm mit Oberflächendichtung. ① Dichtungsdecke ③ Stützkörper.

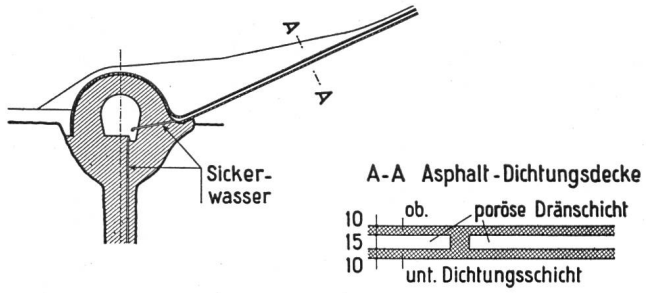


Abb. 2 Detail der Abdichtung zu Abb. 1.

In Abb. 1 ist der Stützkörper aus Kies oder Steinblöcken geschüttet (Steindamm). Das Dichtungsdiaphragma aus Betonplatten, Eisenbeton (nordafrikanische Steindämme), Bitumenbeton (neuere Dämme des Ruhrtalsperrenvereins) ruht mit einer als Filter ausgebildeten Zwischenlage auf dem Stützkörper an der Wasserseite (Abb. 2). Diese Lösung verlangt Sicherheit des wasserseitigen Dammfußes gegen Verschieben. Sie hat den Vorteil, daß die ganze luftseitige Anschüttung als Stützkörper wirkt und gestattet deshalb steilere luftseitige Böschungen. Die Dichtungshaut ist einerseits Verletzungen von außen ausgesetzt, andererseits leicht zugänglich und deshalb gut reparaturfähig. Außerdem kann sie durch Ausführung als doppelte Haut aus Bitumenbeton mit zwischenliegender Entwässerungsschicht, die in einen Entwässerungsgang führt, sehr widerstandsfähig gemacht werden. Neueste Ausführungen im Ruhrgebiet haben zu sehr guten Resultaten geführt bei Stauhöhen von 60 m. Leider wird diese Lösung zurzeit von unseren Behörden wegen der Verletzlichkeit durch militärische Eingriffe nicht angenommen und die Überdeckung durch eine mächtige Schicht von Kies oder Steinen verlangt, was nicht nur direkt eine Kostenvermehrung zur Folge hat, sondern auch indirekt. Ohne Überdeckung ist nämlich die wasserseitige Böschungsneigung nur durch ausführungstechnische Gründe bestimmt und dürfte bis gegen 1 : 1,5 ansteigen, mit Überdeckung hingegen ist die Neigung so zu wählen, daß keinesfalls ein Abgleiten der Deckschicht eintreten kann, was je nach deren erdbaumechanischen Eigenschaften entsprechend flachere Böschungen erfordert.

Abb. 3 zeigt, wie die Dichtung im Damminneren, mehr oder weniger symmetrisch zur Achse des Dammes angeordnet wird. Der wasserseitig gelegene Teil der Dammanschüttung besteht aus möglichst durchlässigem Material, speziell in der Nähe der wasserseitigen Böschung. Dieselbe wird durch Blockmaterial genügender

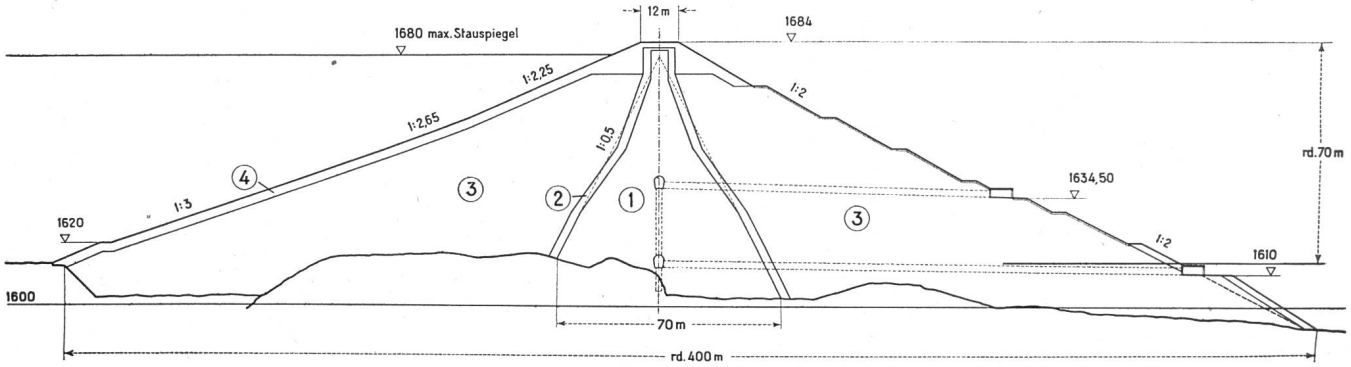


Abb. 3 Staudamm mit zentraler Kernzone und Mischfilter. ① Dichtung, Kern ② Filter ③ Stützkörper ④ Blockschüttung

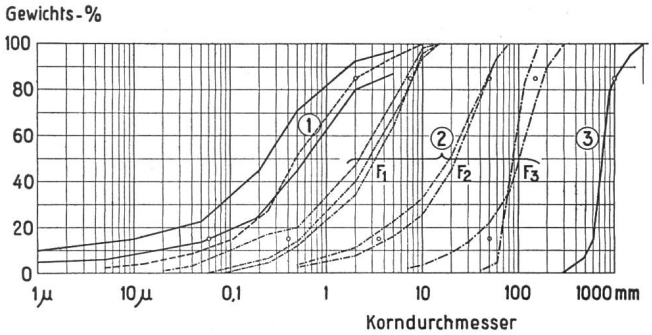


Abb. 4 Kornverteilungskurve zu Abb. 3.

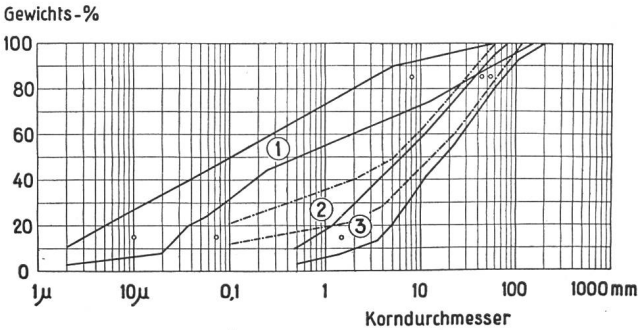


Abb. 6 Kornverteilungskurve zu Abb. 5.

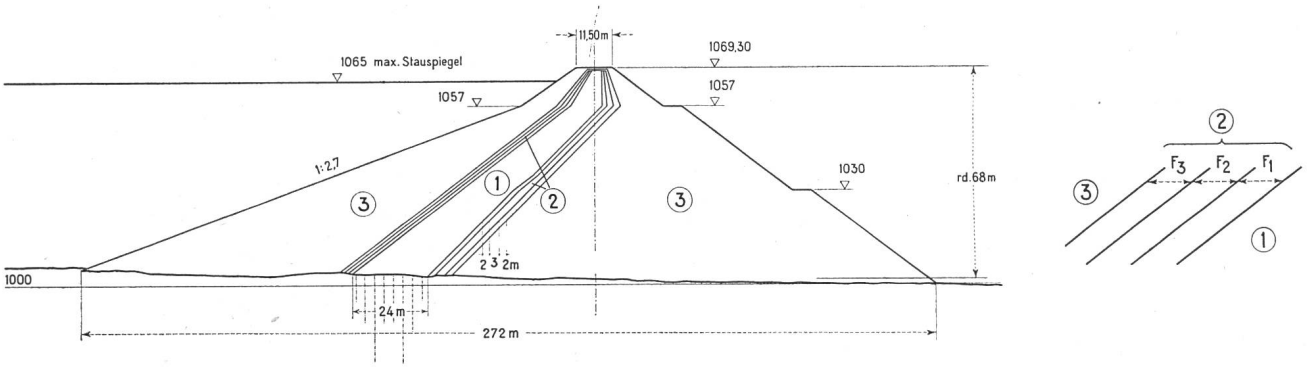


Abb. 5 Staudamm mit geneigter Kernzone und Stufenfilter

① Dichtung, Kern ② Filter ③ Stützkörper

Stärke gegen Wellenschlag und gegen innere Erosion bei rascher Absenkung des Stauspiegels geschützt. Die luftseitige Anschüttung bildet den Stützkörper; sie allein nimmt den Wasserdruck auf. Ihre luftseitige Böschung muß gegen Regen und Schnee durch Pflästerung oder, bedeutend besser, durch Berasung und Bepflanzung geschützt werden. Wesentlich ist auch in diesem Falle die Anordnung eines Filters zwischen Kern und Stützkörper (Abb. 4) und oft auch zwischen Kern und oberwasserseitiger Anschüttung, um Auswaschungen zu verhindern. Diese Lösung erlaubt eine günstige Beanspruchung des Diaphragmas und möglichst gleichmäßige Formänderungen desselben, bedingt aber größere Massen, da der wasserseitige Teil der Anschüttung nicht stützend mitwirkt. Das Dichtungsdiaphragma ist nachträglich nicht mehr beobachtbar.

Abb. 5 zeigt den Typus, wo das Dichtungsdiaphragma, sofern es aus Erdmaterial besteht, gegen die Wasserseite zu geneigt ist, wodurch der wirksame Anteil der Schüttung vergrößert wird, allerdings auch die Oberfläche des Diaphragmas. Seine Formänderungen dürften unübersichtlicher werden. Diese Lösung kommt vor allem dann in Frage, wenn günstige Kernmaterialien reichlich zur Verfügung stehen, so daß der Kern stark ausgebildet werden kann.

Dichtung

Aus dieser Charakterisierung der möglichen Typen ist ohne weiteres die überragende Bedeutung der Ausführung der Dichtung ersichtlich. Die für die Oberflächendichtung heute im Vordergrund stehenden Materialien sind bereits erwähnt. Für die häufiger angewendete Innendichtung wurden verwendet: Eisen in Form von Spundwänden, Holz, Beton, Eisenbeton und bindige Erdmaterialien. Holz und Eisen wurden bald verlassen und in letzter Zeit sind auch die Befürworter der Beton- oder Eisenbetondiaphragmen, wie sie in Steindämmen in Schweden z. B. (Harspranget) verwendet wurden, etwas unsicher geworden. Die starre Betonmauer, aber auch die dünne, stark bewehrte, durch Fugen unterteilte Eisenbetonwand geben keine genügende Sicherheit gegen Durchsickerungen. Die Formänderungen im Stützkörper sind zu ungleichmäßig, als daß das Kräftespiel in der Wand überschaut werden könnte; Risse in derselben müssen sich einstellen.

Aus diesen Gründen kommt heute vornehmlich eine Dichtung in Form eines sogenannten Kernes aus möglichst undurchlässigen, bindigen Erdmaterialien wie Lehm, Moräne, Ton, stark verwitterter und kaolinisierter Granit in Frage mit einem maximalen Durchlässig-

keitskoeffizient nach Darcy von $k \leqq 10^{-6}$ cm/sec ([2]), bestehend aus einer möglichst homogenen Masse, frei von potentiellen Sickerkanälen im Innern oder längs der Anschlüsse im Fundament und an den Flanken, nicht zu stark setzungsempfindlich, mit guter Scherfestigkeit, Körnung < 100 bis 120 mm mit möglichst hohem Anteil an Feinstem. Nicht immer wird es in unseren Gebirgstälern möglich sein, Material mit diesen Eigenschaften zu finden. In solch einem Falle ist zu prüfen, ob die künstliche Herstellung des Kernmateriales durch Aufbereitung von Sand mit Ton oder Bentonit in Frage kommen mag oder die Ausführung eines Diaphragmas aus einem anderen plastischen Material, wie z. B. Bitumenbeton, der gegenüber Portlandzementbeton wesentlich andere Eigenschaften aufweist. Vor einigen Jahren ist beim Bau des Resiadammes durch die Montecatini, Mailand, Bentonit dem Kernmaterial zugefügt worden, um dasselbe undurchlässiger zu machen; für den kürzlich begonnenen Steindamm auf der Göscheneralp soll Opalinuston zur Aufbereitung des Kernmateriales verwendet werden. Bei der Festlegung der Stärke des Kernes sind zwei sich widersprechende Forderungen miteinander in Einklang zu bringen. Denn je dichter ein Kernmaterial, desto erwünschter seiner Undurchlässigkeit wegen, aber um so unerwünschter seiner in diesem Falle meist geringen Scherfestigkeit und hohen Porenwasserspannungen wegen. Der Einbau des Kernmaterials erfolgt in Schichten, deren Mächtigkeit von den Verdichtungsgeräten und den Eigenschaften des Materiales abhängt. Die einzelnen Schichten sind einzuwalzen durch Schaffuß-, Igel- oder Pneuwalzen. Die Anzahl der notwendigen Durchfahrten sowie auch die Schichtstärken sollten jeweilen von Fall zu Fall durch Voruntersuchungen an der Baustelle, also durch Großversuche, ermittelt werden.

([2]) Bei homogenen Dammquerschnitten kann bis auf $k = 10^{-4}$ bis 10^{-5} cm/sec gegangen werden.

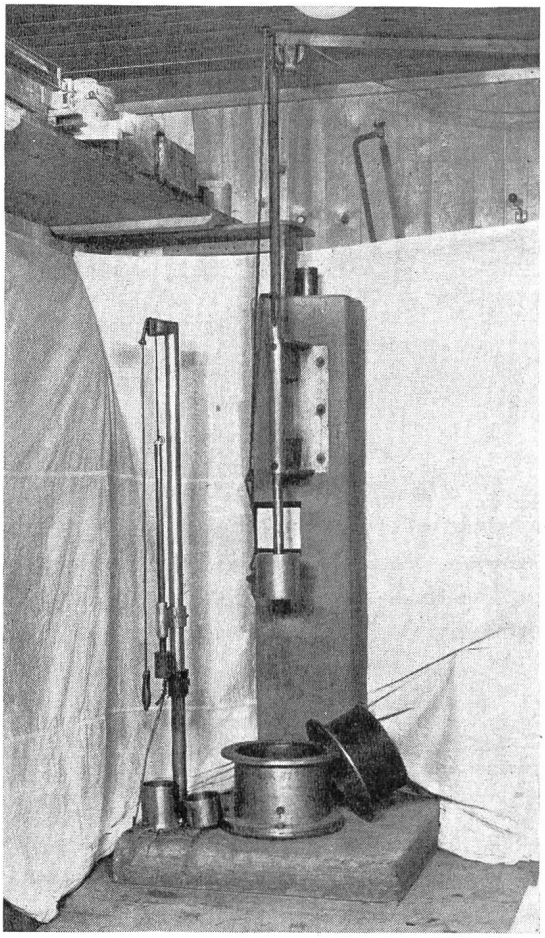


Abb. 8 Standard-Proctor (bis Korndurchmesser 10 mm) und Proctorgerät bis 30 mm Korngröße. (Photo E. Brügger)

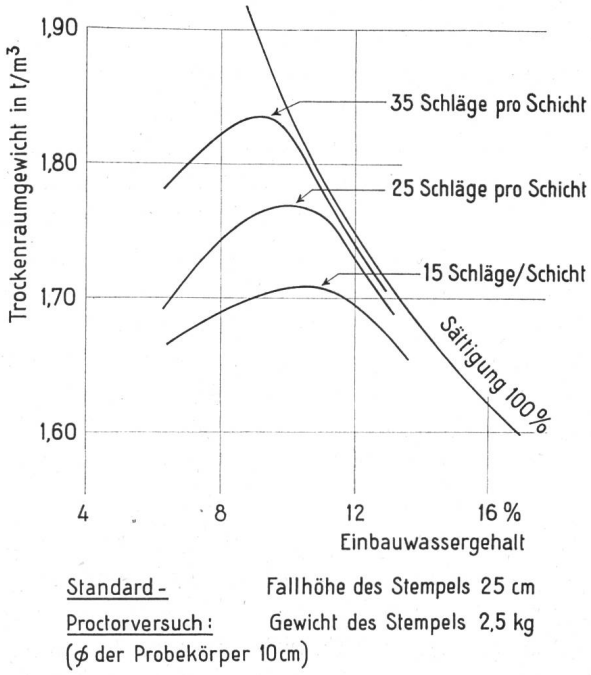


Abb. 7 Prüfung der Verdichtbarkeit nach Proctor

Von wesentlicher Bedeutung ist der sogenannte Einbauwassergehalt, worunter das prozentuale Verhältnis: Gewicht des in einer Probe enthaltenen Wassers zu deren Trockenraumgewicht verstanden ist. Es zeigt sich nämlich, daß bei gegebener Verdichtungsarbeit das maximale Raumgewicht sich bei einem bestimmten Wassergehalt, der als optimaler bezeichnet wird, einstellt. Diese meist nach ihrem Erfinder mit «Proctorkurve» bezeichnete Beziehung zwischen Wassergehalt und Raumgewicht ist für jedes Material sehr typisch. Es ist aber zu beachten, daß sie sich ändert, wenn die Versuchsbedingungen, z. B. die aufgewandte Verdichtungsarbeit, ändern (Abb. 7 und 8). Offensichtlich besitzt der Boden beim größten Trockenraumgewicht auch das kleinste Porenvolumen, d. h. die dichteste Lagerung der Festsubstanz, woraus sich eine größere Scherfestigkeit und Wasserundurchlässigkeit sowie geringere Setzungsempfindlichkeit ergeben (vertikale Setzungen von etwa 1 % der

Dammhöhe bei gut verdichteten Dämmen). Praktische Erwägungen verlangen einen gewissen Spielraum gegenüber dem durch die Proctorkurve bestimmten optimalen Wassergehalt. Dabei haben sich zwei verschiedene Auffassungen herausgebildet. Die eine, vertreten vornehmlich durch das USBR, verlangt den Einbau bei einem geringeren als dem optimalen Wassergehalt (1 bis 3 %). Diese Technik will vor allem das Auftreten großer Porenwasserspannungen vermeiden und die Risiken, die mit höherem Wassergehalt beim praktischen Baubetrieb auftreten, verringern. Die andere Auffassung, vertreten vornehmlich durch das Corps of Engineers, fordert den Einbau bei einem höheren als dem optimalen Wassergehalt. Sie will dadurch eventueller Rißgefahr, Setzungen usw. vorbeugen, was insbesondere bei stark tonigen Erdkernen seine Bedeutung hat.

Filter (Abb. 4 und 6)

Einige wenige Worte müssen dem Filter gewidmet werden. Er hat durchgesickertes Wasser schadlos abzuführen, und zwar so, daß keine Feinbestandteile dauernd weggeschleppt werden können. Sein Kornaufbau muß deshalb in bezug auf das zu schützende Material so gewählt werden, daß diese Forderung erfüllt wird. Verschiedene Bauausführungsarten sind dafür entwickelt worden. Der *Stufenfilter* ist aus einzelnen Schichten mehr oder weniger gleichförmig gekörnter Materialien diskontinuierlich aufgebaut (Abb. 6). Der *Mischfilter* (Abb. 4) erreicht dasselbe Ziel durch entsprechenden Aufbau der Körnung, wobei vorbehältlich eingehender Untersuchungen im Einzelfalle die Vorschrift von Terzaghi befolgt werden kann, wonach:

$$d_{F_{15}} > 4\, d_{K_{15}} < 20\, d_{K_{15}}$$

$$d_{F_{15}} \leq 4\text{—}5\, d_{K_{85}} \text{ (wegen Auswaschgefahr);}$$

oder Büro of Reclamation:

$$(\text{USBR}: d_{15} = 12 \div 40\, d_{K_{15}};\ d_{F_{50}} = 12 \div 58\, d_{K_{50}}).$$

Index F = Filter; Index K = Kern.

Der Filter wird anschließend an den Kern, meist in gleichen Schichthöhen, eingebaut und eingewalzt.

Stützkörpermaterial

Der Stützkörper wird aus kohäsionslosem Material angeschüttet. Dieses soll frei sein von organischen Bestandteilen, möglichst durchlässig, mindestens $k > 10^{-4}$ cm/sec, besser $k > 10^{-2}$ cm/sec, vom Kern aus nach außen eher zunehmende Durchlässigkeit aufweisen, eine geringe Zusammendrückbarkeit und hohe Scherfestigkeit besitzen. Sein Einbau richtet sich ganz nach den natürlichen Eigenschaften der verwendeten Materialien und den soeben gestellten Anforderungen an den fertigen Stützkörper. Die Schütthöhe und die eventuelle Verdichtung richten sich danach. Kiesig-steiniges Material mit 1 m Schütthöhe dürfte durch den normalen Verkehr mit Pneufahrzeugen genügend verdichtet werden. Steinig-grobblockiges Material (rock-fill) mit möglichst wenig Feinteilen kann in bedeutend größeren Schichthöhen geschüttet und durch starkes Einschwemmen während des Schüttvorganges mit Vorteil verdichtet werden. Große Wassermengen bis 4 m^3 Wasser pro m^3 Material, und Drücke bis 7 atü sind erforderlich (Abb. 9). Die Hauptsetzungen erfolgen dann während des Einbaues, so daß später nicht mehr als 1—2 % Setzung zu erwarten ist. Auch hierbei kann weniger oder aber mehr verdichtet werden, z. B. durch Pneuwalzen, Stampfplatten (allerdings nur bei Schütthöhen von 1—2 m) oder Spezialgeräte (Keller). Offenbar verlangen weniger verdichtete Stützkörper flachere luftseitige Böschungen und

Abb. 9 Erddamm Göscheneralp.
Einspülen des Schüttgutes für Stützkörper.
(Photo E. Brügger)

umgekehrt. Es ist also vornehmlich eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung, zu entscheiden, was im Einzelfalle und bei den vorhandenen Materialvorkommen die beste und zweckmäßigste Lösung ist. Steindämme erweisen sich als sehr vorteilhaft und sind zu empfehlen, sofern das entsprechende Material in transportgünstiger Lage gewinnbar ist.

Gründung

In diesen knapp bemessenen Darlegungen kann diesem wichtigen Teile eines Staudammes nur sehr wenig Raum gewährt werden. Wie jedes Bauwerk bedarf auch ein Staudamm einer eingehend studierten, gründlich durchdachten und sauber ausgeführten Fundierung. Bei einer Gründung auf Fels sind die üblichen Vorkehrungen zu treffen, insbesondere ist der felsige Untergrund auf seine Klüftigkeit zu untersuchen und entsprechend zu injizieren. Der Kern ist ganz besonders sorgfältig an den Fels anzuschließen, um die an dieser Übergangszone mit Vorliebe sich bildenden Durchsickerungen zu vermeiden (Felsreinigung, von Hand einstampfen stark undurchlässigen evtl. durch Zugabe von Ton oder Bentonit verbesserten Materials) (Abb. 10).

Sehr oft kommt aber ein Staudamm auf Lockergestein zu liegen, z. B. auf mehr oder weniger vorbelastete alluviale oder diluviale Ablagerungen jüngeren oder älteren Ursprungs. In diesen Fällen sind die physikalischen und technischen Eigenschaften der Baugrundmaterialien in ähnlicher Weise wie jene des Dammes zu untersuchen. Wiederum sind vor allem die Tragfähigkeit und die Durchlässigkeit zu unterscheiden. Ungenügend tragfähige Schichten, d. h. solche mit geringer Scherfestigkeit oder starker Zusammendrückbarkeit (z. B. Schlammsand), sind — soweit wirtschaftlich vertretbar — zu entfernen, oder andernfalls ist die Böschungsneigung des Dammes gegen die schlechten Zonen hin zu verflachen und damit die Standfläche zu vergrößern; regional können auch Bodenverfestigungen durch entsprechende Injektionen oder andere Methoden helfen.

Die Durchsickerung durch durchlässige und halbdurchlässige Böden aus Kies oder Sand und damit verbunden die Gefahr der Grundbruchbildung kann durch verschiedene Mittel verhindert, respektiv verringert werden. Ist die durchlässige Schicht nicht sehr mächtig, so wird am besten der Kern durch Aushub eines Fundamentgrabens bis auf die undurchlässige Schicht hinuntergeführt. Früher wurde statt dessen oft eine Stahlspundwand oder eine Betonmauer (Herdmauer) ausgeführt. Beides sind aber Baumaterialien, die als Fremdkörper wirken, deren Formänderungen gänzlich verschieden sind von jenen der sie umgebenden Baugrund- und Dammaterialien; wenn irgendwie möglich und wirtschaftlich vertretbar, sollten deshalb besser keine starren Herdmauern mehr verwendet werden. Liegt die undurchlässige Schicht sehr tief, so kann ein Teppich aus Kernmaterial anschließend an den Kern flußaufwärts gezogen werden, um auf diese Weise den Sickerweg zu verlängern. Stärke des Teppichs etwa 9,0 m am Anschluß beim Kern bis auf etwa 1,0—2,0 m am Ende. Die Anordnung einer Drainage und von Filterbrunnen am luftseitigen Fuße zur Entlastung des Druckes durchgesickerten Wassers ist dann ganz besonders notwendig. Beim Bau des großen Staudammes in Serre-Ponçon an der Durance in Frankreich wird der Untergrund durch Injektion von Tongel gedichtet, so daß darauf verzichtet werden kann, die Baugrube bis auf den tief liegenden Fels abzuteufen. Ein horizontaler Teppich ist nie so wirkungsvoll, wie eine vertikale Dichtung, da die Durchlässigkeit in hori-

Abb. 10 Erddamm Marinel, Belgisch-Kongo. Verdichten des Filter- und Kernmaterials im Kontakt mit Fels. (Photo Ch. Schaerer)

zontaler Richtung meist bedeutend größer ist als jene in vertikaler. Außerdem ist er nachteilig für die Stabilität (geringe Scherfestigkeit), da er ja aus lehmhaltigem Material bestehen muß, und beim plötzlichen Absenken des Stauspiegels wirkt er ungünstig, da er das rasche Abfließen des Porenwassers verzögert.

Es kann vorkommen, daß es sich nicht vermeiden läßt, *Leitungen* (Grundablaß, Fassungen) durch den Erddamm zu führen. In diesem Falle ist darauf zu achten, daß

1. die Leitung gut fundiert ist;
2. die Leitungswände stark genug bemessen sind, um den Drücken bei der Verdichtung und durch das Setzen des Dammaterials widerstehen zu können;
3. die Stöße in der Leitung einwandfreie Wasserundurchlässigkeit garantieren;
4. die Durchsickerung längs der Leitungsaußenwände durch Anordnung von Kragen (Schikanen) erschwert wird.

Berechnung

Die rechnerische Untersuchung eines Staudammes erstreckt sich auf die Durchsickerung und auf die Standfestigkeit, und zwar beide Male sowohl auf den Damm wie auf den Untergrund, sofern dieser nicht aus Fels besteht.

Die *Durchsickerungsuntersuchung* betrachtet die Strömung im Damm und im Untergrund als laminare Strömung, für welche das bekannte Darcysche Gesetz $v = k \cdot J$ als gültig angenommen wird. Daraus ergibt sich eine *Potentialströmung,* die am einfachsten durch das *Strömungsbild* dargestellt wird (eine orthogonale Kurvenschar der Stromlinien und der Äquipotentiallinien). Darauf braucht, weil bekannt, nicht näher eingegangen zu werden. Es sind in den letzten Jahren zahlreiche Strömungsbilder für die verschiedensten Annahmen gezeichnet und publiziert worden, so daß dem entwerfenden Ingenieur entsprechende Unterlagen zur Verfügung stehen; andernfalls führt die zeichnerische Methode nach Prašil immer noch sehr rasch zum Ziele. Allerdings setzt diese die Kenntnis der *Sickerlinie* (in guter Annäherung nach Casagrande zu ermitteln) voraus, d. h. jener Linie, in welcher sämtliche Punkte den hydrostatischen Druck null besitzen (Verbindungslinie der Standrohrspiegelhöhen), welche unrichtigerweise oft mit der *Sättigungslinie* verwechselt wird; diese liegt dank der Kapillarität höher als die Sickerlinie. Ist das Stromnetz bekannt, so kann bei bekanntem Durchlässigkeitsbeiwert k die Sickermenge berechnet werden. Außerdem sind in jedem Punkte die Strömungsrichtung und der Strömungsdruck bekannt.

Stabilitätsberechnung

Bei der Berechnung eines Bauwerkes aus einem der bekannten Baustoffe wie Stahl oder Beton lehrt uns die Baustatik und Festigkeitslehre, wie — ausgehend von den wirkenden äußeren Kräften — der Spannungszustand in einem Punkte im Innern des Körpers aussieht. Wir sind gewohnt, diese Spannungen zu berechnen und das Verhältnis: Bruchspannung des betreffenden Baustoffes zur berechneten wirkenden Spannung zu bestimmen, und solange dieses Verhältnis in jedem Punkte des Bauwerkes einen festgesetzten Zahlenwert, den Sicherheitsfaktor, nicht unterschreitet, erachten wir das Bauwerk als richtig dimensioniert.

Voraussetzung bei der Bestimmung der Spannungen ist dabei die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes über die Proportionalität zwischen Spannung und Formänderung. Es war naheliegend, in ähnlicher Weise die Spannungen im Querschnitt eines auf Lockergestein ruhenden Erddammes berechnen zu wollen. Doch stehen diesem Vorhaben zwei grundsätzlich verschiedene Schwierigkeiten gegenüber. Einmal ist das Problem als solches beim Trapezquerschnitt und für die angreifenden Kräfte Wasserdruck und Eigengewicht theoretisch schwierig; vor allem ist aber die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes bei einem in Zonen eingebrachten Damme sehr zweifelhaft. Deshalb muß sich die Berechnung beim heutigen Entwicklungsstande noch darauf beschränken, die auf Grund der Erfahrung bei anderen Ausführungen gewählten Böschungsneigungen auf ihre Stabilität zu untersuchen. Dabei wird vom *Bruchzustande* ausgegangen, wobei die Bruchflächen, *Gleitflächen* genannt, beliebiger Form, gerade oder gekrümmt sein können. Es wird tatsächlich nicht in allen Punkten einer möglichen Gleitfläche gleichzeitig Bruch eintreten, sondern derselbe wird zuerst lokalisiert auftreten und dann weiterschreiten (*progressiver Bruch*).

Zur Vereinfachung der Berechnung werden meist kreisförmig gekrümmte, eventuell logarithmische Spiralen, in Einzelfällen auch ebene Gleitflächen (beim Basisbruch), angenommen. Zudem wird das in Wirklichkeit räumliche Problem als ebenes aufgefaßt, unter Annahme eines unendlich langen Dammes. Tatsächlich wird sich eine räumliche Wirkung einstellen, die günstig wirken kann, insbesondere bei keilförmigem Grundriß.

Die Untersuchung gekrümmter Gleitflächen, insbesondere kreisförmig gekrümmter, ist von Fellenius, Schweden, im einzelnen ausgeführt worden und darf als bekannt vorausgesetzt werden. In neuerer Zeit sind Ergänzungen der als «schwedische Methode» bekannten vorgeschlagen worden, auf welche in diesem Zusammenhange lediglich des Interesses wegen hingewiesen sein soll (siehe diesbezüglich insbesondere die Zeitschrift «Géotechnique», Jahrgang 1955, Heft III, Artikel von Bishop).

Die Berechnung muß schlußendlich für die verschiedenen möglichen *Belastungszustände* durchgeführt werden. Dabei sind vor allem folgende Fälle zu untersuchen:

Bauzustand:

Aus dem Gesagten geht hervor, daß die Porenwasserspannungen während des Baues am größten sind; dank dem raschen Baufortschritt hat das im Kern enthaltene Wasser kaum Zeit, abzufließen. Es wird deshalb der Zustand für die luft- und wasserseitigen Böschungen zu untersuchen sein, in welchem der Damm soeben die Krone erreicht und der Stau noch nicht begonnen hat. Der Porenwasserdruck infolge Konsolidation hat seine Größtwerte erreicht.

Mit dem Alter klingen die Porenwasserspannungen allmählich ab, so daß daß die Standsicherheit zunimmt.

Vollstau:

Für die luftseitige Böschung ist neben dem Bauzustande möglicherweise der Zustand bei Vollstau ungünstiger. Es wird das Strömungsbild gezeichnet, aus welchem erforderlichenfalls der Strömungsdruck abgelesen werden kann. Bei der Ermittlung der Erdraumgewichte ist zu unterscheiden zwischen dem Teil, der unterhalb der Sickerlinie (γ_e') und jenem, der oberhalb davon liegt (γ_e^*). In Einzelfällen, insbesondere bei schlanken Dichtungskernen, ist der volle Wasserdruck auf den Stützkörper zu berücksichtigen und das Abgleiten des Stützkörpers als Ganzes zu betrachten.

Die Wirkung eines Erdbebens kann ähnlich berücksichtigt werden, wie dies bei der Berechnung von Staumauern üblich geworden ist. Es wird eine Horizontalkraft eingeführt von der Größe 0,05 ÷ 0,10 mal Dammgewicht.

Plötzliche Stauabsenkung:

Der Stauspiegel eines Stausees ist natürlicherweise starken Schwankungen ausgesetzt, denen das Wasser in den Poren des wasserseitigen Dammaterials nicht genügend rasch, d. h. nur mit etwelcher Verzögerung folgen kann. Dadurch werden die treibenden Kräfte, Gewicht des noch fast gesättigten, aber nicht mehr unter Auftrieb stehenden Erdmaterials und der Strömungsdruck erhöht. Dieser Belastungsfall ist deshalb von ganz besonderer Bedeutung für die wasserseitige Böschung. Gegenüber der geringen Strömungsgeschwindigkeit im Damminnern darf in den meisten Fällen die Stauabsenkung als plötzlich angesehen werden, wobei darauf hinzuweisen ist, daß nicht die Absenkung zum niedersten Betriebswasserspiegel, sondern eine geringere Absenkung den kleinsten Sicherheitsgrad ergibt.

Ausgehend vom Strömungsbild können die Porenwasserspannungen berechnet werden, wobei in vereinfachender Weise oft die folgende Voraussetzung getroffen wird: Strömungsbild bei Vollstau habe sich noch nicht geändert, Sickerlinie und Äquipotentiallinien seien noch dieselben. Dies gilt offenbar nicht mehr für langsame Absenkung.

Jenseits der Berechnung bedarf gerade der Entwurf und die Erstellung eines Staudammes des gesunden Urteilsvermögens, der eigenen Erfahrung und der Kenntnis der Erfahrungen anderer, um das Resultat der Feld- und Laboratoriumsuntersuchungen und der Berechnungen

Abb. 11a Erddamm Marmorera. In der Kernzone offener Graben für das Verlegen der Leitungen zur Messung der Porenwasserspannungen. (Photo E. Brügger)

Stausee Oberaar, 2303 m ü. M.

SULZER

Hochdruck-Speicherpumpen
für Wasserkraftanlagen

Oberems:
1007 m — 7300 PS

Etzelwerk:
485 m — 21000 PS

Grimsel-Oberaar:
400 m — 25100 PS

Peccia:
410 m — 13000 PS

Gougra-Motec:
628 m — 30800 PS

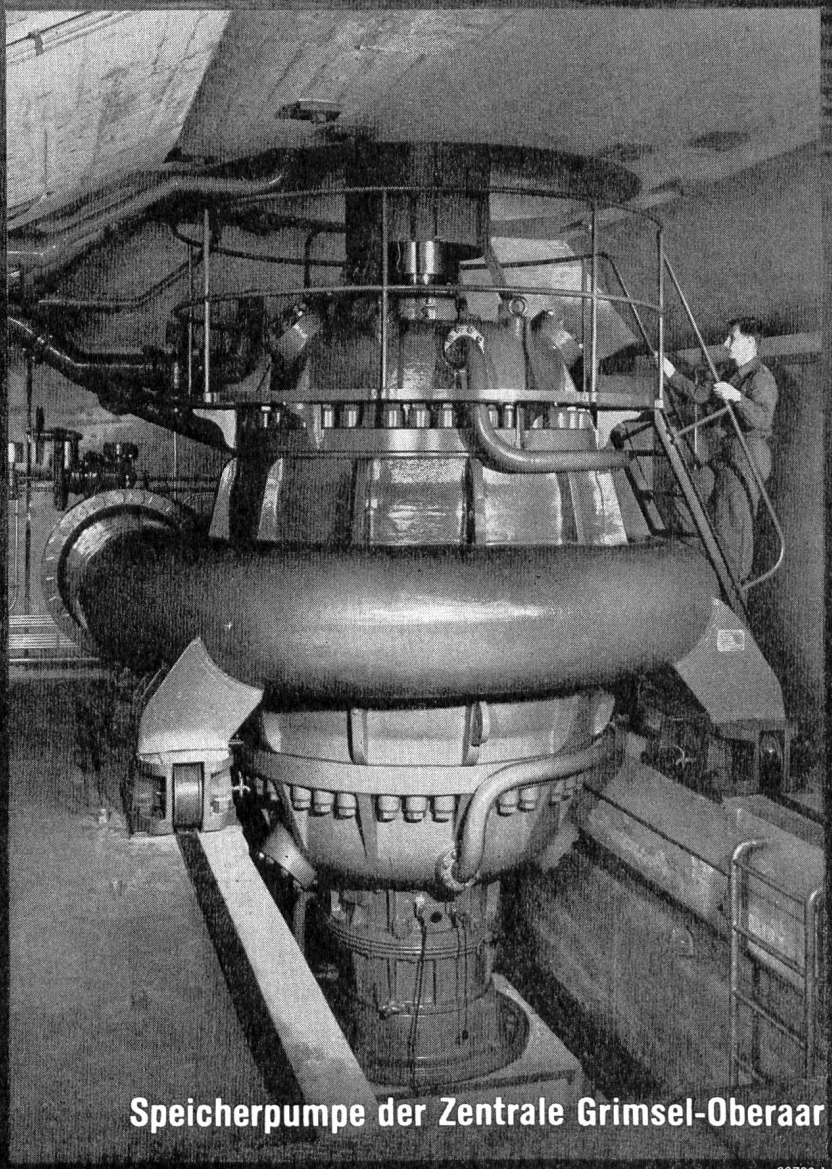
Löbbia:
735 m (Enddruck)
9070 PS

Ferner im Ausland u. a.:

Pragnères:
400 m — 12600 PS

Reisseck:
1070 m — 7650 PS

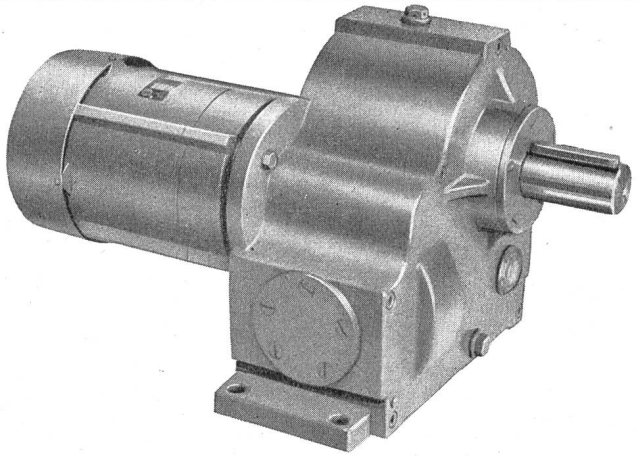
Lünersee:
970 m — 55500 PS



Speicherpumpe der Zentrale Grimsel-Oberaar

80708-1

GEBRÜDER SULZER, AKTIENGESELLSCHAFT, WINTERTHUR / SCHWEIZ



Eine vielseitige Typenauswahl erlaubt uns, jedes Antriebs- und Steuerproblem bis zu einem max. Abgangsdrehmoment von 80 mkg bei 1 Upm zweckdienlich zu lösen.

Verlangen Sie Prospekte und Offerte

Th. Zürrer & Cie. Zürich 55

Birmensdorferstraße 470 - Telefon (051) 33 25 88 oder (051) 35 25 55

Behälteranhänger für Zementtransporte

in
1- und 2 achsiger
Ausführung

G. SCHELLING AG, BASEL

Konstruktionswerkstätte Schönaustraße 80, Telephon (061) 32 41 70

Stahl- und Maschinenbau AG

Horw (Luzern)

Entwurf, Lieferung und Montage von:

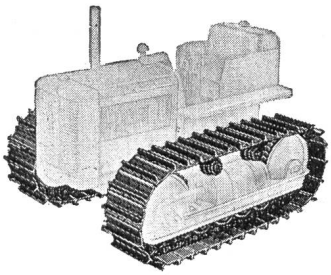
- Stahlhochbauten
- Brücken
- Masten
- Silos
- Stahlwasserbauten
- Druckleitungen
- Krananlagen

Eigenes Ing.-Büro Telephon (041) 3 77 67

Mehr als 5 Milliarden Franken

beträgt die Bausumme der in der Schweiz im Werden begriffenen Wasserkraftwerke. Durch Inserate in der **«Wasser- und Energiewirtschaft»**, dem offiziellen Organ des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes, erreichen Sie die Kreise, welche die Bauaufträge zu vergeben haben.

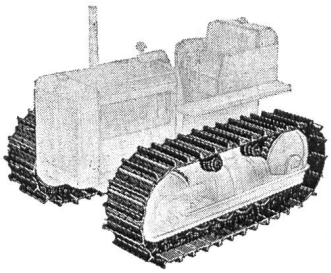
Inseraten-Regie: **GUGGENBÜHL & HUBER VERLAG** Hirschengraben 20 Zürich



RAUPENKETTEN

für Allis Chalmers, Caterpillar, International, Hanomag u. a. Raupenfahrzeuge

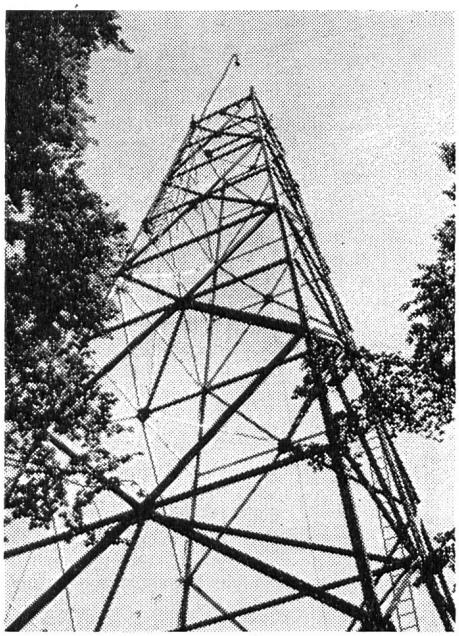
aus hochverschleißfestem Mangan-Vanadium-Spezialstahl im Gesenk geschmiedet



SIEBAG AG GLATTBRUGG (ZH)

TELEPHON (051) 93 62 10

KRANANLAGEN



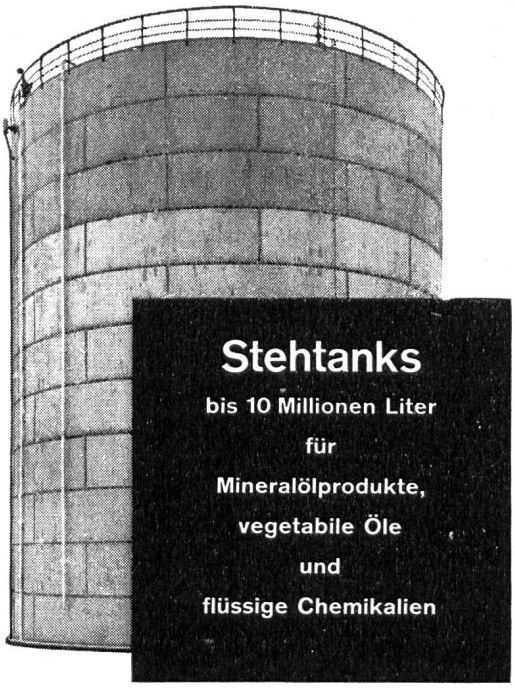
MASTENBAU

KESSELBAU

O. ISENSCHMID & SOHN
KÜSSNACHT a. R.

EISENKONSTRUKTIONEN

Stahlbau für alle Zwecke



Aktiengesellschaft

JOSEF MEYER, MÖHLIN

Eisen- und Waggonbau Tel. 061/88 12 41

WILLY RÖTHLISBERGER / ZÜRICH 1 / ALLEINVERTRIEB FÜR DIE SCHWEIZ

SPRITZBETON

die neuzeitliche Methode für Betonarbeiten im Stollenbau

Während des Vortriebes ausgeführte Felskonsolidierungen mit Spritzbeton:

MAGGIA-KRAFTWERKE:	Freilaufstollen Isorno und Lodano
KRAFTWERKE MAUVOISIN:	Druckstollen Mayens de Riddes
KRAFTWERKE ZERVREILA:	Druckstollen Safiental Druckschacht Rothenbrunnen
GRANDE DIXENCE:	Druckstollen Le Chargeur Druckstollen Fionnay—Rhône
MILITÄRANLAGEN	

Ausgeführte Stollenummantelungen:

MAGGIA-KRAFTWERKE:	Freilaufstollen Verbano Druckstollen Peccia Zulaufstollen Cambleo
KRAFTWERK VERZASCA:	Zulaufstollen
GRANDE DIXENCE:	Druckstollen Le Chargeur—Louvie
KRAFTWERK BISISTHAL:	Zulaufstollen
KRAFTWERKE OBERHASLI:	Zulaufstollen Rotlaui

Ausgeführte Böschungssicherungen mit Spritzbeton:

KRAFTWERK MARMORERA:	An der neuen Straße über dem Stausee
KRAFTWERKE MAUVOISIN:	Längs der Druckleiturng zur Zentrale Riddes
KRAFTWERK ERNEN:	Binn, Konsolidierungen

SPRIBAG

Die Spezialfirma für Spritzbeton, Gunit und PERFO-Bolzenbefestigungen

SPRITZBAU AG Widen (AG)

Büro: Zürich 3 Werdstraße 128 Telephon (051) 35 14 77

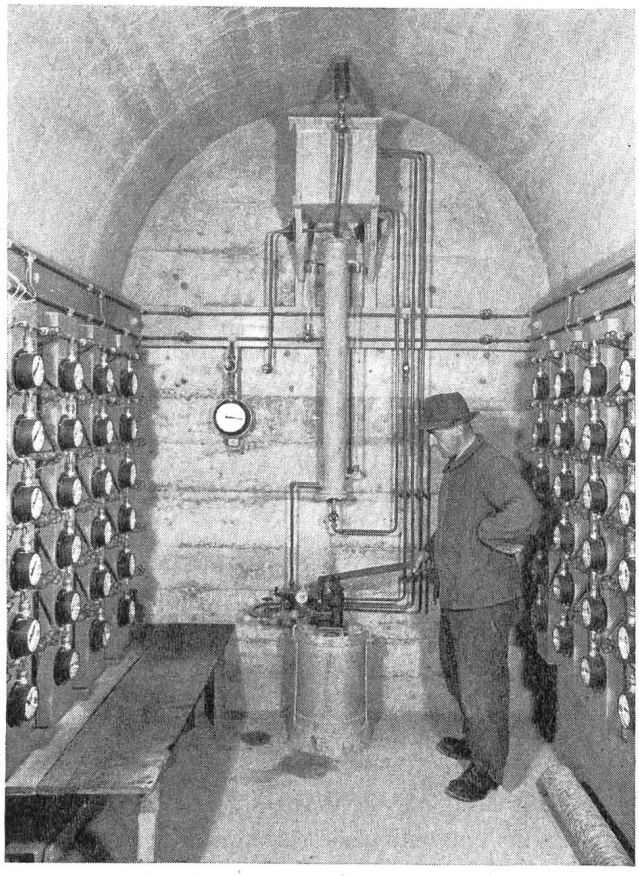


Abb. 11b Erddamm Marmorera. Apparatekammer mit Manometern und Installation zur Messung der Porenwasserspannungen. (Photo E. Brügger)

richtig einzuschätzen und zweckentsprechend zu verwerten.

Von ganz besonderer Bedeutung ist es nun, auch das Verhalten eines Staudammes nach seiner Beendigung zu verfolgen. Durch Einbau von Setzungspegeln und Senkloten soll die Bewegung bestimmter Punkte des Dammineren, durch geodätische Ausmessung von Punkten an der Oberfläche deren Bewegung verfolgt werden. Die Porenwasserspannungen und deren zeitlicher Verlauf sind an eingebauten, dafür speziell konstruierten Apparaten bzw. Meßdosen während und nach dem Bau abzulesen (Abb. 11a und 11b). Die Sickerwassermengen sind an geeigneten Stellen zu fassen und ebenfalls zu messen. Je nach den Verhältnissen sind Quellen in der Umgebung zu kontrollieren und durch Anordnung von Piezometerröhren talseitig des Dammes eventuelle Veränderungen im Grundwasserspiegel festzustellen. Der Einstau hat langsam und unter ständiger Beobachtung des Dammes, seines Innern (Kontrollgänge) und seiner Umgebung zu erfolgen.

Die Vorarlberger Illwerke und der Bau des Lünerseewerkes

Von Dipl. Ing. Dr. h. c. *A. Ammann,* Bregenz, Direktor der Vorarlberger Illwerke Aktiengesellschaft, Bregenz.

Auszug aus dem Vortrag vor dem Linth-Limmatverband in Zürich am 31. Januar 1956 [1]

DK 621.29(436)

Im Jahre 1922 wurde zwischen dem Land Vorarlberg, den Oberschwäbischen Elektrizitätswerken — heute Energie-Versorgung Schwaben AG (EV) — und den Bündner Kraftwerken in Chur ein Vertrag — weil er der Initiative des Landes Vorarlberg sein Zustandekommen verdankt, Landesvertrag genannt — beschlossen, der sich den Ausbau der Wasserkräfte des Einzugsgebietes der Ill zum Ziel setzte. Die Bündner Kraftwerke schieden 1924 aus dem Vertrag aus. An ihrer Stelle wurde über das Großkraftwerk Württemberg in Heilbronn die Rheinisch-Westfälische Elektrizitätswerk Aktiengesellschaft (RWE) als Partner gewonnen. Dieser Vertrag bildete die Grundlage der Vorarlberger Illwerke. Durch den Illwerke-Vertrag 1952 wurde dieses Vertragswerk den heutigen Verhältnissen angepaßt und unter Bestätigung der alten bewährten Grundsätze damit der gesunde Bestand und die weitere Entwicklung der Illwerke und ihre funktionelle Zusammenarbeit mit dem deutschen Verbundnetz für dauernd sichergestellt.

Im Hinblick auf die geographisch und wirtschaftlich gegebene Ausgangsstellung wurde von Anfang an auf eine überstaatliche Zusammenarbeit hingearbeitet. So entwickelte sich die Zusammenarbeit von Vorarlberg, Süddeutschland, Rhein und Ruhrgebiet und damit der Zusammenschluß von Braun- und Steinkohlenkraftwerken mit Flußkraftwerken und den Speicher- und Spitzenkraftwerken der Alpen.

Der Gesamtausbauplan geht von der vollen Erfassung des Wasserkraftdarbietens des räumlich gegebenen Arbeitsgebietes der Illwerke aus mit dem Ziel, in einer wasser- und energiewirtschaftlich einheitlichen Werkgruppe in jedem der Ausbaustadien eine den jeweiligen Verhältnissen und Bedürfnissen des angeschlossenen Verbundnetzes entsprechende Verwirklichung der funktionellen Aufgabe der Alpenspeicherkraftwerke im Groß-

[1] Siehe auch frühere Mitteilungen in «Wasser- und Energiewirtschaft», 1950, Nr. 11, S. 213—217; 1951, Nr. 4/5, S. 93—94.