

Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 48 (1956)
Heft: 7-9

Artikel: Theorien zur Berechnung von Staumauern und Staudämmen
Autor: Schnitter, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-921501>

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: 18.02.2026

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

Theorien zur Berechnung von Staumauern und Staudämmen

Prof. G. Schnitter, ETH, Zürich

1. STAUMAUERN

Die beiden Hauptgruppen von Staumauertypen, die Gewichtsmauern und die Bogenmauern, werden am übersichtlichsten getrennt behandelt.

a) Gewichtsmauern

Vor den Berechnungsmethoden sind die *Belastungsannahmen* kurz zu diskutieren. Das *Eigengewicht* einer Staumauer aus vibriertem Beton darf heute mit einem spezifischen Gewicht von mindestens $2,4 \text{ t/m}^3$ angenommen werden. Die gemessenen Gewichte an neueren Mauern liegen zwischen $2,40$ und $2,50 \text{ t/m}^3$. Der *Wasserdruck* wird normalerweise mit einem spez. Gewicht von 1 t/m^3 eingesetzt, nur in Ausnahmefällen und bei stark sinkstoffeführenden Gewässern wird im Ausland in den unteren Partien der Mauer mit einem leicht erhöhten Gewicht gerechnet.

Von wesentlichem Einfluß auf die Dimensionierung einer vollen Gewichtsmauer ist bekanntlich der *Auftrieb*. Obschon über die Größe und die Verteilung des in die Rechnung einzuführenden Auftriebes schon zahllose Untersuchungen, Berichte und Studien vorliegen, hat sich noch keine einheitliche Doktrin herausgebildet. Insbesondere in den USA, dem Lande mit der größten Anzahl von Vollmauern, sind an zahlreichen Mauern Messungen des Auftriebes durchgeführt und veröffentlicht worden. Der heutige Stand der Auffassungen läßt sich kurz wie folgt zusammenfassen: Die Auftriebwirkung kann zerlegt werden in die Bestimmung der vom Wasserdruck getroffenen Fläche und in jene der Intensität des Wasserdruckes. Nach allem, was bekannt wurde, scheint festzustehen, daß beinahe die ganze Fundamentfläche einer vollen Gewichtsmauer dem Wasserdruck ausgesetzt ist, die Angaben schwanken zwischen 92% und 100% . Die Intensität des Wasserdruckes bei einer Wassertiefe von h_0 Metern über der Fundamentsohle wird hingegen abgemindert entsprechend dem Druckverlust bei der Durchsickerung unterhalb der Mauer. Diese Abminderung hängt nun aber ab von der Güte und der Tiefe des Dichtungsschleiers unterhalb der Mauervorderseite und den eventuellen Maßnahmen zur Drainierung des felsigen Untergrundes. Aus den erwähnten Messungen in den USA geht insbesondere der günstige Einfluß dieser Drainierung hervor. Dieselbe wird dadurch erreicht, daß vom untersten Kontrollgang aus tiefe Bohrlöcher in Abständen von wenigen Metern abgeteuft werden, die durchsickerndes Wasser entspannen und im Entwässerungsgraben des Kontrollganges schadlos abführen. Die dauerhafte Wirkung dieser Drainlöcher wird durch entsprechend instruierte Organe laufend kontrolliert, eventuell verstopfte Löcher werden nachgebohrt oder durch neue ersetzt. In der Schweiz wird der wasserseitige Sohlenwasserdruck mit einem Faktor λ kleiner als eins abgemindert, wobei λ zwischen $0,75$ und $0,80$ schwankt. Der so ermittelte Druck wird linear mit dem Druck im Unterwasser, meist gleich null angenommen, verbunden. Nach den deutschen Vorschriften ist an der Wasserseite bis zum Dichtungsschleier bzw. bis zur Entwässerungsanlage der volle Wasserdruck einzusetzen, hinter demselben ist eine Ab-

minderung auf $0,6 \cdot \gamma \cdot h_0$ gestattet, linear abfallend auf den Unterwasserstand auf der Luftseite. Das «Bureau of Reclamation» und das «Corps of Engineers» in den USA sehen eine ähnliche, aber bei sehr guten Felsverhältnissen noch weitergehende Auftriebsabminderung vor, sofern die erwähnte Drainierung angeordnet wird (Abb. 1). Es ist noch darauf hinzuweisen, daß eine Reduktion des λ -Wertes um $3,4\%$ eine Betonersparnis von rund 1% zur Folge hat.

Es ist hervorzuheben, daß die Wirkung des Auftriebes erheblich vermindert werden kann bei Ausführung von Gewichtsmauern mit Sparräumen, sofern die Hohlräume bis zum Fundament durchgehen und sofern durch sorgfältige und laufend kontrollierte Entwässerungsanlagen in der Art der besprochenen Bohrungen dafür gesorgt wird, daß durchsickerndes Wasser entspannt in den Hohlräumen zu Tage treten und abgeführt werden kann. Bei den Gewichtsmauern mit Sparräumen im Rätherichsboden und an der Oberaar wurde diese Reduktion vom Projektverfasser, Obering-Juillard, nachgewiesen. Es ergibt sich dieselbe ohne weiteres bei der Betrachtung der Sickerströmung als ebene Potentialströmung.

Staumauern müssen auch *Erdbeben* standhalten können. Die Wirkung eines Bebens auf eine Mauer ist zweifacher Natur. Infolge der Bebenbeschleunigung werden Massenträgheitskräfte erzwungen, die in einer der Beschleunigung entgegengesetzten Richtung wirken. Richtung und Größe dieser Kräfte werden so angenommen, daß sie mit jenen aus Wasserdruck kumuliert die ungünstigsten Resultierenden ergeben. Dies trifft offenbar dann zu, wenn sie in Richtung des Wasserdruckes wirken. Wird die Bebenbeschleunigung in einem Prozentsatz α der Erdbeschleunigung ausgedrückt, so ent-

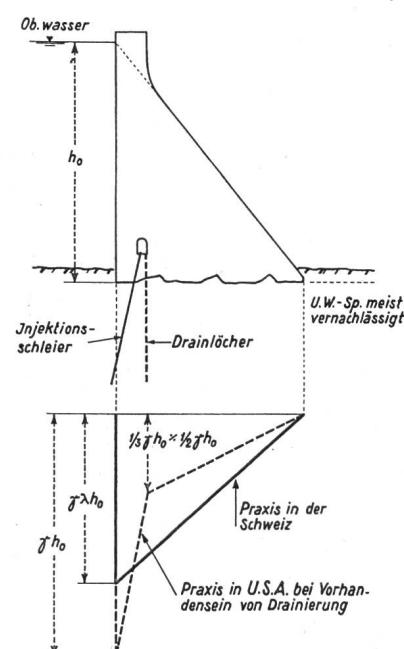


Abb. 1 Schema Vollmauer mit Auftriebsfigur

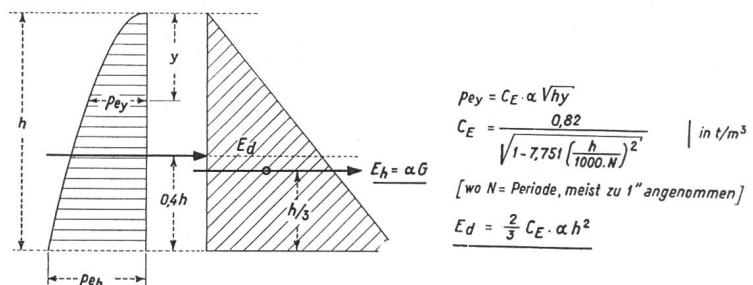


Abb. 2
Erdbebenwirkung
(angenähert)

steht damit eine im Schwerpunkt der Mauer talwärts gerichtete Horizontalkraft von $E_h = \alpha \cdot G$, wenn mit G das Mauergewicht bezeichnet wird. α wird in der Schweiz (wie auch in Italien) mit 0,1 eingesetzt, entsprechend einem Beben mit Häusereinsturz, aber noch nicht katastrophalen Umfangs. Als zweiter Einfluß ist die Reaktion auf das Aufschlagen der durch ein Beben aufwärts beschleunigten Mauer gegen die in Ruhe verbleibende Wassermasse zu berücksichtigen. Sie wird allgemein nach Westergaard berücksichtigt mit einer Bebenperiode von 1 Sekunde. Angenähert können dafür die in Abb. 2 dargestellten Kräfte eingesetzt werden, sofern die Wasserseite lotrecht oder nahezu lotrecht steht. Stärkere wasserseitig geneigte Flächen haben nach der Theorie geringere hydrodynamische Einwirkungen zur Folge. Inwieweit die Resultate nach der Westergaardschen Theorie der Wirklichkeit entsprechen, wurde meines Wissens noch nie untersucht. Auf alle Fälle enthält sie verschiedene zur Kritik auffordernde Faktoren. Es liegt in der Natur der Sache, daß bei Berücksichtigung des Erdbebens geringere Sicherheiten verlangt werden als für die normalen Belastungsfälle.

Der Eisdruk wird in der Schweiz nicht berücksichtigt. Die Meinungen darüber, ob ein wesentlicher Eisdruk überhaupt auftreten kann, sind geteilt. Es dürfte dies teilweise daran liegen, daß die topographischen Bedingungen der Beckenflanken unmittelbar oberhalb der Sperre auf die Ausbildung eines eventuellen Eisdruktes von Bedeutung sind. Auch scheint es, daß vornehmlich die Zeit vor dem Auftauen gefährlich ist für das Auftreten von Eisdruk, ein Zeitpunkt also, an welchem unsere Stauseen in der Regel abgesenkt sind. Immerhin wird in Italien, in Deutschland, in den skandinavischen Ländern und in den USA je nach den örtlichen Verhältnissen die Einführung des Eisdruktes in die stat. Berechnung verlangt, wobei die einzusetzenden Drücke schwanken von null bis zu 30 t pro lfm Mauer (Deutschland 5 bis 15 t/m). Offenbar ist der Einfluß des Eisdruktes bei niedrigen Mauern (Skandinavien) prozentual größer als bei hohen Mauern. So beträgt z. B. der Einfluß eines Eisdruktes von 10 t/m auf das Kippmoment bei einer Mauerhöhe von 20 m rund 15% jenes des Wasserdruktes, bei einer Mauerhöhe von 100 m aber nur noch 0,6%.

Temperaturänderungen der Außentemperatur werden bei vollen Gewichtsmauern im allgemeinen unberücksichtigt gelassen. Die Längsbewegungen infolge gleichmäßiger Temperaturänderungen werden durch konstruktive Maßnahmen (Dehnfugen) ermöglicht. Un gleichmäßige Temperaturänderungen werden hingegen zusätzliche Spannungen erzeugen. Auf die beim Ab-

bindeprozeß entstehende Abbindewärme und die dadurch erzeugten beträchtlichen Temperaturerhöhungen, die, sofern nichts dagegen vorgekehrt würde, zu schädlichen großen Spannungen mit Rißbildung führen müßten, kann in diesem Zusammenhang nicht weiter eingegangen werden.

Die *elastische Verformung des Felsens* unter der Staumauer und im Staubecken wird bei Gewichtsmauern normaler Höhe nicht berücksichtigt. Sie hat aber ihren Einfluß auf die Spannungen im Betonkörper und im Felsen in unmittelbarer Nähe der Fundationssohle.

Von vernachlässigbarem Einfluß auf Mauern von einer gewissen Höhe ist der Wellenschlag sowie der dynamische Wasserdruk bei Mauern mit Überfällen. Hingegen ist die mögliche Überfallhöhe bei letzteren nicht zu unterschätzen, insbesondere bei niedrigen Mauern kann der dadurch erzeugte erhöhte Wasserdruk beträchtliche Konsequenzen zeitigen.

Auf die *Sprengwirkung infolge Bombardierungen* im Verlaufe kriegerischer Handlungen kann hier nicht eingegangen werden. Es ist bekannt, daß deren Berücksichtigung in der Schweiz unter anderem zu gewissen Minimalabmessungen und zum Ausschluß bestimmter Typen von Gewichtsmauern geführt hat.

Die *Standfestigkeit* einer Gewichtsmauer wird als gesichert angesehen, wenn die Resultierende aus Eigengewicht, Wasserdruk und Auftrieb durch den luftseitigen Kernpunkt des Fundamentquerschnittes geht. Bei Berücksichtigung der Erdbebenwirkung darf die Resultierende aus Eigengewicht, Wasserdruk und Erdbeben außerhalb des Kernes, aber innerhalb des Sechstelpunktes liegen. Die erste Bedingung entspricht einer sogenannten Kippsicherheit von 2, die zweite von 1,5, sofern die Kippsicherheit als Verhältnis der Momente der lotrechten zu den Momenten der waagrechten Kräfte um den luftseitigen Eckpunkt des Fundamentquerschnittes definiert wird.

Mit der Standfestigkeit verbunden ist die so wichtige *Gleitsicherheit* einer Gewichtsmauer. Bekanntlich sind Unfälle an Mauern verschiedentlich durch Versagen dieser Gleitsicherheit entstanden. Sie ist dann von besonderer Bedeutung, wenn das natürliche Fallen der Schichten ein Abgleiten begünstigt (talwärts fallende Schichtung). Das Kriterium für die Gleitsicherheit in der Fundationssohle wird mit Vorteil in Anlehnung an den Begriff der Scherkraft gewählt, wie es in der Erdbau mechanik üblich ist. Übrigens wird seit längerer Zeit in ähnlicher Weise die effektiv auftretende Schubspannung in beliebigen Horizontalschnitten durch die Mauer berechnet (siehe weiter unten).

$$\text{Gleitsicherheit } n = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \varphi + \tau_s \cdot F}{H}$$

N = Summe aller Vertikalkräfte inkl. Auftrieb

H = Summe aller Horizontalkräfte (schiebend wirkend)

$\operatorname{tg} \varphi$ = Reibungsbeiwert Beton/Fels, am besten durch Versuch zu bestimmen, ca. 0,60 bis 0,75

τ_s = mittlerer Wert für die Haftung (Kohäsion) des Betons auf dem Felsen, sehr stark von örtlichen Verhältnissen, Felsbeschaffenheit, Oberflächenrauhigkeit usw. abhängig und durch Versuche zu bestimmen.

F = Fundamentfläche

Die Anwendung dieses Kriteriums an Stelle der bloßen Berücksichtigung des Reibungsgliedes

$$\left(n = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \varphi}{H} \right)$$

hat zur Folge, daß der Einfluß der Höhe einer Mauer zur Geltung kommt. N und H wachsen nämlich proportional mit h^2 , F dagegen nur mit h . Die Gleitsicherheit hoher Mauern wird somit bei sonst gleichen Bedingungen kleiner als jene niedrigerer Mauern. Mit andern Worten ausgedrückt, müssen bei hohen Mauern, um dieselbe Gleitsicherheit zu erreichen wie bei niedrigeren, weitergehende Vorkehrungen getroffen werden, z. B. Verbesserung der Haftung oder Vergrößerung der Fundamentfläche.

Die Berechnung des Spannungszustandes in einer Gewichtsmauer ist bekannt. Dank der Tatsache, daß bei der Berechnung zu Grunde gelegten Dreieckscheibe nach der Scheibentheorie linear mit dem Abstand von der Dreiecksspitze zunehmende Belastungen (Eigengewicht, sofern von der Zusatzlast durch die Krone abgesehen wird, sowie Wasserdruk) einen ebenen Spannungszustand erzeugen, welcher der sogenannten Trapezregel entspricht, erleichtert und vereinfacht sich die Ermittlung des ganzen Spannungsbildes. Es muß lediglich hervorgehoben werden, daß im Fundamentschnitt die Randbedingungen nicht streng eingehalten sind. Zu den Schubspannungen ist zu bemerken, daß die effektiv auftretende Schubspannung wie folgt berechnet wird:

$$\tau_{\text{effektiv}} = \tau_{\text{tot}} - \sigma \cdot \operatorname{tg} \psi^*$$

wobei τ_{tot} jene Schubspannung in einem Flächenelement bedeutet, welcher die Normalspannung σ zugeordnet ist. $\operatorname{tg} \psi$ ist der Reibungsbeiwert Beton/Beton etwa $0,70 \div 0,80$. An Hand des Mohrschen Spannungskreises kann für jeden Punkt die maximale effektive Schubspannung berechnet werden, die, was erwähnt werden soll, nicht in jenem Flächenelement auftritt, in welchem die maximale totale Schubspannung liegt.

Die berechneten maximalen Druckspannungen müssen wie üblich die als zulässig festgesetzten Druckspannungen nicht übersteigen. Zugspannungen sollen bei gefülltem Becken gar keine auftreten; bei leerem Becken sind Zugspannungen von $2-3 \text{ kg/cm}^2$ noch zulässig. Selbstverständlich soll auch die Baugrundpressung innerhalb der zulässigen Grenzen liegen.

Die Festlegung der zulässigen Druckbeanspruchung aus den Druckfestigkeiten und der damit verbundene Begriff der Sicherheit sind eine Frage, die in letzter Zeit viel diskutiert wurde und deren Behandlung zu weit führen würde. Es soll lediglich festgehalten werden, daß bei Gewichtsmauern üblicher Höhe (100 bis

* Beachte die Analogie mit dem Gesetz von Coulomb in der Erdbaumechanik: $s = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$, wo s = Scherspannung (analog τ_{tot}), c = Kohäsion (analog τ_{effektiv}).

höchstens 150 m) die maximal auftretenden Druckspannungen (rund 26 bis 40 kg/cm^2) ohne weiteres mit reicherlicher Sicherheit jedem guten Staumauerbeton zugemessen werden dürfen.

b) Bogenmauern

Bezüglich *Belastungsannahmen* ist zu dem unter Gewichtsmauern Gesagten folgendes zu ergänzen:

Der *Auftrieb* wird bei Bogenmauern üblicherweise vernachlässigt. Eine stichhaltige Begründung für diese verschiedene Behandlung von Bogen- und Gewichtsmauern wurde nicht gegeben und kann schwerlich erfolgen.

Die *Temperatureinflüsse* auf Bogenmauern sind bedeutend. Insbesondere ungleichmäßige Temperaturen zwischen Luft- und Wasserseite haben erhebliche Spannungen zur Folge. Die aus Temperaturänderungen sich ergebenden Zugspannungen erhöhen die bereits aus Wasserdruk stellenweise auftretenden Zugspannungen, so daß schlussendlich beträchtliche rechnerische maximale Randzugspannungen entstehen. Die möglichst genaue Erfassung der vorkommenden Wasser- und Lufttemperaturen und deren Verlauf im Betonkörper ist deshalb von größtem Interesse. Aus theoretischen Berechnungen und praktischen Messungen ist bekannt, daß kurzfristige Temperaturschwankungen nur wenig tief in den Beton eindringen dank dessen schlechter Wärmeleitfähigkeit. Es kommt deshalb, soweit es die Lufttemperatur betrifft, vor allem darauf an, die Differenz zu kennen zwischen der mittleren Jahrestemperatur am betreffenden Ort und den mittleren Ausschlägen im Verlaufe eines Jahres. Man wird bestrebt sein, die Fugen in der Bogenmauer in einem Zeitpunkt zu schließen, da die Außentemperatur möglichst niedrig ist, womöglich niedriger als die mittlere jährliche Orts temperatur. (Dabei soll auch die Temperatur im Beton im Augenblick des Fugenschlusses bekanntlich möglichst nicht über der mittleren jährlichen Orts temperatur liegen.) Über die Messung der Temperaturen im Wasser, deren Variation im Laufe des Winters und im Verhältnis zur Temperatur an der Luftseite der Mauer liegen bei uns noch wenig bekanntgewordene Ergebnisse vor, so daß die diesbezüglichen Annahmen in der stat. Berechnung noch der genaueren Prüfung bedürfen unter Berücksichtigung der von Sperrstelle zu Sperrstelle stark veränderlichen Bedingungen (Klima, Sonnenexposition, diesbezüglicher Unterschied zwischen Luft und Wasserseite usw.).

Die Einspannungsverhältnisse einer Bogenmauer sind unter Einrechnung der *elastischen Eigenschaften des Felsens* zu bestimmen. Dafür ist neben der Kenntnis des Elastizitätsmoduls des Betons jene des Felsens erforderlich. Die Bestimmung desselben stößt sowohl auf prinzipielle als auch auf versuchstechnische Schwierigkeiten. Qualitativ hängt der Einfluß der Elastizität des Felsens ab vom Verhältnis seines Elastizitätsmoduls zu jenem des Betons, vom Verhältnis des mittleren Krümmungsradius zur Bogenstärke und vom Öffnungswinkel. (Vergl. auch Prof. A. Stucky «Contribution à l'étude des barrages voûtes». Bull. Technique de la Suisse Romande 1950.) Aus den sehr zahlreichen Studien diese Frage betreffend geht eindeutig hervor, daß die Verschieblichkeit der Bogenwiderlager infolge der Felselastizität berücksichtigt werden muß. Der Elastizitätsmodul des felsigen Untergrundes ist dank seiner

in der Natur immer vorhandenen Klüftigkeit selten größer, oft sogar bedeutend kleiner als jener des künstlich hergestellten Betons.

Die *Spannungsberechnung* geschieht bei uns und in den meisten übrigen Ländern zurzeit mehrheitlich mit baustatischen Methoden. Die strenge Berechnung nach der mathematischen Elastizitätslehre kann nur unter Einführung stark vereinfachender, dem tatsächlichen Bauwerk nur schlecht entsprechender Annahmen durchgeführt werden und verlangt dann noch einen beträchtlichen Rechenaufwand.

Die baustatische Methode geht aus von der Gültigkeit der Trapezregel (linearer Spannungsverlauf über den Querschnitt) und ist in ihrer einfacheren Form bekannt unter dem Namen «Trägerrostverfahren». Die Bogenmauer wird dabei durch horizontale Schnitte in eine Anzahl einzelner elastisch eingespannter Bogen und durch vertikale Schnitte in eine Anzahl einzelner elastisch eingespannter Balken eingeteilt. Hierauf werden getrennt für die Bogen und die Träger die radialen Verschiebungen ihrer Schnittpunkte berechnet. Aus der Gleichsetzung der Verschiebungen entsprechender Punkte ergibt sich die Lastverteilung des Wasserdruckes auf die Bogen resp. die Balken. Eine Erweiterung des Trägerrostverfahrens liegt darin, nicht nur die radialen, sondern auch die tangentialen Verschiebungen und die Drehung um eine vertikale Achse zu berück-

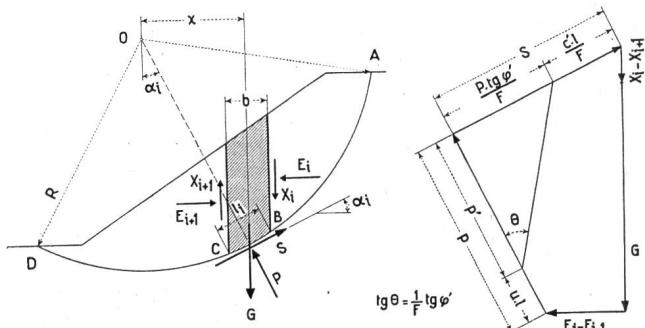
sichtigen. Durchgeführte genauere Berechnungen zeigten den nicht zu unterschätzenden Einfluß dieser beiden letzteren Faktoren, insbesondere bei unsymmetrischem Längsprofil. In den USA wird nach dem *Ver-suchs-Last-Verfahren* (Trial Load) schon seit längerem so gerechnet. Der Arbeitsaufwand ist beträchtlich, so daß die Anzahl der Vertikalschnitte beschränkt bleiben muß (Vorprojekt: 1 Schnitt, Bauprojekt: 3-5 Schnitte).

Der Einfluß des Eigengewichtes wirkt sich auf die vertikalen Träger aus, die daraus resultierenden Spannungen superponieren sich zu jenen aus Wasserdruck.

Der *statische Modellversuch* ist eine äußerst wertvolle Bereicherung, Ergänzung und Kontrolle der rechnungsmäßigen Untersuchung einer Bogenstaumauer und sollte bei jedem wichtigen Objekt durchgeführt werden.

2. STAUDÄMMME

Im Februarheft 1956 dieser Zeitschrift sind vom Verfasser die grundsätzlichen Erwägungen zusammengestellt worden, die beim Bau von Staudämmen beachtet werden müssen. Im Schlußkapitel ist auch ein Hinweis auf die Stabilitätsberechnungen mit den wichtigsten Belastungszuständen gegeben. Darauf wird hiermit verwiesen und in Ergänzung dazu die Berechnung nach Bishop (Géotechnique 1955, Heft III) in der Abbildung 3 gegeben.



$$F = \frac{R \sum_i s_i \cdot l_i}{\sum_i G_i \cdot x_i} ; \quad B_i = \frac{u_i}{\gamma_E \cdot h_i}$$

$$(I) \quad F = \frac{1}{\sum_i G_i \cdot \sin \alpha_i} \sum_i \left\{ c'_i l_i + \tan \varphi'_i (G_i \cos \alpha_i - u_i l_i) + \tan \varphi'_i [(X_i - X_{i+1}) \cos \alpha_i - (E_i - E_{i+1}) \sin \alpha_i] \right\}$$

$$(I') \quad F = \frac{1}{\sum_i G_i \cdot \sin \alpha_i} \sum_i \left\{ c'_i b + \tan \varphi'_i G_i (1 - B_i) + (X_i - X_{i+1}) \right\} \frac{\frac{1}{\cos \alpha_i}}{1 + \frac{1}{F} \tan \varphi'_i \tan \alpha_i}$$

vereinfacht: $\sum (X_i - X_{i+1})$ sowie $\sum (E_i - E_{i+1})$ vernachlässigt

$$(II) \quad F = \frac{1}{\sum_i G_i \cdot \sin \alpha_i} \sum_i \left\{ c'_i l_i + \tan \varphi'_i (G_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \right\}$$

$$(II') \quad F = \frac{1}{\sum_i G_i \cdot \sin \alpha_i} \sum_i \left\{ c'_i + \frac{G_i}{b} (\cos^2 \alpha - B) \tan \varphi'_i \right\} \frac{1}{\cos \alpha_i}$$

Abb. 3 Berechnung der Standfestigkeit von Staudämmen mittels kreisförmig gekrümmter Gleitflächen

Durch die zu untersuchende Böschung wird eine gekrümmte Gleitfläche gelegt. Radius und Krümmungsmittelpunkt werden so gewählt, daß sie wahrscheinlichen tatsächlichen Rutschflächen entsprechen. Das so entstandene Segment wird durch vertikale Schnitte in eine beliebige Anzahl «n» Lamellen der Breite «b» und der Tiefe «l» eingeteilt. An diesem Segment wirken das Gewicht G desselben und in der Gleitfläche die Scherkräfte S_i und die Reaktionen P_i . Die Böschung ist standsicher, solange jene Kräfte, die ein Gleiten verursachen, kleiner sind als jene, die denselben widerstehen (Scherwiderstand). Als Sicherheitsfaktor wird das Verhältnis der Momente um den Kreismittelpunkt der widerstehenden Scherkräfte zu den treibenden äußeren Kräften definiert.

$$F = \frac{R \sum_i^n s_i \cdot l_i}{\sum_i^n G_i \cdot x_i} = \frac{R}{\sum_i^n G_i \cdot x_i} \cdot \sum_i^n [c' l_i + (P_i - u_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi']$$

worin nach Coulomb:

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

σ_n = totale Normalspannung und $\sigma_n \cdot 1 \cdot 1 = P$

u = Porenwasserspannung

Gleichzeitig sollten aber auch die übrigen zwei Gleichgewichtsbedingungen der an den Lamellenschnittflächen angreifenden Kräfte X_i und X_{i+1} , sowie E_i und

E_{i+1} mit den äußeren Kräften und der Reaktion P erfüllt sein.

Daraus entsteht Formel I. Werden die X- und E-Kräfte vernachlässigt, also wie bis vor kurzem üblich nur die Momentenbedingung erfüllt, so entsteht Formel II.

In dieser in formaler Beziehung längst bekannten Formel (Fellenius 1927) ist immerhin auf eine sehr wichtige neuere Auffassung hinzuweisen, die ihren Ausdruck in der Porenwasserspannung u findet und deren Bedeutung durch die Bodenmechanik erkannt wurde. Mit einigen Umformungen, die aus der Abb. 3 ersichtlich sind, entstehen die für die tabellarische Berechnung geeigneten Ansätze I' resp. II'.

Dabei darf allerdings, wie Vergleichsberechnungen zeigten, in vielen Fällen in Formel I' ($X_i - X_{i+1} = 0$) gesetzt werden. Man erhält dabei gegenüber der bekannten Formel II' um etwa 10–15% höhere F -Werte. Die Berechnung nach der älteren Methode II resp. II' liegt also auf der sicheren Seite. Es darf deshalb die genauere Methode I resp. I' nur dann benutzt werden, wenn die Bodenkennziffern: Raumgewicht, Kohäsion c' und Scherwinkel φ' genau bestimmt wurden und über die Größe der voraussichtlich auftretenden Porenwasserspannungen hinreichende Sicherheit besteht.

Schließlich muß noch darauf hingewiesen werden, daß die Untersuchung auf verschiedene Gleitflächen ausgedehnt werden muß, um die ungünstigste gelegene, d. h. jene mit dem kleinsten Faktor F herauszufinden.

Essais sur modèles de barrages

Dr. Ing. G. Oberti, professeur à l'Ecole Polytechnique de Turin,
directeur de l'«Istituto Sperimentale Modelli e Strutture — ISMES», Bergamo

Avant-propos

La détermination des contraintes qui surgissent à l'intérieur d'un barrage par effet des actions qui lui sont appliquées, constitue un chapitre bien suggestif de la science des constructions, non seulement par son intérêt scientifique et technique, mais aussi pour ses importantes répercussions économiques. Sous ce dernier aspect, il faut remarquer que, si une contribution considérable est apportée par le continual perfectionnement des modalités de construction et par une sage réduction des coefficients de sécurité relatifs aux matériaux, par suite des progrès de la technologie de ces derniers, il reste comme facteur prépondérant le projet, entendu soit comme conception synthétique de l'ouvrage, soit comme analyse justificatrice des éléments qui le forment.

Facteur prépondérant, disons-nous, mais aussi tâche fort ardue. En effet, si la science des constructions a fait de grands progrès, dans la même mesure ont augmenté les hardiesse qu'on demande au projeteur, par la nécessité de barrer des gorges toujours plus hautes, de former des réservoirs plus vastes, même là où, parfois, les conditions géologiques ou la possibilité de tremblements de terre, en auraient auparavant découragé l'entreprise. Il est d'autre part naturel que si une féconde intuition montre au projeteur plusieurs solutions du même problème, la conscience de ses responsabilités le force à choisir celle qui sera la meilleure, avec

tous les moyens que la science lui offre non seulement par le calcul mais aussi par l'expérimentation.

Les possibilités et les limites du premier sont connues de tous. Si l'on regarde au barrage comme à un ensemble continu, formé par un matériel homogène et isotrope, et si, en même temps, sont définies toutes les actions à l'extérieur, y compris les conditions au contour, le calcul serait en effet capable de nous donner la solution rigoureuse du problème, soit en prenant comme inconnue fondamentale dans un point quelconque le vecteur qui spécifie le déplacement, soit le tenseur double symétrique des efforts.

L'intégration des systèmes d'équations différentielles, auxquelles on arrive, est d'autre part généralement très difficile. En effet, en désirant conclure le calcul et arriver à des résultats numériques, on est obligé d'éviter l'obstacle en recourant à d'élégants artifices mathématiques et en imposant au problème des schémas simplificateurs. Les solutions, auxquelles on parvient, nous font souvent douter, sauf dans des cas très particuliers, des vraies limites des approximations qu'on a été forcé d'accepter, et qui nous ont en effet conduits à étudier non pas le barrage réel, mais un barrage fictif. Ainsi nous conservons le doute que le premier puisse être surabondant en comparaison des marges logiques de sécurité, ou, ce qui serait bien pire, mal proportionné.