

Zeitschrift: IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen
Band: 19 (1974)
Artikel: Standsicherheit von Gewölbemauern
Autor: Widmann, Richard
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-17544>

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: 08.01.2026

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

Standsicherheit von Gewölbemauern

Stability of arch dams

Stabilité des barrages en voûte

Dipl. Ing. Dr. techn. Richard WIDMANN
Leiter der Abt. Bauplanung Tauernkraftwerke Aktiengesellschaft
Rainerstraße 29, A-5020 Salzburg

1. Allgemeines

Die Standsicherheit eines Bauwerkes hängt bekanntlich bei einwandfreier Planung und Ausführung theoretisch von 2 Faktoren ab, wenn man von der Sicherheit der Gründung absieht:

- a) der Wahrscheinlichkeit des Auftretens und der Größe höherer Beanspruchungen als der Gebrauchslast (Bemessungsgrundlage) entspricht,
- b) den Festigkeitseigenschaften des Materials, aus dem das Bauwerk besteht.

Um jedoch einen Sicherheitskoeffizienten ermitteln zu können, ist eine Definition des Sicherheitsbegriffes erforderlich, z.B. Bruchlast zur Gebrauchslast, Druckfestigkeit zur Druckbeanspruchung, vorhandener Reibungswinkel zum erforderlichen Reibungswinkel usw., Definitionen, die dann zu nicht vergleichbaren Ergebnissen führen. Im folgenden soll versucht werden, das Problem der Standsicherheit durch vergleichende Betrachtungen zu klären, um daraus einheitliche Sicherheitsfaktoren für die verschiedenen Typen von Talsperren abzuleiten. Abschließend werden dann für Staumauern die maßgebenden Betonfestigkeiten ermittelt.

2. Die Belastung von Talsperren

Im normalen Betrieb ist die Belastung einer Talsperre durch Eigengewicht + Wasserlast, wenn man von einer gewissen Unsicherheit für den Ansatz des Sohlwasserdruckes und einer eventuellen Verlandung des Stauraumes absieht, genau definiert. Weniger gut erfassbar sind Temperaturspannungen in Staumauern, die als Restspannungen aus der Bauzeit und als Folge von Außentemperaturschwankungen während des Betriebes auftreten. Diese Spannungen sind jedoch für die Sicherheit der Staumauer nur von unterge-

-ordneter Bedeutung, weil sie von nicht nachdrängenden Lasten herrühren und daher ein Bauwerk nicht zum Einsturz bringen können. Der Einfluß dieser Temperatur- und Eigenspannungen soll deshalb nicht weiter verfolgt werden.

Nun kann der Bestand einer Talsperre auch durch außergewöhnliche Ereignisse wie Erdbeben und Überflutungen gefährdet werden, deren Einfluß schon wesentlich schwieriger zu erfassen ist.

Die statische Überbeanspruchung einer Talsperre ist z.B. in geringem Maße durch eine Überflutung im Zuge eines Katastrophenhochwassers denkbar und kann dann bei ungünstigsten Annahmen rechnerisch erfaßt werden. Eine Überflutung der Talsperre als Folge von Murenabgängen und Hangbewegungen in den Stauraum ist ebenfalls vorstellbar. Die zulässige Überflutungshöhe könnte für die Definition eines Sicherheitsfaktors herangezogen werden. Nun ist aber bei nicht monolithischen Talsperrentypen das Verhältnis zwischen der zulässigen Überflutungshöhe und der Sperrenhöhe im betrachteten Schnitt konstant; absolut wird also die zulässige Überflutungshöhe von den Talflanken zur Talmitte hin zunehmen. Für Vergleichsuntersuchungen scheint daher eine derartige Annahme weniger geeignet. Für die theoretische Definition des Sicherheitsfaktors klarer ist die Annahme einer proportionalen Vergrößerung des spezifischen Gewichtes des Wassers, wie dies z.B. für die Bruchlast von Gewölbemauern in Modellversuchen allgemein üblich ist. Im vorliegenden Bericht wird der Sicherheitsfaktor einer Talsperre für statische Beanspruchung als mögliche Erhöhung des spezifischen Gewichtes des Wassers bis zum Erreichen der Bruchlast definiert.

Für die dynamische Belastung einer Talsperre durch Erdbeben sind zunächst zwei Fälle zu unterscheiden: jene, in denen eine Verstellung der Aufstandsfläche der Sperre eintritt und jene, bei denen das Bauwerk und die gestaute Wassermasse in Schwingungen geraten. Der erste Fall ist rechnerisch kaum erfaßbar und kann in diese Betrachtungen nicht einbezogen werden. Eine Schwingungsbeanspruchung der Talsperre kann jedoch mit den heutigen Verfahren wenigstens näherungsweise auch rechnerisch erfaßt werden, allerdings sind diesen Beanspruchungen dann vergleichbar ermittelte Materialfestigkeiten gegenüberzustellen. Der Sicherheitsfaktor könnte als Verhältnis jener Bodenbeschleunigungen definiert werden, die einerseits Bemessungsgrundlage für die Talsperre sind und andererseits zum Bruch der Talsperre führen würden.

3. Die Tragreserven von Talsperren

Als Grundlage für die Festlegung von Sicherheitsfaktoren bei Gewölbemauern soll zunächst ein Vergleich mit den bei anderen Talsperrentypen üblichen Sicherheitsfaktoren geführt werden. Da nun Sicherheitswerte, die auf verschiedene Materialeigenschaften wie Reibungswinkel oder Druckfestigkeit bezogen sind, nicht unmittelbar verglichen werden können, muß diesem Vergleich eine andere Sicherheitsdefinition zugrundegelegt werden. Weiters ist die Wahl der Berechnungsverfahren für die Festlegung des Sicherheitsfaktors von nicht zu unterschätzender Bedeutung.

Im folgenden wird dieser Vergleich unter der für Gewölbemauern bei Bruchversuchen üblichen Annahme einer Vergrößerung des Wasserdruckes durch ideelle Vergrößerung des spezifischen Gewichtes versucht werden. Dabei soll nur der normale Betriebsfall "Vollstau im Sommer" herangezogen werden.

3.1 Erd- und Steinschüttdämme

Der Nachweis der statischen Standsicherheit dieser Talsperren wird durch den Gleitsicherheitsnachweis erbracht, wobei gemäß den österreichischen Richtlinien nach dem Verfahren von Fellenius unter Nachweis der Bodenkennwerte im normalen Betriebsfall eine Mindestsicherheit von 1,3 erreicht werden muß. In Vergleichsrechnungen wurde jenes ideelle f_w bestimmt, bei dem diese Sicherheit auf 1,0 abnimmt. Während die Böschungsneigung eines Dammes selbstverständlich vom Reibungswinkel des Schüttmaterials abhängt und hier auch die verschiedenen Verfahren verschiedene Ergebnisse liefern, ergibt sich f_w einheitlich mit 1,5, wenn der Damm nach dem gleichen Verfahren auf die Sicherheit 1,3 ausdimensioniert war. Hier scheint also tatsächlich ein verfahrensunabhängiger Bewertungsmaßstab vorzuliegen. Es sei noch erwähnt, daß die Porenwasserdrücke bei dieser Untersuchung unverändert belassen wurden.

Die Mindestsicherheit für Erdbebenbeanspruchung ist in den österreichischen Richtlinien mit 1,1 vorgeschrieben, ohne allerdings nähere Angaben über das Berechnungsverfahren und die zugehörigen Materialkennwerte zu machen.

3.2 Gewichtsmauern

Gewichtsmauern werden üblicherweise so dimensioniert, daß an der Wasserseite keine Zugspannungen auftreten. Nachzuweisen bleiben lediglich die Gleitsicherheit und die Beton-Randdruckspannung, während die Kippsicherheit bereits gegeben ist. Setzt man nun die Gleitsicherheit im normalen Betriebsfall mit 1,5 an und vernachlässigt zunächst den Einfluß einer gerissenen Beton-Zugzone, so ergibt sich wieder $f_w = 1,5$ für eine Gleitsicherheit 1. Die Kippsicherheit beträgt unter den eingangs erwähnten Annahmen 2,0 und sinkt für $f_w = 1,5$ ebenfalls auf 1,0 ab. Die Beton-Randdruckspannungen hingegen steigen auf den 1,9-fachen Wert an.

Berücksichtigt man bei dieser Sicherheitsbetrachtung den vollen Auftrieb in der gerissenen Zugzone, so ergibt sich nur ein f_w von 1,02 (!) für die Gleit- und Kippsicherheit 1,0 und ein Ansteigen der Beton-Randdruckspannung auf den 1,15-fachen Wert. Selbst wenn die Gleitsicherheit im normalen Betriebsfall durch günstigere Materialeigenschaften höher liegen würde, so bliebe doch die Reduktion der Kippsicherheit, die unabhängig von der Materialeigenschaft ist und damit die theoretische Überlastbarkeit der Gewichtsmauer begrenzt.

3.3 Gewölbemauern

3.31 Berechnungsverfahren

Die wirklichkeitstreue Berechnung von Gewölbemauern ist auch heute, im Zeitalter der Computer, eine schwierige, vielleicht sogar ungelöste Aufgabe. Je nach Art der Berechnung sind zunächst Berechnungsmethoden für statische und dynamische Beanspruchungen zu unterscheiden.

Für die statische Berechnungsmethode werden derzeit zwei grundsätzlich verschiedene Berechnungsverfahren angewendet: das Lastaufteilungsverfahren und das schalentheoretische Verfahren. Ersteres beruht auf der Zerlegung des Flächentragwerkes in horizontale Bogen- und vertikale Kragträgerlamellen, die nach der Stabstatik berechnet werden und auf die die Wasserlast so aufgeteilt wird, daß sich in den Kreuzungspunkten der beiden Lamellensysteme gleiche Verformungen ergeben. Je nach dem,

wieviele von den 6 unabhängigen Verformungen eines räumlichen Kreuzungselementes in der Berechnung berücksichtigt werden, spricht man dann von einem 1- bis 6-fachen Ausgleich. Daß der Rechenaufwand mit der Zahl der Traglamellen und der berücksichtigten Verformungsrichtungen sprunghaft steigt, spielt heute keine entscheidende Rolle mehr. Die zweite Gruppe von Verfahren beruht auf der Schalentheorie: hier wurden zum Teil geschlossene Lösungen entwickelt, zum Teil wird die Lösung wieder durch Zerlegen des Flächentragwerkes in einzelne Elemente und Einhaltung der Koinzidenzbedingungen in den Eckpunkten dieser Elemente gesucht. In jüngster Zeit werden auch räumliche Elemente für die Berechnung derartiger Tragwerke verwendet.

Nun läßt sich durch entsprechende Verfeinerung all dieser Verfahren, an denen ja laufend gearbeitet wird, sicher ein zutreffendes Bild über die Spannungen und Verformungen einer Gewölbemauer im normalen Betrieb erhalten. Bei Vergrößerung der Belastung treten jedoch zunächst nur an einzelnen Stellen Risse auf, die zu Kraftumlagerungen im Sperrenkörper, jedoch noch lange nicht zum Bruch des Tragwerkes führen. Es wären daher zwei Definitionen für den Sicherheitsfaktor möglich: jene einer Rißsicherheit, für die die derzeitigen Berechnungsverfahren durchaus geeignet sind und jene einer Bruchsicherheit, für die die derzeitigen Berechnungsverfahren noch weiterentwickelt werden müßten.

Für die dynamische Beanspruchung von Gewölbemauern wie Erdbeben, Schwingungen durch Hochwasserüberfälle oder ähnliches, wurde bis vor wenigen Jahren die Berechnung unter Annahme des mitschwingenden Wasservolumens als statische Ersatzlast durchgeführt, eine Annahme, die naturgemäß nur eine grobe Abschätzung der tatsächlichen Beanspruchung liefern konnte. Es wurden jedoch, insbesondere in Ländern mit echter Erdbebengefahr, in jüngerer Zeit Berechnungsverfahren entwickelt, die bei der Festlegung von statischen Ersatzlasten das tatsächliche Schwingungsverhalten des Sperrenkörpers berücksichtigen und die ebenfalls zum Teil auf dem Lastaufteilungsverfahren, zum Teil auf schalentheoretische Verfahren aufgebaut sind. Eine wirklich naturgetreue Behandlung der Erdbebenwirkungen dürfte jedoch auch heute noch kaum möglich sein, weil die analytische Erfassung der zeitabhängigen Schwingungsbeanspruchung im Sperrenkörper, die durch kurzzeitige Erdbebenbeschleunigungen verschiedener Frequenz und Stärke hervorgerufen wird, äußerst schwierig und noch nicht theoretisch geklärt ist.

3.32 Tragreserven

Da die wirklichen Tragreserven von Gewölbemauern rechnerisch kaum erfaßbar sind, werden häufig Bruchversuche durchgeführt, aus denen die Überlastbarkeit des Sperrenkörpers bis zur 8-fachen Wasserlast ($\gamma_w = 8$) gefunden wurde. Hier sind offensichtlich Tragreserven vorhanden, die über jene anderer Tal-sperrentypen weit hinausgehen.

Diese Feststellung bezieht sich zunächst ausschließlich auf den Sperrenkörper; die Ableitung der Widerlagerkräfte im Sperrenuntergrund ist ein anderes Problem. Hier sei betont, daß Größe und auch Richtung dieser Widerlagerkräfte durch die Formgebung und insbesondere durch die Mauerstärke nur in sehr geringem Maße beeinflußt werden können. Sicherheitsprobleme im Sperrenuntergrund können daher nur durch Maßnahmen im Sperrenuntergrund gelöst werden, nicht aber durch Verstärkung des Sperrenkörpers.

Worauf sind diese Tragreserven nun zurückzuführen. Zunächst ist bei einem derart hochgradig statisch unbestimmten System, wie es eine Gewölbemauer nun einmal ist, eine örtliche Überschreitung der Festigkeit des Betons nicht entscheidend. Auch bei Beton gehen dem Bruch relativ große Verformungen voraus, es ergeben sich Spannungsumlagerungen in bisher weniger beanspruchte Bereiche, und erst wenn über weite Zonen die Beanspruchung an der Bruchgrenze liegt, kommt es zum Versagen des Tragwerkes. Alle Bruchversuche zeigen dieses Verhalten sehr deutlich. Risse im Sperrenkörper treten etwa bei der nach der Rechnung zu erwartenden Laststeigerung auf. Der Bruch der Talsperre tritt jedoch erst bei sehr viel höherer Belastung auf. Mit anderen Worten: Die Rißsicherheit einer Talsperre kann etwa mit den üblichen Verfahren, die Bruchsicherheit nach dem derzeitigen Stand nur durch Modellversuche erhalten werden. Geht man nun davon aus, daß Gewichtsmauern und Dämme bei $f_w = 1,5$ theoretisch bereits zu Bruch gehen, so erscheint es zumindest gerechtfertigt, bei Gewölbemauern die Rißsicherheit 1 ebenfalls mit $f_w = 1,5$ festzulegen. Da dann immer noch eine größere Druckfestigkeitsreserve vorhanden ist, bleibt für Gewölbemauern die höhere Tragfähigkeit auch im Sperrenkörper gewährleistet. Aus Tabelle 1 ist die Spannungserhöhung in einigen österreichischen Gewölbemauern bei Einführung der 1,5-fachen Wasserlast im Verhältnis zu den bei der Betonierung erreichten Betonfestigkeiten zu entnehmen. Es zeigt sich, daß bei 1,5-facher Wasserlast die Rißsicherheit nur wenig über 1 liegt, während die Druckspannung immer noch kleiner als die Hälfte der Bruchfestigkeit des Betons bleibt.

Für Betrachtungen über die erforderliche Betonfestigkeit wird auch die Beanspruchung der horizontalen und vertikalen Arbeitsfugen im Beton diskutiert, deren Festigkeitseigenschaften im allgemeinen kleiner als jene des Massenbetons sind. Der Winkel zwischen der Bogenresultierenden und der vertikalen Blockfuge ändert sich nun bei steigender Wasserlast überhaupt nicht, die im normalen Betriebsfall vorhandenen Sicherheitsreserven bleiben

Sperre	Fertigstellung	H:L m	Volumen 10^3 m^3	Druckbereich				Zugbereich			
				$\sigma_D \text{ max}^a$ für		$\sigma_{1,5}$ $\sigma_{1,0}$	β_d kg/cm ²	$\sigma_{BZ} \text{ max}^a$ für		$\sigma_{BZ, 1,5}$ $\sigma_{BZ, 1,0}$	β_{BZ} kg/cm ²
				$f_w = 1$	$f_w = 1,5$			$f_w = 1$	$f_w = 1,5$		
Limberg	1951	120/350	443	37	53	1,43	268	4,1	16,4	4,0	35,5
Dressen	1955	112/357	350	51	81	1,58	317	14,0	42,4	3,0	40,0
Schlegels	1971	130/722	980	55	85	1,54	275	11,2	40,0	3,6	52,0
Klaus	1974	53/210	27	38	53	1,38	-	8,2	14,9	1,8	-
Kölnbrein	1977	198/630	1800	94	142	1,51	-	7,2	44,5	6,2	-
Zirngründl	Projekt	180/505	980	75	117	1,56	(300)	5,2	33,1	8,5	(40)

σ_{max} in kg/cm² größte randparallele Hauptspannung
 β_d 90 %-Fraktile der Wirteldruckfestigkeit des Vorsatzbetons (30cm-Würfel)
 β_{BZ} 90 %-Fraktile der Biegezugfestigkeit des Vorsatzbetons (Balken 20/20/60cm, 2 Einzelleisten)

also erhalten. Eine Nachrechnung der horizontalen Arbeitsfugen für die in Tabelle 1 angeführten Talsperren hat mit steigender Wasserlast ebenfalls nur eine geringfügige Inanspruchnahme der Scherfestigkeit dieser Arbeitsfugen ergeben. Nimmt man den für entsprechend behandelte Arbeitsfugen im Beton vorhandenen Reibungsbeiwert mit nur 0,8 an, so wird die Scherfestigkeit im ungünstigsten Fall nur zu etwa 10 % ausgenutzt. Beide Arten von Arbeitsfugen sind daher für Sicherheitsbetrachtungen nicht maßgebend.

Ähnliches gilt übrigens auch für die Gleitsicherheitsnachweise im Sperrenuntergrund. Bei gleichbleibenden Berechnungsverfahren sinkt die Gleitsicherheit im Sperrenuntergrund nur um etwa 20 %, wenn μ_w mit dem 1,5-fachen Wert eingeführt wird. Wie bei der Untersuchung der Dämme wurde dabei der Bergwasserdruck nicht erhöht.

Zusammenfassend läßt sich daher feststellen, daß bei den derzeit üblichen Richtlinien für die erforderliche Betonfestigkeit unter 1,5-facher Wasserlast mindestens

- die Reißsicherheit 1,2,
bezogen auf die Biegezugfestigkeit und
- die Bruchsicherheit 2,5,
bezogen auf die Würfelfestigkeit,

gegeben sind. Da natürlich auch Erddämme und Gewichtsmauern eine ausreichende Standsicherheit aufweisen, wäre eine Neufestlegung vergleichbarer Sicherheitsfaktoren durchaus vertretbar. So könnte die echte Biegezugfestigkeit des Betons für die Reißsicherheit 1, die echte Druckfestigkeit für die Sicherheit 1,5 für den normalen Betriebsfall bei fiktivem $\mu_w = 1,5$ festgelegt werden. Damit würde die tatsächliche Standsicherheit des Gewölbemauerkörpers immer noch über jener der anderen Talsperrentypen bleiben.

Was ist nun unter "echter" Festigkeit des Betons zu verstehen? Im folgenden Abschnitt soll versucht werden, diese Frage zu klären.

4. Die Festigkeitseigenschaften des Betons

4.1 Allgemeines

Wenn auch Beton heute zu den meist verwendeten Baustoffen gehört, so sind doch seine Brucheigenschaften unter den verschiedenen Belastungsverhältnissen noch nicht geklärt. Diese Schwierigkeit kommt auch darin zum Ausdruck, daß alle Normen Prüfkörpergröße, -lagerung und -alter, Belastungsanordnung und Geschwindigkeit genau vorschreiben, um wenigstens vergleichbare Festigkeitswerte zu erhalten. Bei den folgenden Überlegungen seien nun die Auswirkungen der Lagerungsbedingungen der Probekörper und der Einfluß der Korngröße relativ zur Probekörpergröße vernachlässigt. Es soll lediglich versucht werden, durch Erfassung des wirklichen Spannungszustandes im Prüfkörper eine bessere Übereinstimmung der verschiedenen Versuchsergebnisse zu erzielen. Derartige Vergleiche werden jedoch durch die große Streuung der Prüfergebnisse bei Beton sehr erschwert.

4.2 Beton unter einachsialer Beanspruchung

Hier gibt es ein sehr umfangreiches Versuchsmaterial; die Bestimmung der Kennfestigkeiten ist in den einzelnen Ländern genau genormt.

4.21 Druckfestigkeit

Für die Prüfung der Druckfestigkeit des Betons schreibt die ÖNORM einen Würfel mit 20 cm Kantenlänge vor. Es ist bekannt, daß Würfel anderer Seitenlänge geringfügig, prismatische

oder zylindrische Probekörper wesentlich andere Festigkeitsergebnisse liefern. Diese Unterschiede sind vorwiegend auf die behinderte Querdehnung bei der Lasteinbringung zurückzuführen. Wird diese nämlich durch entsprechende Lastanordnung ausgeschaltet, so ergeben sich recht gut übereinstimmende Druckfestigkeiten, die bei etwa 75 bis 80 % der Würfelfestigkeit bei normaler Versuchsdurchführung und Auswertung liegen. Einen gewissen Einfluß dürfte auch noch die Größe der Oberfläche relativ zum Volumen des Prüfkörpers haben, weil aus Herstellungsgründen der Beton an der Oberfläche wohl immer etwas anders zusammengesetzt ist als im Innern des Prüfkörpers.

4.22 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit des Betons ist bekanntlich versuchstechnisch schwierig zu bestimmen. Im allgemeinen wird daher ein Biegezugversuch an gedrunghenen Probekörpern durchgeführt; aus der Bruchlast wird nach den Gesetzen der Stabstatik die größte Randzugspannung bestimmt. Je nach dem Verhältnis von Balkenhöhe : Stützweite und der Belastungsanordnung ergeben sich scheinbar verschiedene Biegezugfestigkeiten. Unter Anwendung der Scheibentheorie erhält man jedoch ein wirklichkeitstreuere Bild der Spannungsverteilung im Prüfkörper, die Biegezugfestigkeiten sind dann kaum mehr abhängig von der Versuchsanordnung [1], [5], [8], [10].

Wird mit dem gleichen Beton auch die echte Zugfestigkeit unter einachsiger Belastung bestimmt, so erhält man für diese Zugfestigkeit einen Wert von etwa 60 % der Biegezugfestigkeit. Nimmt man nun in der Biegezugzone einen plastifizierten Bereich vor Eintritt des Bruches an, wie es in der Biegedruckzone im Traglastverfahren durchaus üblich ist, so erhält man eine maximale Randspannung beim Biegezugversuch in der Höhe von 70 % der Randspannung bei normaler Auswertung [2]. Der verbleibende kleine Unterschied dürfte wohl auf andere Nebeneinflüsse, wie z.B. teilweise behinderte Querdehnung, zurückzuführen sein [7].

4.3 Beton unter zweiachsiger Beanspruchung [4], [6], [9], [11]

Das Versuchsmaterial ist hier wesentlich weniger umfangreich, doch dürfte bei allen Festigkeitsversuchen unter mehrachsiger Beanspruchung die Gestaltsabhängigkeit der Ergebnisse wesentlich geringer sein als bei einachsiger Beanspruchung.

4.31 Druck - Druck

Die vorliegenden Versuchsergebnisse zeigen eine deutliche Festigkeitszunahme in Abhängigkeit von der zweiten Hauptdruckspannung. Die maximale Festigkeitszunahme scheint bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1 : \sigma_2 = 1 : 1,6$ mit etwa 40 % gegenüber der Druckfestigkeit unter einachsiger Beanspruchung zu liegen, wobei jedoch eine eventuelle Abhängigkeit von der Betongüte noch nicht geklärt erscheint. Jedenfalls ist die Festigkeitszunahme bei $\sigma_1 = \sigma_2$ wieder etwas geringer und beträgt nur mehr ca. 30 % der Druckfestigkeit unter einachsiger Beanspruchung.

4.32 Druck - Zug

Derartige Versuche werden als Spalt-Zugversuche häufig durchgeführt; das maßgebende Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ beträgt hier etwa 1:5,25. Auch für das Verhältnis Spaltzug- : Biegezugfestigkeit gibt es eine umfangreiche Versuchsliteratur; die

Spaltzugfestigkeit dürfte, wie die reine Zugfestigkeit, etwa 60 % der Biegezugfestigkeit betragen.

Für andere Relationen zwischen σ_1 und σ_2 sind nur wenige Versuche bekannt. Diese zeigen jedoch, daß die Bruchlasten einem eher konvexen Verlauf der Bruchlinie im Zug-Druckbereich entsprechen. So sind Versuche für den dickwandigen Ring unter Innendruck und achsialer Druckbelastung sowie einachsiale Zugversuche mit veränderlichen Druck-Querbelastrungen durchgeführt worden.

4.33 Zug - Zug

Für derartige Beanspruchungen sind dem Verfasser keine Versuche bekannt.

4.4 Bruchgrenzkurve [4]

Nach einer erweiterten Gestaltsänderungshypothese läßt sich eine Bruchgrenzkurve als Ellipse gemäß

$$\left(\frac{\sigma_1}{\beta_1}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{\beta_2}\right)^2 - A \frac{\sigma_1}{\beta_1} \frac{\sigma_2}{\beta_2} + 2 \left(\frac{\sigma_1}{\beta_1} + \frac{\sigma_2}{\beta_2} - 1\right) = 1$$

darstellen. Hierin bedeuten:

σ_1 und σ_2 die im betrachteten Punkt auftretenden Hauptspannungen,

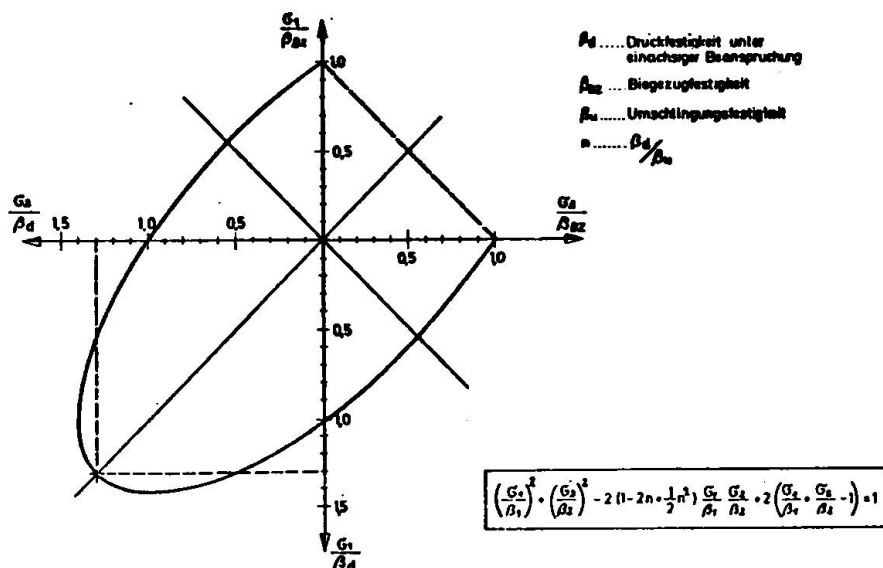
β_1 und β_2 die jeweils maßgebenden einachsialen Bruchspannungen.

Handelt es sich bei σ um eine Zugspannung, ist für β die Biegezugfestigkeit, handelt es sich um eine Druckspannung, ist für β die einachsige Druckfestigkeit anzusetzen.

A ist eine Konstante, die sich aus dem Verhältnis der Umschlingungsfestigkeit β_u (=Druckfestigkeit bei $\sigma_1 = \sigma_2$) zur einachsigen Druckfestigkeit β_d mit

$$A = 2 \left(1 - 2n + \frac{1}{2} n^2\right) \text{ mit } n = \frac{\beta_d}{\beta_u}$$

ergibt.



Mit dieser Ellipse ist die Bruchgrenzkurve des Betons in den drei Quadranten (Druck-Druck und Druck-Zug) definiert. Mangels genauerer Unterlagen könnte im vierten Quadranten, dem Zug-Zugbereich, zunächst eine geradlinige Verbindung der beiden Eckpunkte der Bruchgrenzlinie für einachsige Beanspruchungen angenommen werden (Abb.1)

Die Verwendung der Biegezugfestigkeit als Kennwert für die Zugfestigkeit des Betons erscheint so lange gerechtfertigt, als in der statischen Berechnung die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes bis zum Bruch vorausgesetzt, die Plastifizierung der Zugzone also nicht berücksichtigt wird.

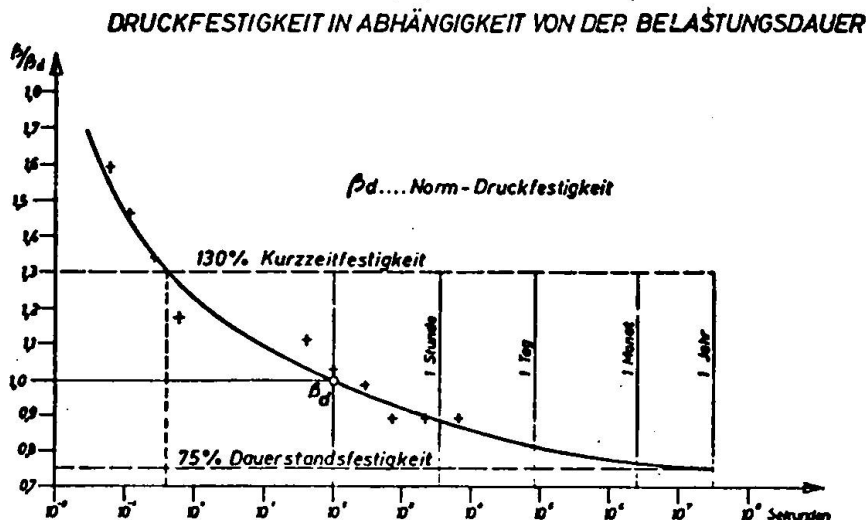
Setzt man in die Gleichung der Bruchgrenzlinie für β_d , β_u und β_{sz} die zulässigen Werte ein, so umschließt die entsprechende Ellipse den zulässigen Beanspruchungsbereich.

4.5 Einfluß der Belastungsdauer [3], [12]

Nach den allgemein geltenden Normen werden Bruchversuche an Betonprobekörpern mit Belastungsgeschwindigkeiten durchgeführt, die zu einem Eintreten des Bruches innerhalb etwa 2 Minuten führen. Die so erhaltene Festigkeit ist zu Vergleichszwecken, also etwa Festlegung von Güteklassen und Gleichmäßigkeitsprüfungen auf der Baustelle, durchaus geeignet, sollte aber für die Festlegung von zulässigen Beanspruchungen bzw. "Sicherheitsfaktoren" nicht unmittelbar verwendet werden.

Für rasch schwankende Beanspruchungen, sei es nun im Druckbereich oder auch im Druck-Zugbereich, liegen zahlreiche Versuchsergebnisse vor. So sinkt unter Druck-Schwellbeanspruchung die Druckfestigkeit bis auf 60 % des Wertes bei der Normenprüfung, bei Biege-Schwellbeanspruchung kann dieser Wert bis auf 50 % der beim genormten Versuch erhaltenen Biegezugfestigkeit absinken. Dabei ist natürlich der Schwellbereich und die Zahl der Lastwechsel (bei diesen Versuchen mit zwei Millionen angenommen) von entscheidendem Einfluß.

Auch für Talsperren ist die Größe der Festigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsdauer von Interesse, handelt es sich hier doch im allgemeinen um lang dauernde Belastungen, die sich z.B. bei Jahresspeichern nur langsam innerhalb eines Jahres ändern. Selbst die Tagestemperaturschwankungen, die außerdem nur an der Oberfläche der Staumauer rasch wechselnde Temperaturspannungen hervorrufen, sind relativ langsam und erreichen z.B. in 100 Jahren nur etwa 36.500 Spannungswechsel. Der Einfluß normaler Spannungswechsel kann daher bei Talsperren vernachlässigt werden, der Einfluß der Belastungsdauer ist jedoch zu berücksichtigen.



Die Dauerstandsfestigkeit des Betons dürfte bei 75 % der Normendruckfestigkeit liegen; dabei wird der Versuchskörper ständig der späteren Bruchlast unterworfen. In der Praxis erreicht die Dauerlast höchstens den zulässigen Teil der Bruchlast, die erforderliche Abminderung wird also wesentlich geringer sein.

Seltene Schwingungsbeanspruchungen, z.B. durch Erdbeben, ergeben Spannungsspitzen in der Stauwand, die nur zehntelsekundenlang dauern. Für derart kurzzeitige Spitzenbelastungen wurde in entsprechenden Versuchen eine Bruchfestigkeit von 130 % der Normfestigkeit ermittelt.

5. Festlegung der maßgebenden Betonfestigkeit

Ein Vergleich der in den verschiedenen Ländern gültigen Richtlinien zeigt bei oberflächlicher Betrachtung wesentliche Unterschiede. So wird z.B. das maßgebende Betonalter in der Schweiz mit 90 Tagen, in den USA mit 365 Tagen festgelegt. Die Begründung hierfür liegt darin, daß in der Schweiz im allgemeinen Normalzement für den Sperrenbeton verwendet wird, dessen Erhärtung nach 90 Tagen bereits weitgehend abgeschlossen ist, und in den USA vielfach Puzzolan-Zemente verwendet werden, deren Erhärtung wesentlich langsamer, aber dafür über einen längeren Zeitraum vor sich geht. Für große Talsperren, bei denen der Vollstau meist erst 1 Jahr nach Betonierende erreicht wird und die unter Verwendung von Zementen niedriger Wärmetönung errichtet werden, ist daher die Bestimmung der Kennfestigkeit im Alter von 1 Jahr durchaus gerechtfertigt. Der Festigkeitszuwachs dürfte dann immer noch jenem eines Normalzementes ab dem Alter von 90 Tagen entsprechen.

Ein anderes Problem ergibt sich aus der Streuung der Ergebnisse von Beton-Güteprüfungen. Während z.B. in der Schweiz die Kennfestigkeit auf den Mittelwert der Prüfergebnisse bei Einhaltung einer bestimmten Streuung bezogen ist, wird in Österreich das 90 %-Fraktile als repräsentativ errechnet, bei dem die Streuung bereits berücksichtigt ist. In der Schweiz wird übrigens fallweise auch noch die Wahrscheinlichkeit, mit der die Betonfestigkeit die tatsächliche Beanspruchung unterschreitet, mit 10^{-7} vorgeschrieben. Bei dieser Betrachtungsweise muß allerdings der statistischen Untersuchung die logarithmische Normalverteilung zugrundegelegt werden, die bekanntlich kleinere Festigkeitswerte als Null ausschließt, während in der üblichen Gaußschen Normalverteilung auch negative Festigkeitswerte enthalten wären.

Ebenso unterschiedlich sind die Vorschriften in den verschiedenen Ländern bezüglich der Form und Größe der Betonprobekörper, an denen die maßgebenden Betonfestigkeiten bestimmt werden. So sind für die Druckfestigkeiten Würfel und Zylinder verschiedener Abmessungen üblich, die Biegezugfestigkeit wird an Balken unterschiedlicher Höhe und Länge unter 1 oder 2 Einzellasten bestimmt. Auf Grund der in Punkt 4) zusammengestellten Überlegungen wird vorgeschlagen, die Prismenfestigkeit des Betons unter einachsialer Beanspruchung und die Biegezugfestigkeit, sofern diese unter Anwendung der Scheibentheorie ermittelt wurde, als Kennfestigkeiten beizubehalten. Es erscheint weiters zweckmäßig, als dritte Kennfestigkeit die Umschlingungsfestigkeit, also die Bruchfestigkeit des Betons unter zweiachsialer gleichmäßiger Druckbeanspruchung, einzuführen. Bei den Sicherheitsbetrachtungen ist dann zumindest die in einem Flächen-tragwerk vorhandene zweiachsiale Beanspruchung zu berücksichtigen. Dabei wird die dritte, in radialer Richtung wirkende Hauptspannung, die bei vollem Speicher an der Wasserseite dem Wasserdruck entspricht und an der Luftseite verschwindet, vernachlässigt. Während sich bei

diesem Verfahren etwas größere zulässige Spannungen ergeben, wenn beide Hauptspannungen Druckspannungen sind, ist diese Definition wesentlich ungünstiger, wenn eine der beiden Hauptspannungen eine Zugspannung ist. Ansätze für derartige Überlegungen sind bereits in den Schweizer Richtlinien enthalten.

6. Zusammenfassung

Auf Grund der vorliegenden Untersuchungen werden folgende Richtlinien vorgeschlagen:

6.1 Als Kennfestigkeit des Betons ist das 90 %-Fraktile der Güteprüfungen im Alter von 365 Tagen zu bestimmen.

6.2 Folgende Kennfestigkeiten sind an geeigneten Prüfkörpern zu ermitteln:

6.21 die Prismendruckfestigkeit,

6.22 die Biegezugfestigkeit unter Berücksichtigung der Scheibentheorie,

6.23 die Umschlingungsfestigkeit.

Für die laufenden Betongüteprüfungen auf der Baustelle genügt die Bestimmung der Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit an einheitlichen Prüfkörpern (Würfel oder Zylinder) im Alter von 28 Tagen. Im Zuge der Eignungsprüfung sind die erforderlichen Vergleichsversuche durchzuführen, um gesicherte Relationen zu den Kennfestigkeiten herzustellen.

6.3 Die randparallelen Hauptspannungen für eine um 50 % gegenüber dem normalen Betriebslastfall erhöhte Wasserlast müssen innerhalb des zulässigen Beanspruchungsbereiches der Bruchgrenzlinie liegen, wenn die Sicherheit auf Biegezug = 1 und jene im Druckbereich = 1,5 gesetzt wird.

6.4 Im Ausnahmefall "Erdbeben" kann die größte Betondruckspannung die Hälfte der um 30 % erhöhten Druckfestigkeit erreichen; örtliche Überschreitungen der Biegezugfestigkeit sind zulässig.

Literaturverzeichnis:

- [1] G.Naschold,
"Die größten Randspannungen der geraden, rechteckigen
Balken mit Einzellasten",
Der Bauingenieur, 22 (1941), Heft 5/6.
- [2] F.Gebauer,
"Über die Biegezugfestigkeit des Betons und ihre Mit-
wirkung im Stahlbetonbalken",
Bauplanung-Bautechnik, 11.Jg., Heft 7, 1957.
- [3] H.Rüsch,
"Physikalische Fragen der Betonprüfung"
Zement-Kalk-Gips, 1959/Heft 1
- [4] H.Weigler/G.Becker,
"Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei
mehrachsiger Beanspruchung",
Der Bauingenieur, 36 (1961), Heft 10.
- [5] A.Mayer,
"Die Biegezugfestigkeit als Gütemerkmal des Betons",
Der Bauingenieur, 38 (1963), Heft 2.
- [6] H.Weigler/G.Becker,
"Untersuchungen über das Bruch- und Verformungsverhalten
von Beton bei zweiachsiger Beanspruchung",
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Berlin 1963,
- [7] Enquete "Essai de Traction directe du Beton"
BULLETIN RILEM, September 1963, (Nr.20).
- [8] W.Schleeh,
"Die Spannungszustände in Biegezugbalken nach der
strengen Biegetheorie". Ein Beitrag zur Ermittlung der
Biegezugfestigkeit des Betons.
Beton 3, 1964.
- [9] T.Hatano/S.Seki/N.Nishizawa,
"Strength of concrete under combined tensile and
compressive stresses, and its application to design of
dam concrete",
8.Internationaler Talsperrenkongreß 1964.
- [10] H.G. Hellmann,
"Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons",
Beton 2, 1969.
- [11] F.Bremer,
"Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons bei
mehrachsiger Beanspruchung",
FIP Kongreß, Prag 1970.
- [12] T.Hatano,
Aseismic Design Criteria for arch dams in Japan.
ICOLD IX, 1967, Q35/R.1

Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht wird zunächst versucht, die üblichen Sicherheitsfaktoren für die Bemessung des Sperrenkörpers verschiedener Talsperrentypen zu vergleichen. Dabei wird für alle Talsperrentypen die mögliche Erhöhung des spezifischen Gewichtes des Wassers als Sicherheitsdefinition eingeführt. Das Ergebnis bestätigt die bekannte Erfahrung, daß Gewölbemauern die größte Standsicherheitsreserve erreichen. Die üblichen Sicherheitsfaktoren für die Ermittlung der erforderlichen Festigkeit des Betons können daher ermäßigt werden. Für die Neufestlegung wird vorgeschlagen

- von den Spannungen in der Gewölbemauer unter 1,5-facher Wasserlast auszugehen,
- die Festigkeitseigenschaften des Betons unter der in der Gewölbemauer tatsächlich vorhandenen, zumindest zweiachsigen Dauerbeanspruchung zu berücksichtigen.

Summary

This Report tries at first to compare the safety factors commonly used for the design of various types of dams, introducing the possible increase in the specific weight of the water as a definition of safety. The result confirms the well-known experience that arch dams attain the largest stability reserve, which allows a reduction of the usual safety factors used in calculating the concrete strength requirements. For a new procedure, we suggest that

- the calculations be based on the stresses in the dam caused by 1.5 water load;
- the strength properties of concrete under the at least biaxial permanent stresses actually present in the dam be considered.

Resume

Ce rapport essaie tout d'abord de comparer les facteurs de sécurité normalement employés pour le calcul de différents types de barrages, tout en introduisant l'augmentation possible du poids spécifique de l'eau comme définition de sécurité. Le résultat affirme l'expérience bien connue que les barrages en voûte atteignent la plus grande réserve de stabilité, ce qui permet de réduire les facteurs de sécurité usuels employés pour le calcul de la résistance nécessaire du béton. Pour une nouvelle méthode, il est proposé

- de procéder à partir des contraintes causées par 1,5 fois la charge de l'eau;
- de tenir compte des qualités de résistance du béton sous la sollicitation permanente au moins biaxiale qui est réellement présente dans le barrage en voûte.

Leere Seite
Blank page
Page vide