

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 79/80 (1922)
Heft: 10

Artikel: Beitrag zur Berechnung massiver Staumauern
Autor: Rohn, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-38057>

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: 24.01.2026

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

Beitrag zur Berechnung massiver Staumauern.

Von Prof. A. Rohn, Zürich.¹⁾

Die grossen Staumauern gehören volkswirtschaftlich in doppelter Hinsicht zu den interessantesten Ingenieurbauten. Einerseits muss ihre Standsicherheit, wegen den im allgemeinen katastrophalen Folgen eines Wasserdurchbruches, über jedem Zweifel stehen; andererseits sind ihre Baukosten ausserordentlich hoch — zurzeit etwa 12 Mill. Franken für eine 90 m hohe Schwergewichtsmauer von 200 m Kronenlänge — wobei die Kubatur, je nach den Annahmen bezüglich des Unterdruckes, im Verhältnis von drei zu zwei abnehmen wird.

Bei sehr gutem Fels werden in engen Schluchten Gewölbe-Staumauern, die den Widerstand ausnutzen, den die Talhänge in wagrechter Richtung leisten können, wesentliche Ersparnisse an Kubatur erzielen lassen (50% und mehr).

In der Schweiz und im Auslande sind heute bedeutende Staumauern projektiert und in Ausführung begriffen. Ueber einige wesentliche Grundlagen ihrer Dimensionierung, z. B. die Berücksichtigung der Schubspannungen, die Grösse und die Verteilung des Unterdruckes und die Formgebung bei Gewölbe-Staumauern gehen indessen die Meinungen noch sehr auseinander, sodass eine Besprechung dieser Grundlagen aktuellen Wert besitzt. Eine Kommission des S. I. A. hat bereits Ende 1919 die Frage der Aufstellung von Normen für Schwergewichts-Staumauern geprüft; sie riet zur Zeit von einer „Normalisierung“ ab, beauftragte jedoch den Unterzeichneten, die statischen Grundlagen solcher Normen in den Vereinszeitschriften zur Diskussion zu stellen.

In den Abbildungen 1 bis 8 sind die massgebenden Spannungen für ein sehr kleines prismatisches Randelement zusammengestellt. Die Grundlage ihrer Bestimmung ist die lotrechte Normalpressung σ_x ; alle anderen Spannungen folgen aus den Gleichgewichtsbedingungen. Die Hauptschnitte sind mit I und II, diejenigen, in denen die grösste Schubspannung τ_{max} auftritt, mit S bezeichnet; die grösste Druckspannung ist σ_I . Die Wasserseite der Mauer, die gewöhnlich einen Anzug von 3% erhält, wird hierbei genau genug als lotrecht angenommen (x-Axe).

Eine volle Schwergewichtsmauer wird gewöhnlich so dimensioniert, dass, bei leerem Becken wasserseitig und bei vollem Becken luftseitig, σ_I gleich der zulässigen Pressung ist, und in beiden Fällen am anderen Mauerrand keine Zugspannungen auftreten. Eventuell wird auch, ohne besondere Berücksichtigung des Unterdruckes, verlangt, dass bei vollem Becken wasserseitig die Pressung σ_x mindestens gleich dem Wasserdruck $p = 1,0 \cdot x$ sei.

Wie in den Abbildungen 1 bis 8 angenommen, sind unter diesen Voraussetzungen beide Hauptspannungen Pressungen (bezw. gleich Null).

Daneben wird manchmal der Wert der grössten Schubspannung τ_{max} begrenzt. Mit Rücksicht darauf, dass diese Spannungen gleich den halben Hauptspannungen sind, ist die Festsetzung der zulässigen Schubspannung identisch mit derjenigen der zulässigen Druckspannung.

Es stellt sich somit zunächst die Frage, ob in der vollen Schwergewichtsmauer die Schubgefahr eine Herabsetzung der zulässigen Pressung rechtfertigt.

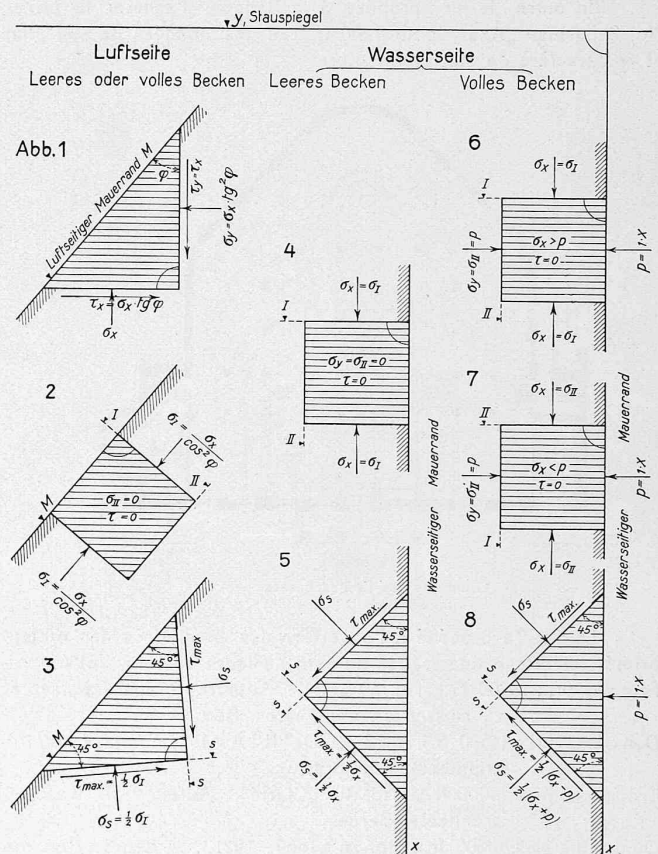
Die Gleitverhältnisse liegen bekanntlich viel günstiger, wenn die Schnittfläche nicht rein auf Abscheren (z. B. bei der Auflagerung einer Schütze oder eines Schleusentores), sondern gleichzeitig auch auf Druck beansprucht ist. Dieser letzte Fall liegt, sobald Zugspannungen vermieden werden, für alle Schnitte S der Staumauer vor, in denen τ_{max} auftritt, wie dies z. B. auch für den Betondruckgurt eines einfachen, auf Biegung beanspruchten Balkens aus armiertem Beton der Fall ist.

Die Berechnungsvorschriften enthalten meistens nur Angaben über die zulässige, reine Scherfestigkeit, wie sie z. B. in der neutralen Faser des oben erwähnten armierten Balkens zur Geltung kommt; sie wird für normalen Beton etwa zu 25 kg/cm² angegeben. Die eidg. Verordnung über armierte Betonbauten gibt in diesem Falle als zulässige Scherspannung 3,0 bzw. 4,0 kg/cm² an.

Versuche sollten dagegen noch abklären, in welchem Masse die innere Reibung, die bei Pressung des Schnittes entsteht, den Gleitwiderstand beeinflusst.

Beruhigend in dieser Beziehung ist das Verhalten der Probewürfel, und aller auf hohen Druck beanspruchten Bauteile.

Bei der Bestimmung der Druckfestigkeit führt, je nach der Anordnung des Versuches, entweder die Ueberwindung des Gleitwiderstandes oder die Erschöpfung der Zugfestigkeit quer zur Druckrichtung zum Bruch; nur im ersten Fall ist die Gleitgefahr massgebend für die Festsetzung der zulässigen Druckspannung. Demnach ist es nicht nötig, besondere Vorschriften über die zulässige Schubspannung in Druckkörpern zu machen; z. B. lässt die eidg. Verordnung über armierte Betonbauten Druckspannungen bis zu 60 kg/cm², d. h. stillschweigend Schubspannungen von 30 kg/cm² zu. Während jedoch diese grösste Schubspannung in Druckkörpern des Hoch- und Tiefbaues sonst keine Beanstandung findet, wird sie manchmal in der Staumauer zum massgebenden Faktor bestimmt. Es wäre jedenfalls, auch abgesehen von statischen Bedenken, sehr erwünscht, den Gleitwiderstand experimentell näher zu prüfen, je nachdem reiner Schub, oder solcher mit Druck und event. Zug zur Wirkung kommt, um seine Abhängigkeit vom Scher- bzw. Reibungswiderstand zu bestimmen.



Folgende Ueberlegung veranschaulicht die statische Behandlung der Frage. Abbildung 9 zeigt einen beliebigen Schnitt R eines luftseitigen Randelementes, auf den folgende Spannungen wirken:

$$\sigma' = \sigma_I \cos^2 \alpha \quad \text{und} \quad \tau' = \sigma_I \sin \alpha \cos \alpha.$$

Abbildung 10 gibt die graphische Bestimmung von σ' und τ' für einen beliebigen Winkel α . Für einen Schnitt

¹⁾ Infolge unerwarteter Verzögerung in der Cliché-Herstellung musste dieser Aufsatz vom Kopf der Nummer hierher verschoben werden. Red.

V, der mit dem Hauptschnitt I einen Winkel α_V einschliesst, der wenig unter 90° liegt, ist die Normalpressung σ' sehr klein; die Schubspannung wird vom Scherwiderstand aufgenommen.

Es sei zunächst vorausgesetzt, dass, sobald die Schubspannung die für reinen Schub bestimmte Scherfestigkeit τ^* erreicht, diese erschöpft sei und nur noch der Reibungswiderstand zur Wirkung komme (Abbildung 10, Schnitt T). Dann besteht für Schnitte, deren Winkel $\alpha \leq \alpha_T$ ist, die Bedingung:

$$\mu \sigma' > \tau' \quad \text{oder:} \quad \operatorname{tg} \alpha < \mu$$

wobei μ den Reibungskoeffizienten bezeichnet. Die Materialfestigkeit muss, um genügenden Gleitwiderstand zu leisten, der einen Bedingung genügen:

$$\tau^* \geq \frac{1}{2} \sigma_I = \tau_{\max}$$

oder für $\tau^* < \tau_{\max}$, d. h. $\alpha_T > 45^\circ$: $\mu = \operatorname{tg} \alpha_T > 1,0$

Nach einer anderen Auffassung ¹⁾ kann mit einer Erhöhung des Gleitwiderstandes durch die Reibung gerechnet werden, wonach derselbe z. B. nach der Formel:

$$\tau_{\text{zul}} = \mu \sigma' + \tau_{\text{zul}}^*$$

zu bestimmen wäre.

Wird hiernach in Abbildung 10 $\tau_{\text{zul}}^* = AB$, in A normal zum Schnitt I aufgetragen und $\operatorname{tg} \varphi = \mu$ gesetzt, so darf bei genügendem Gleitwiderstand die in B unter dem Winkel φ gegen I gezogene Gerade den Kreis nicht schneiden. Diese gleichzeitige Berücksichtigung von Reibung und Scherfestigkeit ist wissenschaftlich nicht begründet.

Der Verfasser ist der Ueberzeugung, dass auch bei hohen Staumauern, deren Unterdruck einwandfrei berücksichtigt wird, die Dimensionierung auf Grund der Schub-

Voraussetzungen führen zu einer trapezförmigen Verteilung der lotrechten Normalpressungen σ_x .

Bezüglich der Schubspannungen sind nur die Randwerte und ihre Summe längs eines wagrechten Schnittes bekannt.

Eine genauere Bestimmung der Spannungen mit Hilfe der Grundgleichungen der mathematischen Elastizitätslehre bietet bereits ziemliche Schwierigkeiten, auch wenn nur der ebene Formänderungszustand eines Mauerstreifens in Betracht gezogen wird.

*

Der Unterdruck sollte bei massiven Staumauern jeder Art Berücksichtigung finden. Es ist ausgeschlossen, für die Dichtigkeit einer Mauer in den Kontraktionsfugen und den Anschlüssen an den Talhängen volle Gewähr zu übernehmen. Infolge des Schwindens und einer Temperaturabnahme besteht die Gefahr, dass Wasser durch offene Fugen eindringt und sich im porösen Beton fortbewegt. Mit der Zeit wird bei guter Ausführung eine teilweise Selbstdichtung eintreten, die jedoch in keiner Weise die gewaltige Gefahr einer ungenügenden Anfangstabilität vermindert; Voraussetzung ist hierbei, dass das Druckwasser keine chemischen Beimischungen enthält, wodurch umgekehrt ein Auslaugen des Betons eintritt.

In Abbildung 11 sind die verschiedenen vorkommenden Voraussetzungen in Bezug auf die Verteilung des Unterdruckes zusammengestellt. Abbildungen 11a und 11b zeigen die denkbar ungünstigsten Voraussetzungen in Bezug auf die talseitige Druckspannung und die wasserseitige Zugspannung. Es soll hier nur die dreieckförmige Verteilung nach Abbildung 11c, die, bei Annahme gleichmässiger Drosselung, dem mutmasslich ungünstigsten Fall entspricht, weiter berücksichtigt werden (bei „luftseitigem“ Grundwasser gilt sinngemäss Abbildung 11d).

Die Rand-Zugspannung beträgt wasserseitig:

$$\sigma_x = \frac{\frac{1}{2} u y \frac{1}{3} y}{\frac{1}{6} y^2} = u.$$

Für u wird gesetzt:

$$u = m p = m 1,0 x,$$

wobei m ein Koeffizient ist, der im Betrage von 0,3 bis 1,0 eingeführt wird; der kleinere Wert wird in Rechnung gesetzt in der Meinung, dass nur ein Teil eines wagrechten Schnittes dem Unterdruck ausgesetzt sei. Es lässt sich jedoch im porösen

Beton ein System fein verzweigter, über einander liegender Wasseradern denken, derart, dass das darüber liegende Mauerwerk den vollen Unterdruck aufzunehmen hat.

Verschiedene Versuche bestätigen, dass der wasserseitige Unterdruck der Mauer nur wenig geringer ist als der hydraulische Druck. Die Einführung des Unterdruckes nach Abbildung 11c, mit $m = 1,0$, ist identisch mit der Beachtung der Vorschrift, die, ohne besondere Berücksichtigung des Unterdruckes, wasserseitig eine kleinste Pressung im Betrage des hydrostatischen Druckes verlangt.

Die Unterdruckverteilung nach Abbildung 11c, für $m = 1,0$, darf als diejenige Berechnungsgrundlage angesehen werden, die die nötige Rücksicht auf Wirtschaftlichkeit mit der unerlässlichen statischen Zuverlässigkeit verbindet.

Im oberen, gewöhnlich langausgedehnten Mauerteil kann unter Umständen, um an Kubatur zu sparen, mit $m = 0,8$ dimensioniert werden, in der Meinung, dass hierbei nur geringe Zugkräfte auftreten, wenn sich der volle Unterdruck wasserseitig einstellen sollte.

Drainagekanäle dürften namentlich als zugängliche Schächte wertvoll sein. In den Kontraktionsfugen geben sie dann die Möglichkeit, undichte Stellen zu injizieren.

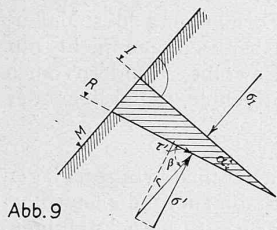


Abb. 9

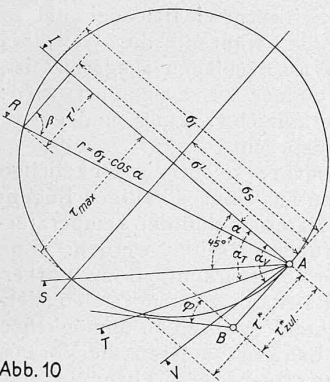


Abb. 10

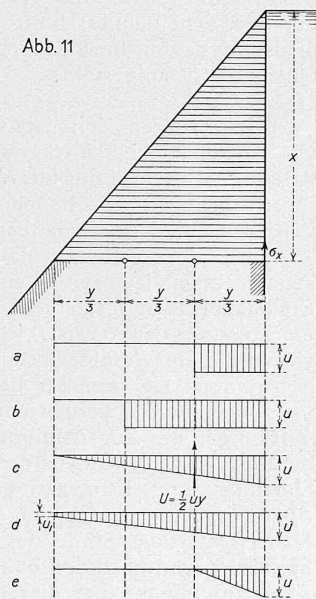


Abb. 11

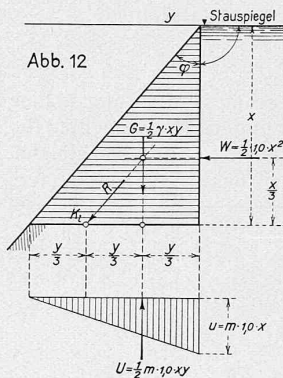


Abb. 12

spannungen sich erübrigt, insofern der übliche Sicherheitsgrad gegen Druck eingehalten wird. Im Anschluss der Mauer an den Fels sind dagegen die Verhältnisse näher zu prüfen, weil dort verschiedenartige Materialien in Verbindung treten, namentlich aber, weil die Formänderung der Mauer von derjenigen des Felsens abhängt.

*

Die Randpressungen σ_x , normal zu einem wagrechten Schnitt, mit denen sich die massgebenden Randspannungen berechnen lassen, werden gewöhnlich unter der Annahme bestimmt, dass der Elastizitätsmodul des Mauermaterials unveränderlich sei und dass ein wagrechter Schnitt bei jeder Belastung eben bleibe. Diese Hooke-Bernoullischen

¹⁾ Vergleiche auch Bonnet: «Cours de barrages».

Auf die Frage des Eisdruckes, des Schutzes der Aussenflächen gegen thermische Einflüsse und des Bauvorganges soll hier, der Kürze wegen, nicht eingegangen werden.

*

Die Dimensionierung von Schwergewichtsmauern mit einer Höhe von mehr als 30 m führt, bei leichtem Kronenaufbau, zu einem dreieckförmigen Querschnitt, wie Abbildung 12 zeigt.

Bei leerem Becken ist hierfür wasserseitig:

$$\sigma_x = 2 \frac{G}{y} = \gamma x = \sigma_I$$

und luftseitig:

$$\sigma_x = \sigma_I = \sigma_{II} = 0$$

Bei vollem Becken geht die Resultierende R aus G , U und W , bei Vermeidung von Zugspannungen durch k , daher

$$(G-U) \frac{y}{3} = W \frac{x}{3}$$

Hieraus folgt die Dimensionierungsformel:

$$y = x \sqrt{\frac{1}{\gamma - m}}$$

Die Normalspannungen betragen luftseitig:

$$\sigma_I = \frac{1}{\cos^2 \varphi} 2 \frac{G-U}{y} = (\gamma - m + 1) x$$

(gleich σ_I bei leerem Becken, wasserseitig)

und wasserseitig:

$$\sigma_x = 0, \sigma_I \text{ (wagrecht)} = 1,0 x, \sigma_{II} = 0.$$

Die Schubspannungen betragen:

luftseitig:

$$\tau_x = \sigma_x \operatorname{tg} \varphi = x \sqrt{\gamma - m}$$

wasserseitig:

$$\tau_x = 0,$$

d. h. bei dreieckförmiger Verteilung ist tatsächlich:

$$\frac{1}{2} x \sqrt{\gamma - m} y = W.$$

Folgende Tabelle enthält die Abmessungen der Mauer und die massgebenden Randspannungen für verschiedene Einheitsgewichte γ der Mauer, für $m = 1,0$ und vergleichsweise für $m = 0$, d. h. ohne Unterdruck.

Einheitsgewicht γ der Mauer:		2,2	2,3	2,4	2,5
Abmessungen der Mauer:	$\operatorname{tg} \varphi = \frac{y}{x} \begin{cases} m = 1,0 \\ m = 0 \end{cases}$	0,91	0,88	0,85	0,82
		0,67	0,66	0,65	0,63
Pressungen	bei leerem Becken wasserseitig: $\frac{1}{x} \sigma_I = \gamma$	2,2	2,3	2,4	2,5
	bei vollem Becken luftseitig: $\frac{1}{x} \sigma_I = \begin{cases} m = 1,0 \\ m = 0 \end{cases}$	2,2	2,3	2,4	2,5
		3,2	3,3	3,4	3,5

Bemerkenswert ist, dass die Anwendung der für den ebenen Deformationszustand vereinfachten mathematischen Elastizitätsgleichungen auf die dreieckförmige Staumauer alle vorstehend auf Grund der dreieckförmigen Verteilung der Normal- und Schubspannungen abgeleiteten Werte bestätigt.

Allerdings stellt auch diese Berechnung nur eine weitere Annäherung dar, insofern neben dem unveränderlichen Elastizitätsmodul, bestimmte Spannungen normal zum Mauerquerschnitt und eine bewegliche Auflagerung im Fundament vorausgesetzt werden.

*

Die heutigen wirtschaftlichen Verhältnisse führen dazu, mit vermehrter Sorgfalt die Möglichkeit von Ersparnissen im Bauwesen zu untersuchen. Zu den Bauwerken, bei denen sich eine gründliche Prüfung solcher Ersparnismöglichkeiten besonders lohnt, gehören in erster Linie die Staumauern mit ihren gewaltigen Kubaturen. Die Ersparnisse an menschlicher Arbeitsleistung sind von besonderem Werte bei Talsperren im Hochgebirge, wo die Bauzeit nur eine kurze ist.

Unter den Bauarten von Staumauern mit ermässiger Kubatur soll hier nur die *Gewölbe-Staumauer* erwähnt werden.

Die erste Bedingung, die für die Ausführung einer solchen Mauer erfüllt sein muss, ist das Vorhandensein eines unbedingt zuverlässigen, festen und so gut wie unachgiebigen, felsigen Talprofils. Zweitens muss die Höhe der Mauer in einem angemessenen Verhältnisse zu ihrer Länge stehen, damit die Gewölbewirkung gegenüber dem Einflüsse der Schwergewichts-Stabilität zur Geltung komme; die Lichtweite des Kronenbogens sollte höchstens das zweifache der Mauerhöhe betragen.

Für die statische Untersuchung wird am einfachsten — nach dem heutigem Stande der Baustatik — die Gewölbe-Staumauer, die eigentlich ein schalenförmiger Körper mit veränderlicher Stärke und teilweiser Stützung der Randflächen ist, in ein System wagrechter Gewölberinge und in ein solches lotrechter Mauerstreifen zerlegt gedacht. Letztere stellen die Verbindung der Gewölberinge unter sich und mit dem Talprofil vor. Der Wasserdruck wird dabei, richtige Formgebung vorausgesetzt, je nach der Höhenlage mehr durch die Gewölberinge, besonders im oberen Teile der Staumauer, bzw. mehr durch die lotrechten Mauerstreifen aufgenommen werden. Temperaturänderung erzeugt innere, gegenseitige Reaktionen beider Systeme. Die Elastizitätsbedingungen, denen beide Systeme zu genügen haben, folgen aus der Gleichsetzung der drei einander entsprechenden Verschiebungen und Drehungen, die die Bogenringe und Mauerstreifen in ihren Kreuzungspunkten erleiden. Genau genug werden hierbei nur die radialen, wagrechten Verschiebungen einander gleichgesetzt.

Entsprechend der im Talprofil veränderlichen Höhe der Staumauer, wird sich das eine oder das andere System mehr an der Aufnahme des Wasserdruckes beteiligen; dieser ist somit nicht gleichmässig über die Länge eines Gewölberinges verteilt, was zu einer vom Kreis abweichenden Form führt. Zur besseren Formgebung der Mauer, werden die erwähnten Elastizitätsbedingungen nicht nur für den Scheitelquerschnitt der Gewölbe, sondern auch beidseitig davon, für eine Anzahl lotrechter, radial liegender Querschnitte aufgestellt.

*

In neuerer Zeit ist verschiedentlich vorgeschlagen worden auch bei Schwergewichts-Staumauern die Gewölbewirkung, allerdings nur für Wasserdruck, zu berücksichtigen. Offenbar liegen jedoch den beiden Ausführungsarten zwei ganz verschiedene Gedanken zu Grunde.

Kurz gesagt, wird die Schwergewichtsmauer um so stabiler sein, je breiter sie ist, während die Gewölbe-Staumauer, wenn sie nicht Wasserschlägen ausgesetzt ist, um so standsicherer ist, je dünner sie ausgeführt wird; sie wird dann infolge Temperaturschwankung und event. Schwindens viel weniger beansprucht.

Bei der Schwergewichtsmauer sollen die schädlichen Wirkungen der Zugspannungen aus einer allfälligen Bogenwirkung, des Schwindens des Materials und der Temperaturabnahme durch Kontraktionsfugen beseitigt werden. Eine Spannungsberechnung der Gewölbewirkung in zu starken Mauern führt im Sinne der Baustatik zu abnormalen Verhältnissen und nach den üblichen Verfahren zu unmöglichen Zugspannungen. Bei dieser Bauweise müssen die Voraussetzungen der Schwergewichtsmauer verwirklicht werden.

Dass im Grunde genommen beide Mauerarten gegen Schwinden und Temperaturänderung empfindlich sind, trifft zu; indessen verliert die Gewölbe-Staumauer ihre Stabilität bei zu vielen Kontraktionsfugen, während diese für die Schwergewichtsmauer statisch unschädlich sind.

Es sind zur Zeit Messungen über die Abhängigkeit der Temperatur im Innern der Mauer von der Abbindewärme, der Wasser- und der Lufttemperatur bei den Gewölbe-Staumauern der Kraftwerke in Broc und Amsteg im Gange. Diese Unterlagen sind unerlässlich, um den wesentlichen Einfluss der Temperaturänderung bei Gewölbemauern in sehr schmalen Schluchten richtig einzuschätzen. In dieser Beziehung lassen auch die vorliegenden Angaben über die Dehnungskoeffizienten der verschiedenen Baumaterialien zu wünschen übrig.

Bei Erdbebengefahr sind die Schwergewichtsmauern günstiger zu beurteilen als Gewölbestaumauern. Voraussetzlich würde, bei einer nennenswerten Bewegung der Talsohle und der Talabhänge, die Zerstörung der Gewölbestaumauer, deren Auflagerungen gleichzeitig unten und seitlich nachgeben, eher eintreten, als diejenige einer Schwergewichtsmauer, deren Widerstandsfähigkeit allein auf der unzerstörbaren Schwerkraft ihrer Masse beruht.

Die äusserst geringen Dislokationen, die in unseren Gegenden beobachtet worden sind, verliefen zwar bisher für gelenklose Brückengewölbe unschädlich. Wegen den weitaus grösseren Folgen der Zerstörung einer hohen Staumauer müssen indessen der Behandlung dieser Frage genaue Beobachtungen der seismischen Bewegungen zu Grunde gelegt werden.

*

Die Ersparnisse, die sich an der Kubatur einer Gewölbemauer gegenüber einer Schwergewichtsmauer erzielen lassen, ergeben sich ganz roh aus der Gegenüberstellung der Abbildungen 13 und 14. Abbildung 13 zeigt den dreieckförmigen Querschnitt einer Schwergewichtsmauer, wofür

$$y = x \sqrt{\frac{1}{\gamma - m}}$$

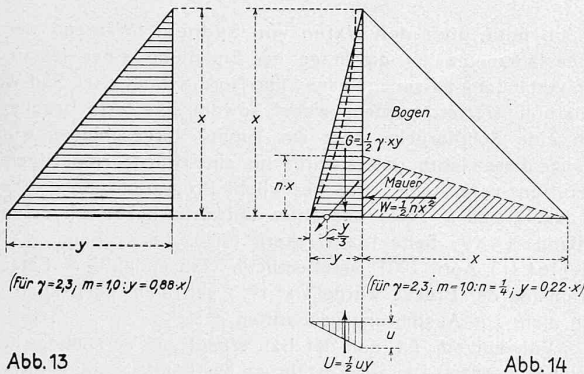


Abb. 13

Abb. 14

Abbildung 14 bringt den schematischen, ebenfalls dreieckförmigen Querschnitt einer Gewölbe-Staumauer zur Darstellung. In Wirklichkeit sollen solche Mauern, wie schon gesagt, möglichst schlank sein; nur ihre Anschlüsse an das Talprofil d. h. der Fuss der Mauern bzw. die Gewölbekämpfer müssen kräftig verstärkt werden.

Der Wasserdruck $W = \frac{1}{2} x^2$ kann ganz roh etwa nach Abbildung 14, je dreieckförmig auf die beiden Systeme (Bogen und Mauer) verteilt werden, wobei die eventuell positiven und negativen Wasserbelastungen der obern Mauertheile im Koeffizienten n Berücksichtigung finden können.

Für den Unterdruck:

$$u = m I, 0 x$$

folgt die Mauerbreite y , bei Betrachtung der Stabilität der Mauerelemente bei Wasserdruck allein, aus:

$$(G-U) \frac{y}{3} - W \frac{1}{3} n x = 0$$

zu:

$$y = n x \sqrt{\frac{1}{\gamma - m}}$$

Bei dieser Bemessung des Mauerfusses werden eventuell geringe Armierungen in den Bogen- und Mauerelementen zur Aufnahme der Zugspannungen aus thermischen Einflüssen nötig sein.

Die Verteilung des Wasserdruckes und der Temperaturkräfte auf beide Systeme hängt von der Form des Talprofils und der Schlankheit der Mauer ab. Wenn b die Kronenlänge, h die grösste Höhe einer V-förmigen Gewölbe-Staumauer bezeichnet, so wird für $b: h = 1,1$ bis $1,8$, $n = \frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{2}$ betragen.

Elektrische Linearheizung, System Zweifel-Oerlikon.

In Fällen, in denen die Energie auch während eines grösseren Teiles des Tages zur Verfügung steht, wird der elektrischen Zentralheizung mit Wärmeakkumulierung in Warmwasserboilern oder in Dampfspeicherkesseln oft die direkte elektrische Heizung vorzuziehen sein. Denn der Wirkungsgrad der Heizung ist natürlich dann am höchsten, wenn die elektrische Energie an dem Ort und zu der Zeit in Wärme umgesetzt wird, wo die Wärme benötigt wird. Eine interessante Lösung der direkten elektrischen Raumheizung, der bisher üblichen durch elektrische Einzelöfen wesentlich überlegen, ist die sogen. „Linearheizung“, die nach dem zuerst vom schweizerischen Techniker Zweifel-Zwicky in Bludenz angewendeten System von der Maschinenfabrik Oerlikon ausgeführt ist. Einem bezüglichen Artikel von Ingenieur F. Rutgers im „Bulletin Oerlikon“ Nr. 7 vom Januar 1922 entnehmen wir darüber die folgenden Einzelheiten.

Das System beruht darauf, dass im Raume lineare Heizleiter ausgespannt werden. Bei den ersten Anlagen, die der Erfinder in Baumwollspinnereien ausführte, waren es nackte Eisenbänder, wie sie während des Krieges von den Baumwollballen her in den Textilfabriken zur Verfügung standen. Diese Bänder wurden in etwa 2,5 m Höhe über Fussboden an Porzellanrollen aufgehängt, sodass eine direkte Berührung vom Fussboden aus nicht möglich war, und mit Strom beschickt. Die verwendeten Bänder hatten 19×1 mm Querschnitt und konnten mit 100 bis 120 Amp. belastet werden, ohne dass Baumwollflug oder Papierabfälle daran zum Glimmen kamen. Nach diesem primitiven System wurden in kurzer Zeit für mehrere Tausend Kilowatt Leistung Linearheizungen in Betrieb gesetzt, wodurch reichlich Gelegenheit geboten wurde, Erfahrungen über die Heizwirkung zu sammeln. Eine originelle Art der Bureaueheizung wurde mittels dieser nackten Eisenbänder ausgeführt, indem in den Zwischenwänden der Bureaux eines ganzen Stockwerkes (rund 1200 m^3) je drei Porzellan durchführungen angebracht wurden und durch diese Durchführungen drei blanke Heizbänder aus Eisen durchlaufend durch den ganzen Stock verlegt wurden, die bei kaltem Wetter in Dreieck, bei milderem Wetter in Stern geschaltet wurden. Es zeigte sich bald, dass mittels der elektrischen Linearheizung, die ursprünglich als Notbehelf gedacht war, ganz ausgezeichnete Heizresultate erzielt wurden, die die Resultate mit elektrischen Einzelöfen weit übertrafen. Eine Erklärung hierfür konnte nur in der gleichmässigen Verteilung der Heizung im ganzen Raume, unter Vermeidung starker örtlicher Erwärmung, gefunden werden.

Bei 20-stündiger Einschaltdauer pro Tag, also kontinuierlicher Heizung mit Ausnahme der Lichtzeit, wurden in grossen Hochbauten mit 10 bis 15 Watt pro m^3 eine dauernde Uebertemperatur von etwa 35°C gegenüber der Aussenkälte gehalten, während bei grossen Shedbauten mit einfach verglasten Dächern, mit 25 bis 35 Watt pro m^3 eine Temperaturdifferenz von etwa 30°C im Dauerbetrieb festgestellt wurde. Dabei wurde als besonderer Vorzug nur geringe Temperaturdifferenz in den einzelnen Teilen des Raumes konstatiert, die selten mehr als 2 bis 3°C ausmachten. Lokale, die bei der frühern Dampfheizung stets feuchte Ecken hatten, wurden nach einiger Zeit gleichmässig trocken. Bei Heizung mittels räumlich beschränkter Heizkörpern von ziemlich hoher Temperatur entstehen lokale Stellen mit starkem Luftauftrieb. Diese aufsteigende heisse Luft zirkuliert und gibt ihre Wärme zuerst an die Decke und auf ihrem weitem Wege an die kalten Fenster ab, wodurch die schlechtere Heizwirkung von Einzelkörpern gegenüber der Linearheizung teilweise erklärt wird.

Auf Grund dieser äusserst günstigen Heizergebnisse wurde die Konstruktion der Linearheizung von der Maschinenfabrik Oerlikon weiter ausgebaut. Während in einigen Ländern, wie z. B. Oesterreich, die nackten Heizkörper von den Fabrikbehörden und Feuerversicherungs-Gesellschaften genehmigt wurden, verlangten z. B. die Behörden in der Schweiz einen Schutz um den Heizleiter gegen Berührung der stromführenden Teile. Es wurden deshalb von der Maschinenfabrik Oerlikon verschiedene Konstruktionen ausgeführt, z. B. Heizbänder isoliert in Blechröhren von etwa 120 mm Durchmesser und später Heizbänder isoliert in Gasröhren, Metallschläuchen und Stahlpanzerröhren. Die Anforderungen, die an die elektrische Isolation gestellt werden, sind sehr hohe, da im Innern von Schutzhöhren die Heizleiter naturgemäss ziemlich hohe Temperaturen annehmen, auch wenn die äussere Temperatur der Schutz-