



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr,
Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Energie BFE
Sektion Aufsicht Talsperren

INTERNATIONALE ÜBERSICHT ÜBER DIE ANFORDERUNGEN AN DIE GLEIT- UND KIPPSICHERHEITSNACHWEISE VON GEWICHTSMAUERN

April 2014

Dr. Pius Oberhuber
Rainweg 8
A-5102 Anthering
pius.oberhuber@aon.at

Impressum

Datum:

April 2014

Auftragsgeber:

Bundesamt für Energie, Sektion Aufsicht Talsperren, 3003 Bern

Auftragsnehmer und Verfasser :

Dr. Pius Oberhuber, Rainweg 8, A-5102 Anthering

Begleitung:

Dr. Georges Darbre, Beauftragter für die Sicherheit der Talsperren, Bundesamt für Energie, CH-3003 Bern

Diese Studie wurde im Rahmen der dem Bundesamt für Energie BFE zugewiesenen Aufgaben als Aufsichtsbehörde für die Sicherheit der Talsperren erstellt. Für den Inhalt ist allein der Studienverfasser verantwortlich.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	4
1.1. Veranlassung	4
1.2. Grundlagen	4
1.3. Gliederung	6
2. Entwurf und Konstruktion von Gewichtsmauern	6
3. Nachweiskonzept	7
4. Einwirkungen	9
4.1. Allgemeines	9
4.2. Eigengewicht.....	9
4.3. Erddruck.....	10
4.4. Wasserdruck	10
4.5. Auftrieb und Fugenwasserdrücke.....	11
4.6. Eislast	14
4.7. Temperatur	15
4.8. Erdbeben	15
5. Tragwiderstände	16
5.1. Allgemeines	16
5.2. Homogener Beton	16
5.3. Arbeitsfuge.....	17
5.4. Aufstandsfläche.....	19
5.5. Felsuntergrund.....	20
6. Nachweisführung	21
6.1. Bemessungssituationen – Einwirkungskombinationen	21
6.2. Erforderliche Nachweise	22
6.3. Berechnungsmodelle.....	23
7. Bedingungen für die Grenzzustände	25
7.1. Vorbemerkungen.....	25
7.2. Klaffungen bzw. Ausweitung von Klaffungen	25
7.3. Versagen durch Druckbeanspruchung	28
7.4. Versagen durch Gleiten.....	29
8. Erdbebennachweise	31
9. Unterlagen	33
9.1. Regelwerke	33
9.2. Bulletins	33
9.3. Literatur.....	33

1. Einleitung

1.1. Veranlassung

Die Schweizer Richtlinien zum Nachweis der Sicherheit von Stauanlagen werden derzeit einer Revision unterzogen. Dazu werden auch die Regelungen in anderen Ländern und die Veröffentlichungen einschlägiger Arbeitsgruppen mit berücksichtigt. Für eine Übersicht über den Nachweis der Gleit- und Kippsicherheit von Gewichtsmauern wurde ich vom Bundesamt für Energie (BFE), Sektion Aufsicht Talsperren, mit einer Studie beauftragt.

1.2. Grundlagen

Stauanlagen mit ihren Absperrbauwerken (Talsperren, Wehranlagen) sind Sonderbauwerke, die durch die jeweiligen Baunormen nicht bzw. nur bedingt erfasst werden. Aus diesem Grund gibt es in mehreren Ländern für Talsperren spezifische Regelungen. In den Ländern der Europäischen Union wurde (z.B. Frankreich) bzw. wird (z.B. Österreich) versucht, diese Regelungen mit dem Eurocode in Einklang zu bringen.

Die **Regelwerke** der einzelnen Länder sind, was das generelle Vorgehen bei den Sicherheitsnachweisen betrifft, sehr ähnlich, größere Unterschiede gibt es hingegen beim Detaillierungsgrad und den konkreten Angaben. Für die vorliegende Studie ist es zweckdienlich, die Regelwerke der folgenden Länder als Grundlage zu verwenden:

Europäische Union: Im Eurocode (EN 1990 bis EN 1999) wird für die Länder der Europäischen Union die Bemessung im Bauwesen neu geregelt. Auf Talsperren bzw. Dämme wird an den folgenden Stellen Bezug genommen:

- EN 1990:2002, Pkt. 1.1: *„Für Sonderbauwerke (z. B. Kerntechnische Anlagen, Dämme usw.) können weitere Regelungen über EN 1990 bis EN 1999 hinaus erforderlich werden.“* Unter dem Begriff „Dämme“ sind dabei sicherlich nicht nur Schüttdämme, sondern auch Betonsperren zu verstehen.
- EN 1992-1-1:2011, Pkt. 1.1.2: *„Dieser Teil 1-1 behandelt folgende Themen nicht:besondere Aspekte bei speziellen Anwendungen des Ingenieurbaus (z. B. Talbrücken, Brücken, Talsperren, Druckbehälter, Bohrinseln oder Behälterbauwerke) ...“* Talsperren werden auch in keinem anderen Teil der EN 1992 behandelt.
- EN 1997-1:2004: Im Abschnitt 9 über Stützbauwerke werden auch Gewichtsmauern behandelt, der Geltungsbereich ist allerdings auf *„Tragwerke, die einen Untergrund abstützen“*, eingegrenzt. Im Abschnitt 12 über Erddämme wird auch auf Dämme für den Rückhalt von Wasser Bezug genommen. In Pkt 12.1 ist festgelegt: *„Die Vorgaben dieses Abschnitts müssen auf die Aufschüttungen für kleine Dämme und Anlagen der Infrastruktur angewendet werden.“* Der Begriff *„kleine Dämme“* ist jedoch nicht definiert.
- EN 1998-1:2004, Pkt. 1.1.1 (2)P: *„Sonderbauwerke, wie z. B. Kernkraftwerke, Off-Shore-Bauwerke und große Talsperren, fallen nicht in den Anwendungsbereich der Reihe EN 1998.“* Der Begriff *„große Talsperre“* ist ebenso nicht definiert.

Insgesamt gibt es in der Normenreihe EN 1990 bis EN 1999 keine dezidierten Vorgaben für den Nachweis der Sicherheit von Talsperren. Meines Wissens gibt es auf europäischer Ebene derzeit keine Bestrebungen, Normen für Talsperren zu erstellen.

Deutschland: In Deutschland sind Stauanlagen in der Normenreihe DIN 19700 Teil 10 bis Teil 15 geregelt. Die Talsperren werden im Teil 11 [DIN 19700-11, 2004] behandelt. Zu den Sicherheitsnachweisen für Staumauern sind darin unter Pkt. 7.3 unter anderem Festlegungen zu den Einwirkungen, zulässigen Fugenklaffungen und den Gesamtsicherheitsbeiwerten enthalten.

Weiters wurde von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, dem Deutschen Talsperrenkomitee und dem Deutschen Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau ein gemeinsames Merkblatt zur Berechnung von Gewichtsmauern veröffentlicht [DVWK, 1996]. Im Vorwort ist angemerkt, dass dieses Merkblatt als „...Hilfestellung für die Überprüfung der Standsicherheit alter Staumauern“ gedacht ist.

In [DIN 19700-11, 2004, Seite 41] und insbesondere in [DVWK, 1996, Seite 31] wird auch auf die [DIN 19702, 1992] verwiesen. Dazu ist anzumerken, dass [DIN 19702, 1992] auch für Staumauern gilt, „sofern in DIN 19700 Teil 11 keine anderen Festlegungen enthalten sind“. Im Nachfolgedokument [DIN 19702, 2010] sind allerdings Staumauern vom Anwendungsbe- reich dezidiert ausgeschlossen.

Frankreich: In Frankreich hat das Französische Nationalkomitee für Talsperren für den Nachweis der Standsicherheit von Gewichtsmauern Empfehlungen ausgearbeitet und 2006 als provisorisches und 2012 als definitives Dokument veröffentlicht [CFBR, 2012]. Die Empfehlungen umfassen insgesamt 117 Seiten und enthalten detaillierte Angaben zu allen Aspekten der Standsicherheit von Gewichtsmauern. Sie sind, soweit dies möglich ist, mit dem Eurocode abgestimmt. Im Anhang werden auch die Versagensmechanismen bei Brüchen von Gewichtsmauern behandelt.

Österreich: In Österreich obliegt die Erstellung von Richtlinien für Stauanlagen der Staubeckenkommission, einer Expertengruppe im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft. Für den Nachweis der Tragsicherheit von Betonsperren sind derzeit Richtlinien in Ausarbeitung [ÖStBK, 2014]. Richtlinien für die Erdbebenberechnung von Talsperren wurden 1996 veröffentlicht [ÖStBK, 1996], sie werden in nächster Zeit einer Revision unterzogen.

USA: In den Vereinigten Staaten wurden zum Nachweis der Standsicherheit von Gewichtsmauern von den drei großen Talsperreninstitutionen United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation [USBR, 1987], US Army Corps of Engineers [USACE, 1995] und Federal Energy Regulatory Commission [FERC, 2002] Richtlinien erstellt. In diesen Richtlinien werden insbesondere die Auftriebsannahmen umfassend behandelt und es sind auch Rechenbeispiele angeführt. In einer weiteren Veröffentlichung vom US Army Corps of Engineers [USACE, 2000] werden die Richtlinien der drei Organisationen verglichen.

China: Im Rahmen des ICOLD Kongresses in Peking im Jahre 2000 wurden vom China Electricity Council, die Technischen Standards für Wasserkraftanlagen in Englisch veröffentlicht [ChinaEC, 2000]. Diese Standards enthalten auch detaillierte Angaben zu den Lastannahmen und den Nachweisen für Gewichtsmauern.

Eine weitere Grundlage der Studie bilden die folgenden **Bulletins** von ICOLD und dem European Club of ICOLD:

- [ICOLD-EC, 2004a] zur Frage der Gleitsicherheit von bestehenden Gewichtsmauern, insbesondere zu den Materialfestigkeiten in Fugen. Im Anhang dieses Bulletins sind auch die Regelungen einzelner Länder zusammengefasst.
- [ICOLD-EC, 2004b] zur Frage der Sohlwasserdrücke: Annahmen in einzelnen europäischen Ländern, Messergebnisse, numerische Berechnungen und Wirkung von Drainagen.
- [ICOLD, 1989] zu den Erdbebenparametern für Talsperren.
- [ICOLD, 1996] zur Frage der Eislasten.
- [ICOLD, 2009] zu den Eigenschaften des Sperrenbetons.

In Ergänzung zu den angeführten Grundlagen wird auch bei einigen Fragen auf die im Literaturverzeichnis angeführten Artikel Bezug genommen.

1.3. Gliederung

In einem ersten Abschnitt wird kurz auf den Entwurf und die konstruktive Ausbildung von Gewichtsmauern eingegangen und dabei insbesondere auf jene Punkte, die für den Nachweis der Sicherheit von Bedeutung sind. Danach erfolgen die Auswertung und der Vergleich der in den Grundlagen angeführten Regelwerke und Veröffentlichungen, und zwar gegliedert nach: Nachweiskonzept, Einwirkungen, Widerstände und Nachweisführung.

Am Ende eines jeden Abschnittes erfolgt eine Zusammenfassung mit dem Ziel eine „best practice“ darzulegen.

2. Entwurf und Konstruktion von Gewichtsmauern

Gewichtsmauern weisen einen annähernd dreiecksförmigen Querschnitt mit einer senkrechten oder leicht geneigten Wasserseite und einer etwa 1:0,7 bis 1:0,8 (H:B) geneigten Luftseite auf. Im Grundriss sind die Sperren meist gerade, gelegentlich auch polygonal oder gekrümmt. Größere Gewichtsmauern sind mit Kontrollgängen ausgestattet. Der unterste Kontrollgang kann direkt auf die Felsoberfläche aufgesetzt sein, vereinzelt sind auch, aus Gründen der Betonersparnis, Gänge mit größeren Abmessungen anzutreffen.

Der Sperrkörper ist in der Regel durch Blockfugen (Radialfugen) in einzelne Blöcke unterteilt, kleinere Sperren wurden früher gelegentlich auch ohne Blockfugen errichtet. Bei großen Querschnitten (ab einer Stärke von etwa 40 – 50 m) werden auch Längsfugen angeordnet. Bei den Blockfugen kann es sich um sogenannte atmende Fugen (ohne Blockfugeninjektion) und solche, die nach dem Abfließen der Hydratationswärme injiziert werden handeln. Die Blockfugen können auch verzahnt sein.

Gekrümmte Gewichtsmauern besitzen gegenüber jenen mit gerader Grundrissform eine gewisse Tragreserve, die aber in der Regel erst bei größeren plastischen Verformungen mobilisiert wird. Ein Maß für die Krümmung ist der Öffnungswinkel der Bögen. Eine Gewichtsmauer mit einer stärkeren Krümmung wird als Bogengewichtsmauer bezeichnet. Es ist dies eine Übergangsform zur Gewölbemauer.

Gewichtsmauern sind meist auf Fels gegründet. Für die Tragsicherheit des Untergrundes ist in erster Linie die Gebirgsfestigkeit bestimmend – Lage des Trennflächengefüges und Festigkeitseigenschaften der Trennflächen. Die Aufstandsfläche verläuft in den Querschnitten entweder annähernd horizontal, oder zur Luftseite hin ansteigend, was für die Gleitsicherheit vorteilhaft ist. In einem Teil der Aufstandsfläche kann es bei gewissen Einwirkungskombinationen zu einem Aufklaffen kommen, damit steht für die Kraftübertragung nur mehr eine reduzierte Fläche zur Verfügung.

Die Betonierung der einzelnen Blöcke einer Gewichtsmauer erfolgt in Betonierzonen von maximal etwa 3,00 m Höhe, in diesen Zonen wird der Beton lageweise frisch auf frisch eingebaut. Für den Massenbeton wird, gegenüber einem herkömmlichen Beton, in der Regel ein größeres Größtkorn (bis etwa 120 mm) und ein Bindemittel mit verzögerter Festigkeitsentwicklung verwendet. Die äußeren Zonen werden oftmals mit einem bindemittelreicheren Beton (Vorsatzbeton) betoniert als die inneren Zonen (Kernbeton). Für die Festigkeitseigenschaften der horizontalen Arbeitsfugen ist vor allem deren Behandlung maßgebend.

Die Dichtebene wird beim Sperrkörper an der wasserseitigen Sperreroberfläche und im Untergrund in der Dichtschirmebene angenommen. Letztere befindet sich meist im Bereich zwischen dem wasserseitigen Ende und dem wasserseitigen Drittpunkt der Aufstandsfläche. Durchsickerungen der Dichtebene sind vor allem entlang der horizontalen Arbeitsfugen und der Aufstandsfläche und im Untergrund entlang von Trennflächen möglich. Damit können auch luftseitig der Dichtebene stauabhängige Wasserdrücke auftreten. Der freie Austritt des durchsickernden Wassers an der Luftseite kann durch hohe luftseitige Druckspannungen, Eisbildung oder durch Versiegelung des Sperrenvorlandes (z.B. durch ein Tosbecken) behindert sein.

Die Wasserdrücke luftseitig der Dichtebene können in erster Linie durch Drainagen beeinflusst werden. Drainagen im Sperrkörper können sein: Drainagebohrungen, Drainageschächte oder auch mit Filterbeton verfüllte Schächte. In der Sperrenaufstandsfläche kommen als Drainage sogenannte Halbschalen oder zum Fels hin offene Kontrollgänge (Sohlgänge) in Frage und im Untergrund Drainagebohrungen. Die Wirksamkeit der Drainagen ist durch eine entsprechende Überwachung und Pflege sicherzustellen. Die Vermeidung jeglicher Wasserdrücke im Sperrkörper ist durch eine Dichtfolie an der Wasserseite mit dahinterliegender Drainagematte und Ableitung allfälliger Sickerwässer über Drainagebohrungen möglich.

3. Nachweiskonzept

Mit der Einführung des **Eurocodes** wurde für den Nachweis der Tragsicherheit eines Bauwerkes das Konzept der globalen Sicherheitsfaktoren durch das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte ersetzt. Bei diesem Konzept werden sowohl auf Seite der Einwirkungen als auch der Widerstände Sicherheitsbeiwerte eingeführt. Der Nachweis besteht nunmehr darin, dass für alle möglichen Versagensmechanismen (Grenzzustände) sichergestellt ist, dass die mit den erhöhten Einwirkungen ermittelten Beanspruchungen die abgeminderten Tragwiderstände nicht überschreiten. Im EC7 (Geotechnik) ist bei einigen Nachweisverfahren auch zugelassen, den Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite nicht auf die Einwirkungen selbst, sondern auf die aus den Einwirkungen resultierenden Beanspruchungen anzuwenden. Neben der Tragsicherheit eines Tragwerkes oder Bauteiles sind auch deren Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nachzuweisen.

Im Eurocode (EC0) werden unter anderem die folgenden Begriffe verwendet (sinngemäß zitiert):

- **Charakteristischer Wert:** Wert einer Einwirkung bzw. eines Widerstandes der während der Nutzungsdauer eines Tragwerkes mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit nicht überschritten bzw. unterschritten wird.
- **Bemessungswerte:** Die mit dem Teilsicherheitsfaktor multiplizierten charakteristischen Werte.
- **Bemessungssituationen:** Die physikalischen Bedingungen für die nachgewiesen wird, dass maßgebende Grenzzustände nicht überschritten werden.
- **Grenzzustände der Tragsicherheit:** Zustände beim Einsturz oder anderen Formen des Tragwerkversagens.
- **Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit:** Zustände, bei deren Überschreitung die festgelegten Bedingungen der Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerkes oder Bauteils nicht mehr erfüllt sind.

Das Nachweiskonzept des Eurocodes wurde in die Regelwerke für Talsperren bisher nur sehr eingeschränkt übernommen. Für den Nachweis der Tragsicherheit von Talsperren wird in den Regelwerken nach wie vor (zumindest de facto) das Konzept der globalen Sicherheitsbeiwerte zugrunde gelegt. Nachweise für die Gebrauchstauglichkeit werden meist nicht angesprochen.

Die genannten Richtlinien in den **USA** sind größtenteils älteren Datums, die Nachweise sind nach diesen Richtlinien mit globalen Sicherheitsbeiwerten zu führen, Teilsicherheitsbeiwerte werden nicht erwähnt.

In der **DIN** werden für die Sicherheitsnachweise ebenfalls Gesamtsicherheitsbeiwerte angegeben, der Nachweis mit Teilsicherheitsbeiwerten wird zugelassen, über die Größe dieser Beiwerte werden aber keine Angaben gemacht. In [DIN 19700-11, 2004] Abschnitt 7.1.2.1 ist dazu angemerkt: „Für die Sicherheitsnachweise von Absperrbauwerken und Untergrund (Tragwerke) werden in dieser Norm Gesamtsicherheitsbeiwerte angegeben. Die Anwendung

des Nachweiskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten ist zulässig. Es wird empfohlen, im Zuge von Nachweisführungen beide Konzepte vergleichend anzuwenden, um die Erfahrungen zu mehren und damit die Voraussetzungen für eine breitere Anwendung des Konzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten zu schaffen.“

Die **Französische** Richtlinie nimmt starken Bezug auf den Eurocode. Es werden in der Richtlinie die Begriffe und auch das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte (zumindest formal) vom Eurocode übernommen. Auf der Einwirkungsseite werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Beanspruchung angesetzt, sie werden aber ausnahmslos mit 1,0 angenommen. Bei den Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite handelt es sich damit de facto um Gesamtsicherheitsbeiwerte.

In **Österreich** wird bei der Ausarbeitung der Richtlinie ein ähnliches Konzept wie in Frankreich verfolgt: Es werden die Begriffe und das Konzept vom Eurocode übernommen, die Berechnungen und Nachweise erfolgen mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen (Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite generell 1,0).

In der betrachteten Richtlinie aus **China** werden sehr ähnliche Begriffe wie im Eurocode verwendet und es ist dort auch das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte verhältnismäßig konsequent verfolgt. Auf der Einwirkungsseite sind die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen selbst anzusetzen, für das Eigengewicht und die Wasserlast werden sie aber ebenfalls mit 1,0 vorgegeben. Weiters wird auf der Einwirkungsseite noch ein Faktor für die Bedeutung der Talsperre und ein Faktor für die sogenannten „*design situations*“, ständig, vorübergehend und außergewöhnlich angesetzt. Auf der Widerstandsseite sind zwei Teilsicherheitsbeiwerte vorgegeben, einer für das Rechenmodell und einer für die Materialfestigkeiten.

Zusammenfassung:

Nach den meisten Richtlinien sind die Sicherheitsnachweise mit Gesamtsicherheitsbeiwerten zu führen.

In der französischen Richtlinie wird das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte vom Eurocode formal übernommen, aber auf der Einwirkungsseite wird generell mit einem Faktor von 1,0 gerechnet.

Eine Nachweisführung mit (de facto) Gesamtsicherheitsbeiwerten entspricht nach wie vor dem Stand der Technik.

Im Sinne einer Harmonisierung der Regelwerke sollten in den Ländern der Europäischen Union die Begriffe des Eurocodes in neue Richtlinien übernommen werden. Die französische Richtlinie ist dafür ein empfehlenswertes Beispiel.

4. Einwirkungen

4.1. Allgemeines

Im Eurocode wird zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen unterschieden. Wohl aus der Überlegung heraus, dass veränderliche Einwirkungen, wie z.B. Nutzlasten im Hochbau, mit größeren Unsicherheiten behaftet sind als ständige Einwirkungen, wie z.B. das Eigengewicht, sind die veränderlichen Einwirkungen in der Regel mit größeren Teilsicherheitsbeiwerten zu erhöhen als die ständigen.

In den Regelwerken für Talsperren ist diese Unterteilung nicht zu finden. Sie ist für Talsperren auch nicht zweckmäßig, da ja die bedeutendste veränderliche Einwirkung, nämlich die Wasserlast, nur mit sehr geringen Unsicherheiten behaftet ist. Nach den chinesischen Richtlinien sind bei den Einwirkungen unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen – z.B. 1,0 beim Eigengewicht und der Wasserlast und 1,2 beim Erddruck. Nach allen anderen betrachteten Regelwerken ist, wie bereits erwähnt, auf der Einwirkungsseite mit dem Teilsicherheitsbeiwert von 1,0, bzw. mit globalen Sicherheitsbeiwerten zu rechnen.

Nach dem Eurocode kann für ständige Einwirkungen bei kleiner Streuung der Untersuchungsergebnisse der Mittelwert als charakteristischer Wert angenommen werden, bei größerer Streuung bzw. bei Tragwerken, die empfindlich auf eine Änderung reagieren, sind obere Werte (95%-Fraktile) und untere Werte (5%-Fraktile) festzulegen.

4.2. Eigengewicht

Zum Eigengewicht zählen das Gewicht des Sperrkörpers und aller permanenten Installationen. Für die Bestimmung des Raumgewichtes für den Massenbeton gibt es in den betrachteten Regelwerken die folgenden Festlegungen:

- Eurocode (EN 1991-1-1:2002, Tabelle A1): 24 kN/m³ für unbewehrten Beton
- [USACE, 1995, Seite 3-3]: 24,03 kN/m³ (150 lbs/ft³)
- [ChinaEC, 2000, Seite 42]: 23,5 – 24,0 kN/m³ und Teilsicherheitsbeiwert von 1,0

Nach [USACE, 1995, Seite 3-3] müssen kleinere Hohlräume, wie z.B. Kontrollgänge, bei der Berechnung des Eigengewichtes nicht in Abzug gebracht werden.

Nach der französischen Richtlinie [CFBR, 2012, Seite 18ff] soll für das Raumgewicht des Betons ein vorsichtig angenommener Mittelwert als charakteristischer Wert festgelegt werden. Bei einer für eine statistische Auswertung ausreichenden Anzahl von Versuchsergebnissen kann dieser berechnet werden. Nachdem für den Sicherheitsnachweis das Gesamtgewicht eines Körpers, d.h. die Summe der Versuchsergebnisse maßgebend ist, wird vorgeschlagen, den charakteristischen Wert aus der Streuung des Mittelwertes (5%-Fraktile) zu ermitteln. Unter der Annahme einer Normalverteilung mit einem Mittelwert m , einer Standardabweichung σ und einer maßgebenden Anzahl an Proben N berechnet sich die 5%-Fraktile zu: $m - 1,645 \cdot \sigma / \sqrt{N}$. Weiters werden in der Richtlinie Richtwerte angegeben, und zwar je nach Zementdosierung für den Beton zwischen 22 kN/m³ und 24 kN/m³. Auf die sogenannten Großsteinbetone, die bei älteren Sperrern gelegentlich anzutreffen sind, wird hingewiesen.

Die Festlegungen in der österreichischen Richtlinie werden ähnlich wie in der französischen Richtlinie sein. Aller Voraussicht nach wird ein Richtwert angegeben werden, ab welcher Größenordnung Hohlräume zu berücksichtigen sind.

Aus eigener Erfahrung ist festzustellen, dass bei älteren Sperrern das Raumgewicht erheblich unter 24 kN/m³ (z.B. bei 22 kN/m³) liegen kann.

Zusammenfassung:

Adäquate Annahmen für den charakteristischen Wert für das Raumgewicht des Sperrenbetons sind bei einer für eine Statistik ausreichenden Anzahl von Versuchsergebnissen die 5%-Fraktile des Mittelwertes, ansonsten ein vorsichtig angenommener Mittelwert.

Auch bei älteren Sperren ist das Raumgewicht auf Basis von Materialproben festzulegen. Bei Großsteinbetonen ist die Heterogenität des Betons entsprechend zu berücksichtigen.

4.3. Erddruck

Erddrücke auf Betonsperren können an der Wasserseite durch die Verlandung der Speicher und an der Luftseite durch Anschüttungen auftreten. In einigen Fällen wurden luftseitige Anschüttungen zur Erhöhung der Sicherheit von Gewichtsmauern ausgeführt.

Für die Belastung aus Stauraumsedimenten gibt es in den betrachteten Regelwerken die folgenden Festlegungen:

- [USBR, 1987, Seite 322]: Flüssigkeit mit einem Raumgewicht von 1362 kg/m^3 (85 lbs/ft^3) für Wasser- und Erddruck
- [ChinaEC, 2000, Seite 62]: Aktiver Erddruck mit Raumgewicht unter Auftrieb mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,2
- [CFBR, 2012, Seite 22]: Flüssigkeit mit einem Raumgewicht von 4 kN/m^3 als zusätzliche charakteristische Belastung

In der französischen Richtlinie gibt es auch Hinweise für die Ermittlung des Erddruckes aus luftseitigen Anschüttungen. Bei geringer Höhe (kleiner als $1/3$ der Sperrenhöhe) und entsprechender Länge der Anschüttung kann der Erdrudruck angesetzt werden. Bei größerer Höhe und begrenzter Geometrie sind entsprechende Untersuchungen erforderlich. Für den Zustand leeres Becken ist ein oberer Grenzwert und für volles Becken ein unterer Grenzwert des Erddruckes aus einer luftseitigen Anschüttung anzusetzen.

In [FERC, 2002, Seite 3-15] wird darauf hingewiesen, dass bei einem Erdbeben für die Stauraumsedimente wegen möglicher Bodenverflüssigung ein höherer Erddruck anzusetzen ist.

Zusammenfassung:

Der zusätzlich zum Wasserdruck wirkende Erddruck aus Stauraumsedimenten kann näherungsweise als hydrostatischer Druck einer Flüssigkeit mit einem Raumgewicht von 4 kN/m^3 angenommen werden.

Der Erddruck aus luftseitigen Anschüttungen ist nach den Regeln der Bodenmechanik zu ermitteln. Für den Zustand volles Becken ist ein unterer Grenzwert des Erddruckes anzunehmen. Anschüttungen über $1/3$ der Sperrenhöhe sind auch für den Lastfall leeres Becken zu berücksichtigen, es ist dafür ein oberer Grenzwert des Erddruckes anzusetzen.

4.4. Wasserdruck

Der Wasserdruck durch den Ober- bzw. Unterwasserspiegel ist nach den betrachteten Regelwerken als hydrostatischer Druck mit einem Raumgewicht des Wassers von $9,81 \text{ kN/m}^3$ anzunehmen. Bei starker Sedimentbelastung des Wassers ist das spezifische Gewicht entsprechend zu erhöhen. Angemerkt wird auch, dass ein allfälliger Unterwasserspiegel auch den Auftrieb beeinflusst, und dass bei Tosbecken der Wasserdruck unter Rücksichtnahme auf die hydrodynamischen Wirkungen festzulegen ist. In der chinesischen Richtlinie sind weiters Ansätze für die Belastung aus Wellen angegeben.

In der französischen Richtlinie (Seite 26f) wird auf die hydrostatischen Drücke in Überströmungen näher eingegangen. Als Näherung wird empfohlen, die Belastung auf die Sperrenwasserseite als hydrostatischen Druck entsprechend dem Oberwasserspiegel anzusetzen und die Belastungen auf die Krone und die Sperrenluftseite zu vernachlässigen.

In der österreichischen Richtlinie wird für Überströmungen die Empfehlung der französischen Richtlinie übernommen werden (Abb. 1). Weiters wird angemerkt sein, dass

- bei der Gefahr einer Verklausung der volle Wasserdruck anzusetzen ist und
- der zusätzliche Wasserdruck aus Wellen nur für lokale Bauteile (z.B. eine Brüstungsmauer) zu berücksichtigen ist.

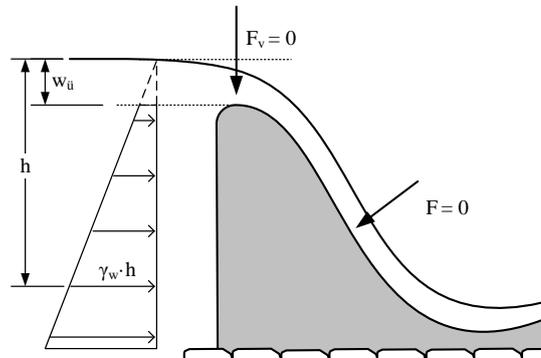


Abb. 1: Wasserlast bei Überströmung aus [ÖStBK,2014]

Zusammenfassung:

Das Raumgewicht ist in der Regel für reines Wasser anzusetzen. Für Geschiebesperren sind gesonderte Betrachtungen erforderlich.

Die Belastung in Überströmungen kann näherungsweise wie in der französischen Richtlinie empfohlen (Abb. 1) angenommen werden.

Die Belastung aus Wellen ist in der Regel für Brüstungsmauern, nicht aber für die Absperrbauwerke selbst zu berücksichtigen.

Bei einem Unterwasserspiegel sind die maximalen und minimalen Wasserspiegellagen anzusetzen, weiters ist auch der Einfluss auf den Auftrieb zu berücksichtigen.

4.5. Auftrieb und Fugenwasserdrücke

Zu den Annahmen für den Auftrieb in der Gründungsfuge (Sohlwasserdruck) gibt es in den betrachteten Regelwerken zahlreiche Angaben. Gemeinsam ist (China, Frankreich, USA, Österreich), dass ohne Drainagen, auch wenn ein Dichtschirm vorhanden ist, ein linearer Druckabbau vom vollen Wasserdruck an der Wasserseite ($W_o = \gamma_w \cdot H_o$) zum vollen Wasserdruck zufolge Unterwasserspiegel ($W_u = \gamma_w \cdot H_u$), bzw. zur freien Felsoberfläche an der Luftseite anzunehmen ist (Abb. 2).

Sind Drainagen vorhanden, darf der Sohlwasserdruck entsprechend abgemindert werden. Dazu werden in den Richtlinien Regeln für die Ermittlung der Druckverteilung angegeben. Diese Regeln sind im Detail etwas unterschiedlich, gemeinsam ist, dass die Druckminderung in Abhängigkeit einer Kennzahl für die Effektivität der Drainagen angegeben wird.

In der österreichischen Richtlinie wird der Sohlwasserdruck (W_D) an der Stelle der Drainagen (Durchstoßpunkt durch die Aufstandsfläche) nach der Formel

$$W_D = W_2 - \lambda \cdot (W_2 - W_1)$$

zu berechnen sein (Abb. 2). Dabei bedeuten:

- W_1 : Druckhöhe in den Drainagen, $W_1 = \gamma_w \cdot H_D$
- W_2 : Druckhöhe an der Stelle der Drainagen ohne Berücksichtigung der Drainagewirkung

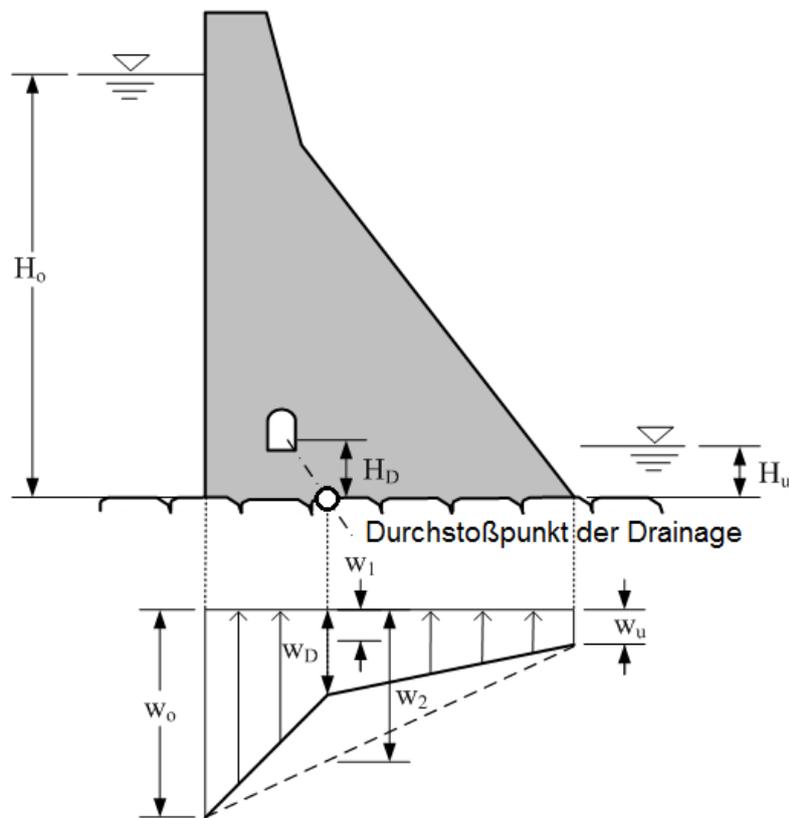


Abb. 2: Annahmen für den Sohlwasserdruck aus [ÖStBK, 2014]

Für die Größe der Druckminderung (λ = Effektivität der Drainagen) werden in der österreichischen Richtlinie als Richtwert $\lambda = 0,3 - 0,6$ angegeben werden. Bei zum Fels hin offenen Sohlgängen oder Drainagen in der Aufstandsfläche werden auch noch größere Werte, bis zu $\lambda = 0,8$ zugelassen.

In den Regelwerken einiger anderer Länder sind folgende Richtwerte für die Effektivität der Drainagen λ zu finden – mit geringfügig unterschiedlichen Definitionen der Effektivität:

- [CFBR, 2012, Seite 30, Tabelle 1.6]: generell 0,5 – 0,67 und bei ungünstigen geologischen Verhältnissen 0,5 oder weniger.
- [USACE, 1995, Seite 3-4]: 0,25 – 0,5; maximal 0,67

Nach [USBR, 1987, Seite 321] ist für den Sohlwasserdruck an der Stelle der Drainagen der Wert $W_D = W_u + 0,30 \cdot (W_o - W_u)$ anzusetzen. Es ist auch angemerkt, dass dies eine konservative Annahme ist, falls die Drainagen bis in eine Tiefe von 40-50% der Sperrhöhe reichen, eine einheitliche Geologie vorliegt, der Bohrdurchmesser 76 mm (3 inch) beträgt und die Drainagen einen Abstand von 3,0 m (10 foot) aufweisen.

Vorgaben für die Ermittlung des Sohlwasserdruckes sind auch in der chinesischen Richtlinie [ChinaEC, 2000, Seite 47ff] enthalten, und zwar für die unterschiedlichsten Bautypen wie z.B. Gewichts- und Gewölbemauer mit Drainageschirm, Gewichtsmauer mit großem Hohlraum, Gewichtsmauer mit Drainagen in der Aufstandsfläche, etc. Für eine Gewichtsmauer mit Drainageschirm ist, zum Beispiel, an der Stelle der Drainagen ein Sohlwasserdruck von:

$W_D = W_u + 0,25 \cdot (W_o - W_u)$ im Talboden und $W_D = W_u + 0,35 \cdot (W_o - W_u)$ in den Flanken anzusetzen.

Bei großen, zur Aufstandsfläche hin offenen Hohlräumen ist im luftseitigen Aufstandsbereich der Unterwasserspiegel als Sohlwasserdruck anzusetzen. Für Anlagen ohne Unterwasser

würde dies einen Sohlwasserdruck von Null bedeuten. Aus meiner Erfahrung ist darauf hinzuweisen, dass auch bei einem großen, zur Aufstandsfläche hin offenen Hohlraum im luftseitigen Aufstandsbereich Sohlwasserdrücke auftreten können. Bei entsprechender Geologie kann nämlich der Wasserdruck über Trennflächen im Untergrund bis zur Luftseite vordringen. Eine Abminderung des Sohlwasserdruckes ist wiederum mit Drainagebohrungen möglich.

Für eine rechnerische Ermittlung der Effektivität von Drainagen (aus Abstand und Durchmesser der Drainagebohrungen) werden in den betrachteten Regelwerken keine Angaben gemacht. Hinweise dazu sind unter anderem im Bulletin vom ICOLD European Club [ICOLD-EC 2004b, Pkt. 4.2] zu finden.

In [DIN 19700-11, 2004] ist angeführt, dass auch die zum jeweiligen Stauspiegel zugehörigen Strömungskräfte zu berücksichtigen sind. Über deren Ermittlung werden aber keine Angaben gemacht. Im Bereich von klaffenden Fugen ist stets der volle Wasserdruck anzusetzen (Seite 41). Weiters wird an einigen Stellen auf die DIN 19702 verwiesen, in der die Wasserdrücke in Betonquerschnitten geregelt sind – volle Wasserdruck im Rissbereich und lineare Abnahme von der Risspitze zum Wasserdruck an der Unterwasserseite.

Bei bestehenden Anlagen, zumindest bei den größeren, stehen Messergebnisse für die Beurteilung der Sohlwasserdruckverhältnisse zur Verfügung. In [ICOLD-EC, 2004b, Pkt. 3.2.4] und in [FERC, 2002, Seite 3-7] wird darauf hingewiesen, dass zwischen der Stauhöhe und dem Sohlwasserdruck nicht generell ein linearer Zusammenhang angenommen werden kann. Bei der Extrapolation der Ergebnisse von einem Zwischenstauspiegel zum Vollstau bzw. Hochwasserstau ist daher Vorsicht geboten. Weiters ist anzumerken, dass die Messstellen für den Sohlwasserdruck eventuell bewusst auf geologischen Trennflächen platziert wurden und damit die Messwerte nicht für eine größere Fläche repräsentativ sind.

In den betrachteten Regelwerken, mit Ausnahme des österreichischen Richtlinienentwurfes, ist der Wasserdruck jeweils auf die volle Fläche anzusetzen. In der österreichischen Richtlinie wird ein Benetzungsgrad von 90 % angenommen, d.h. der nach den obigen Regeln ermittelte Sohlwasserdruck darf um 10 % abgemindert werden. Bislang war es in Österreich geübte Praxis einen Benetzungsgrad von 85% anzunehmen, mit der neuen Richtlinie wird dieser Wert auf 90% erhöht werden. Die Abminderung auf 90% beruht auf der Vorstellung, dass bei intakter Bodenfuge auf Grund von Materialbrücken der Sohlwasserdruck nicht auf die volle Fläche wirkt. Gestützt wird diese Annahme auch durch Untersuchungen von Leliavsky [Leliavsky, 1960], siehe auch [Rißler 1988].

Ergeben die Berechnungen aus den statischen Einwirkungen ein Öffnen der Bodenfuge, so ist bis zur ermittelten Tiefe der Klaffung nach allen Regelwerken der volle Wasserdruck anzusetzen. Von der Spitze der Klaffung wird ohne Drainagen wieder eine lineare Abnahme des Wasserdruckes bis zum Unterwasserspiegel angenommen – in Österreich um 10% abgemindert (90% Benetzungsgrad der verbleibenden Kontaktfläche aber 100% Benetzungsgrad im Bereich der Klaffung).

Nach der chinesischen Richtlinie wird für den Sohlwasserdruck ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 angenommen falls die Drainagen frei abfließen können. Falls das Drainagewasser gepumpt werden muss (bei einem höheren Unterwasserspiegel), ist ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,1 bzw. 1,2 anzusetzen.

Für die Arbeitsfugen im Sperrkörper werden in den betrachteten Regelwerken zum Teil die gleichen und zum Teil etwas weniger strenge Kriterien für die Annahme des Fugenwasserdruckes wie für den Sohlwasserdruck in der Aufstandsfläche angegeben. Meist ist, bei fehlenden Drainagen, ebenfalls ein linearer Druckabbau vom vollen Wasserdruck an der Wasserseite zum vollen Wasserdruck bzw. Null an der Luftseite anzusetzen. Nach [USACE, 1995, Seite 3-5] sind für konventionellen Beton nur 50% dieses Wasserdruckes anzusetzen, bei Rissen und mangelhaften Arbeitsfugen ist diese Reduktion allerdings nicht zulässig.

In [ChinaEC, 2000, Seite 49f] sind auch Auftriebsfiguren für Sperrkörper mit Drainagen angegeben. In der französischen Richtlinie [CFBR, 2012, Seite 30, Tabelle 1.6] werden auch Abdichtungen der wasserseitigen Sperreroberfläche angesprochen. Bei einer dichten Membran mit dahinterliegender Drainage darf auf den Ansatz eines Fugenwasserdruckes im Sperrkörper verzichtet werden.

Zusammenfassung:

Ohne Drainagen ist ein linearer Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite anzunehmen. Bauwerke die den Sickerweg verlängern (z.B. Tosbecken ohne Drainagen in deren Aufstandsfläche) sind entsprechend zu berücksichtigen.

Sind Drainagen vorhanden, darf der Wasserdruck abgemindert werden. Richtwerte dazu sind unter anderem in der französischen Richtlinie angegeben. Auf die volle Wirksamkeit der Drainagen auf Bestandsdauer ist zu achten.

Die Wasserdrücke sind sowohl in der Aufstandsfläche als auch in Arbeitsfugen im Sperrkörper und allfälligen Trennflächen im Untergrund anzusetzen.

Eine Abminderung des Wasserdruckes um etwa 10% auf Grund einer nicht vollständigen Benetzung von Kontaktflächen wäre auf Grund von Untersuchungen gerechtfertigt, wird aber in den meisten Regelwerken nicht berücksichtigt.

4.6. Eislast

Eislasten können vor allem bei kleineren und mittleren Gewichtsmauern maßgebend sein. Sie treten auf, wenn sich eine geschlossene Eisdecke erwärmt und damit ausdehnt. Die wichtigsten Einflussgrößen für die Eisbildung sind Höhenlage des Speichers, topographische und klimatische Bedingungen und die Speicherbewirtschaftung.

Nach allen betrachteten Regelwerken sind Eislasten bei den Sicherheitsnachweisen für Gewichtsmauern zu berücksichtigen, es werden dafür die folgenden Richtwerte angegeben:

[USACE, 1995, Seite 3-7]: Maximal 239 kN/m² (5000 lbs/ft²) und eine maximale Eisdicke von 2 foot für die USA, damit max. 146 kN/m. Angemerkt wird auch, dass bislang bei Verschlüssen häufig Schäden zufolge Eislasten zu beobachten waren, bei Sperrern jedoch noch nie nennenswerte Schäden aufgetreten sind.

[CFBR, 2012, Seite 31f]: 150 kN/m² und Eisdicken von 0,30 m bis 0,80 m, je nach Höhenlage des Speichers

[ChinaEC, 2000, Seite 65]: Zwischen 85 kN/m bei einer Eisdicke von 0,4 m und 280 kN/m bei einer Eisdicke von 1,20 m. Der Angriffspunkt der Eislast ist im oberen Drittel der Eisdicke anzusetzen.

[ÖStBK, 2014]: 250 kN/m² und Eisdicken zwischen 0,30 m auf 500 m Seehöhe und 0,80 m auf 2300 m Seehöhe.

Angaben zu gemessenen Eislasten und zu einer genaueren Ermittlung sowie weitere Richtwerte sind unter anderem im ICOLD-Bulletin [ICOLD, 1996] und in [Comfort, 2003] zu finden.

Messungen zeigen oftmals größere Mächtigkeiten von Eisdecken als oben angenommen. Dabei handelt es sich meist aber nicht um eine homogene Eisdecke, sondern um Wechsellagen von verschiedenen Eis- und auch Schneeschieden.

Durch spezielle Maßnahmen, wie z.B. der Installation von Luftperlanlagen, können Eislasten vermieden werden. In manchen Fällen wird für den Zeitraum, in dem Eislasten auftreten können, die Speicherbewirtschaftung eingeschränkt, was im Betriebsreglement entsprechend zu verankern ist.

Zusammenfassung:

Wird die Bildung einer geschlossenen Eisdecke nicht durch Maßnahmen sicher verhindert, sind Eislasten anzusetzen. Eine adäquate Annahme für den charakteristischen Wert der Eislast wird zwischen den Richtwerten der französischen und österreichischen Richtlinie liegen. Eine adäquate Annahme für den Angriffspunkt der Last ist der obere Drittelpunkt der Eisdicke.

4.7. Temperatur

In der DIN 19700-11 sind für den Sicherheitsnachweis für Stau Mauern auch Temperaturlastfälle zu berücksichtigen, nach allen anderen Regelwerken dürfen für die Tragsicherheitsnachweise von Gewichtsmauern die Temperaturlastfälle vernachlässigt werden.

Falls bei gekrümmten Gewichtsmauern die Bogenwirkung im Sicherheitsnachweis berücksichtigt wird, ist auch die Temperaturänderung gegenüber der Fugenschlusstemperatur zu berücksichtigen. Bei bestehenden Sperren kann dies auf Basis von Temperaturmessungen geschehen, bei neuen Anlagen sind die Temperaturen auf Basis von Erfahrungswerten festzulegen, z.B. [Stucky, 1957].

Zusammenfassung:

Für den Nachweis der Sicherheit von Gewichtsmauern ohne Bogenwirkung werden die Temperaturlastfälle meist vernachlässigt. Auch wird Schwinden und Kriechen des Sperrbetons in der Regel nicht berücksichtigt.

4.8. Erdbeben

Im Eurocode (EN 1998) wird als Bemessungserdbeben (Bemessungs-Bodenbeschleunigung) für Bauwerke der Bedeutungskategorie 1 (geringe Bedeutung für die öffentliche Sicherheit) ein Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren (entspricht einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% innerhalb von 50 Jahren) festgelegt. Für Bauwerke mit einer größeren Bedeutung ist die Bemessungs-Bodenbeschleunigung mit einem entsprechenden Bedeutungsbeiwert zu multiplizieren.

Für Talsperren sind nach dem ICOLD-Bulletin [ICOLD, 1989] die Nachweise für zwei Erdbeben durchzuführen, nämlich für ein Betriebserdbeben (Operating Basis Earthquake, OBE) und ein maximal denkbare Erdbeben (Maximum Credible Earthquake, MCE). Für das OBE ist ein Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 200 Jahren und für das MCE ist das größte vernünftig denkbare Erdbeben anzunehmen.

Die für den Nachweis der Tragsicherheit von Talsperren anzunehmenden Erdbeben sind in den meisten Ländern in eigenen Regelwerken festgelegt. Ein Vergleich dieser Regelungen ist nicht Gegenstand der vorliegenden Studie, dazu wird auf die Veröffentlichung des Schweizer Talsperrenkomitees aus dem Jahre 2010 verwiesen.

5. Tragwiderstände

5.1. Allgemeines

Für den Nachweis der Tragsicherheit von Gewichtsmauern sind die folgenden Festigkeitseigenschaften maßgebend:

- Druck- und Zugfestigkeit des Betons
- Zug- und Scherfestigkeit der Arbeitsfugen und der Aufstandsfläche
- Druckfestigkeit des Felsuntergrundes und Scherfestigkeit in Trennflächen

Durch Versuche bestimmt werden in der Regel die Druck- und eventuell Zugfestigkeit des Betons und allenfalls noch die Scherfestigkeit von maßgebenden Trennflächen im Untergrund. Über andere, für den Nachweis der Tragsicherheit maßgebende Kennwerte, wie Zug- und Scherfestigkeit in den Arbeitsfugen und in der Aufstandsfläche gibt es oftmals keine direkten Versuche. Diese Kennwerte sind auf der Grundlage von Erfahrungswerten festzulegen. Solche Erfahrungswerte sind in den Richtlinien von Frankreich [CFBR, 2012] und China [ChinaEC, 2000] und vor allem im Bulletin vom ICOLD European Club [ICOLD-EC, 2004a] und im ICOLD Bulletin [ICOLD, 2009] zu finden.

5.2. Homogener Beton

Im Eurocode werden die Betone entsprechend ihrer Druckfestigkeit bestimmten Festigkeitsklassen (z.B. C20/25) zugeordnet. Die Druckfestigkeit ist nach EN 206-1 entweder an Zylindern mit $\varnothing = 150$ mm und $h = 300$ mm oder an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge, jeweils nach 28 Tagen und für ein Größtkorn von 32 mm zu bestimmen. Für einen C20/25 ist z.B. eine Zylinderdruckfestigkeit von mindestens 20 N/mm² bzw. eine Würfeldruckfestigkeit von mindestens 25 N/mm² (jeweils 5%-Fraktile) gefordert. Als charakteristischer Wert für die Druckfestigkeit ist dafür $f_{ck} = 20$ N/mm² festgesetzt, weitere Kennwerte sind in einer Tabelle (EN 1992-1-1:2011, Tabelle 3.1) angegeben.

Für den Sperrbeton wird in der Regel ein Größtkorn über 32 mm und ein Bindemittel mit langer Erhärtungszeit verwendet. Damit sind die im Eurocode vorgesehenen Prüfbedingungen nicht anwendbar, und es sind somit auch die Prüfergebnisse nicht vergleichbar.

Die Prüfung der **Druckfestigkeit** von Sperrbeton wird in der Regel an größeren Prüfkörpern durchgeführt, z.B. an Würfeln mit 300 mm Kantenlänge oder an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 200 mm und meist nach 90 oder 180 Tagen. Als charakteristische Druckfestigkeit (f_{ck}) wird, bei einer genügend großen Anzahl von Proben, die 5%-Fraktile der Prüfergebnisse festgelegt. Hinweise für den Einfluss der unterschiedlichen Prüfbedingungen sind in [ICOLD, 2009, Seite 2-6] zu finden.

In der französischen Richtlinie (Seite 68, Tabelle 2.1) ist für die Druckfestigkeit eines konventionellen, rüttelverdichteten Sperrbetons ein Richtwert von 20 – 30 MPa angegeben. Angemerkt wird auch, dass die Betondruckspannungen nur bei sehr hohen Gewichtsmauern eine maßgebende Größe erreichen, bei kleinen und mittleren Sperrbetonen liegen sie in der Regel weit unter der Druckfestigkeit des Betons.

Bei der **Zugfestigkeit** ist hinsichtlich der Beanspruchung und der Prüfverfahren zwischen der Biegezug-, der Spaltzug- und der zentrischen Zugfestigkeit zu unterscheiden. Meist werden für die Bestimmung der Zugfestigkeit Spaltzugversuche, sogenannte Brasilien Tests durchgeführt. Diese Versuche ergeben in der Regel niedrigere Festigkeitswerte als Biegezugversuche und höhere als Versuche mit zentrischer Zugbeanspruchung. In einer Betonsperrbetonmauer können alle drei Arten von Zugbeanspruchungen auftreten, in den für die Tragsicherheit maßgebenden Fällen wird es sich zumindest näherungsweise um eine zentrische Zugbeanspruchung handeln.

In vielen Fällen liegen über die Betonzugfestigkeit keine unmittelbaren Versuchsergebnisse vor, die Festlegung erfolgt dann meist auf der Basis von Erfahrungswerten in Bezug zur

Druckfestigkeit. Für die Ermittlung der charakteristischen Zugfestigkeit (f_{tk}) auf Basis der charakteristischen Druckfestigkeit wurden von Versuchen verschiedene Beziehungen abgeleitet [ICOLD, 2009], unter anderem:

$$f_{tk} = 0,30 \text{ bis } 0,44 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (für Werte in MPa) [ICOLD, 2009, Tab. 2.11]}$$

In [USACE, 1995, Seite 3-2] wurde offenbar der obere Wert dieser Beziehung übernommen. Die Formel für die Ermittlung der Zugfestigkeit lautet dort: $f_t = - 2,3 \cdot f_c^{2/3}$ für Werte in psi. Umgerechnet auf MPa ändert sich der Faktor von 2,3 auf 0,44.

In der französischen Richtlinie wird die folgende Beziehung als Richtwert für die charakteristische Zugfestigkeit angegeben:

$$f_{tk} = 0,1 \cdot f_{ck}, \text{ [CFBR, 2012, Tab. 2.1]}$$

Für den Nachweis der Tragsicherheit für Erdbeben sind die **dynamischen Festigkeiten** des Betons maßgebend. Direkte Versuche zu deren Bestimmung liegen meist nicht vor, sodass man auch dafür auf Erfahrungswerte angewiesen ist. Versuche zeigen [ICOLD, 2009], dass die dynamischen Druckfestigkeiten ($f_{ck, dyn}$) nicht nennenswert über den statischen liegen, die dynamischen Zugfestigkeiten ($f_{tk, dyn}$) die statischen aber beträchtlich übersteigen. Für die Beziehung der dynamischen Zugfestigkeit zur statischen Druckfestigkeit wird in [ICOLD, 2009, Abschnitt 2.6.2] die folgende Beziehung angegeben:

$$f_{tk, dyn} = 0,5 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (für Werte in MPa)}$$

Es wird aber auch betont, dass diese Werte mit Vorsicht zu verwenden sind.

Zusammenfassung:

Die charakteristischen Druckfestigkeiten sind an Prüfkörpern mit einer auf das Größtkorn abgestimmten Größe (z.B. 30 cm Würfel) und unter Rücksichtnahme auf die Festigkeitsentwicklung des Bindemittels (z.B. nach 90 Tagen) zu bestimmen. Es ist zu beachten, dass diese charakteristischen Festigkeiten nicht jenen des Eurocodes entsprechen.

Die Zugfestigkeit sollte auf Grund der größeren Streuung der Versuchsergebnisse vorsichtig gewählt werden, adäquat erscheint der kleinere Wert aus den beiden Beziehungen:

$$f_{tk} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (für Werte in MPa) und } f_{tk} = 0,1 \cdot f_{ck}$$

Für die dynamischen Festigkeiten sind die folgenden Annahmen aus Versuchsergebnissen zu rechtfertigen:

$$f_{ck, dyn} = f_{ck} \text{ und } f_{tk, dyn} = 1,33 \cdot f_{tk}$$

5.3. Arbeitsfuge

Die maßgebenden Festigkeiten in den Arbeitsfugen sind die Zug- und die Scherfestigkeit. Sie hängen in erster Linie von der Behandlung der Fugen ab, sind aber auch bei einer sorgfältigen Behandlung in der Regel etwas niedriger als die entsprechenden Werte für den homogenen Beton. Unmittelbare Versuchsergebnisse für die Zug- und Scherfestigkeiten der Arbeitsfugen stehen meist nicht zur Verfügung, sodass man auch dafür auf Erfahrungen und die Literatur angewiesen ist.

Für Anhaltswerte ist in erster Linie auf den Bericht der Arbeitsgruppe des European Clubs der ICOLD [ICOLD-EC, 2004a] hinzuweisen. In dieser Studie ist eine große Anzahl von Untersuchungsergebnissen zusammengefasst und in Abhängigkeit von der Behandlung der Fugen ausgewertet. Auf dieser Veröffentlichung basieren auch die Festlegungen in der französischen Richtlinie. Den Unterlagen können die folgenden Angaben entnommen werden. Generell ist anzumerken, dass die Werte insgesamt eine große Streubreite aufweisen.

Zugfestigkeit:

[ICOLD-EC, 2004a, Seite 24]:

- 30% - 80% vom homogenen Beton für unbehandelte Arbeitsfugen
- 53% - 96% vom homogenen Beton für behandelte Arbeitsfugen

[CFBR, 2012, Seite 68] (Richtwerte):

- 0% - 33% vom homogenen Beton für unbehandelte Fugen
- 50% vom homogenen Beton für behandelte Fugen

Scherfestigkeit:

[ICOLD-EC, 2004a, Seite 26]:

- $\varphi = 57^\circ$, $c = 2,1$ MPa (Mittelwert)
- $\varphi = 57^\circ$, $c = 1,0$ MPa (unterer Wert, 90% der Daten)

[CFBR, 2012, Seite 68] (Richtwerte):

- Unbehandelte Arbeitsfugen: $\varphi = 45^\circ$, $c = 0 - 33\%$ vom homogenen Beton
- Behandelte Arbeitsfugen: $\varphi = 100\%$, $c = 50\%$ vom homogenen Beton

Anmerkung: Für homogenen Beton wird $c = 2 - 3$ MPa und $\tan(\varphi) = 1,4$ angegeben.

[ChinaEC, 2000, Seite 243]:

- $\tan(\varphi) = 1,08 - 1,25$; $c = 1,16 - 1,45$ MPa

Restscherfestigkeit:

[ICOLD-EC, 2004a, Seite 26]:

- $\varphi = 49^\circ$, $c = 0,5$ MPa (Mittelwert, $\sigma > 0,3$ MPa)
- $\varphi = 48^\circ$, $c = 0$ MPa (unterer Wert, 90% der Daten)

[CFBR, 2012, Seite 68] (Richtwerte):

- $\varphi = 45^\circ$, $c = 0$

Dynamische Festigkeiten:

In [ICOLD, 2009, Seite 2-45] ist angemerkt, dass meist keine Erhöhung der Scherfestigkeit bei dynamischer Beanspruchung gegenüber statischer Beanspruchung angenommen wird, eine Erhöhung des Reibungswinkels aber gerechtfertigt erscheint. Gelegentlich wird eine Erhöhung um 10% akzeptiert.

Zusammenfassung:

Bei Neuanlagen kann durch entsprechende Maßnahmen eine gute Qualität der Arbeitsfugen sichergestellt werden. Bei bestehenden Anlagen ist die Qualität anhand der Bestandsunterlagen bzw. ergänzender Untersuchungen zu bewerten. Besonderes Augenmerk ist auf die sogenannten Winterarbeitsfugen zu legen.

Je nach Qualität der Arbeitsfugen sollten die Festigkeiten auf Basis der oben angegebenen Werte festgelegt werden. Eine vorsichtige Annahme bei einer gesamthaft guten Qualität der Arbeitsfugen wäre z.B.:

- Zugfestigkeit 33% der Werte des homogenen Betons (dynamisch: $\times 1,33$)
- Scherfestigkeit $\varphi = 45^\circ$, $c = 0,5$ MPa, $\varphi = 48^\circ$, $c = 0,5$ MPa (dynamisch)
- Restscherfestigkeit $\varphi = 45^\circ$, $c = 0$

In gerissenen Bereichen einer Arbeitsfuge darf selbstverständlich keine Zugfestigkeit und auch keine Kohäsion angesetzt werden. Gleiches gilt für Arbeitsfugen mit nennenswerten Durchsickerungen und unter Umständen auch bei Arbeitsfugen ohne entsprechender Behandlung beim Bau der Sperre.

5.4. Aufstandsfläche

Die Grenzlinie zwischen Sperrenbeton und Fels weist in der Regel einen unregelmäßigen Verlauf auf. Maßgebend für den Tragwiderstand ist jeweils das schwächste Glied. Die potenzielle Bruchfläche im Aufstandsbereich kann vollständig im Fels oder im Beton oder auch abschnittsweise im Fels, in der Kontaktfläche und im Beton verlaufen. Zu den Festigkeitseigenschaften sind aus den diversen Unterlagen die folgenden Anmerkungen entnommen.

Bei Neuanlagen können die Vorbereitung der Aufstandsfläche und die Einbringung des ersten Betons überwacht werden, bei bestehenden Anlagen ist man, so wie bei den Arbeitsfugen, auf Bestandsunterlagen angewiesen. Als erste Betonierlage wurde und wird meist ein sogenannter Felsanschlussbeton mit einem gegenüber dem Kernbeton erhöhten Bindemittelgehalt und einem kleineren Größtkorn eingebaut. Der Beton weist damit in der Regel eine bessere Qualität auf als der Beton im Sperrkörper und damit auch im Bereich der Arbeitsfugen.

Die Bestimmung der Festigkeiten erfolgt meist an Bohrkernen im Labor. Die Bestimmung der Zugfestigkeit und der Kohäsion ist nur an Prüfkörpern mit unversehrtem Kontakt zwischen Beton und Fels möglich. Die aus diesen Proben gewonnenen Festigkeitskennwerte sind damit eine obere Grenze der für größere Bereiche der Aufstandsfläche repräsentativen Werte. Hingegen sind die ermittelten Scherfestigkeiten eine untere Grenze, da ja mit den relativ kleinen Proben die Welligkeit der Aufstandsfläche nicht erfasst wird.

Für Anhaltswerte sei wiederum auf [ICOLD-EC, 2004] verwiesen. Aus den darin zusammengefassten Untersuchungen geht Folgendes hervor:

- Bei den meisten aus bestehenden Sperren gewonnenen Bohrkernen war der Kontakt zwischen Fels und Beton intakt.
- Für die Zugfestigkeit wurden ein Mittelwert von 0,8 MPa (Seite 24) und ein minimaler Wert von 0,2 MPa (Seite 25) ermittelt. Der Bruch der Proben trat nur zum Teil in der Kontaktfläche auf.
- Für die Scherfestigkeit wurden Reibungswinkel zwischen 45° und 68° und Werte für die Kohäsion zwischen 0,1 und 3,0 MPa festgestellt (Seite 27ff). Der Bruch der Proben war großteils nicht in der Kontaktfläche, sondern im Fels.

Nach der französischen Richtlinie [CFBR, 2012, Seite 63] wird die Scherfestigkeit des Aufstandsbereiches (φ , c) zwischen jener des Felsens und jener des Betons liegen. Für ältere und schlecht dokumentierte Anlagen werden folgende Richtwerte angegeben:

- $\tan(\varphi) = 1,0$ (1,2 – 1,4 sind möglich)
- $c < 0,1$ MPa (0,3 MPa falls gewisse Sorgfalt bei der Behandlung der Aufstandsfläche angenommen werden darf)

Für die Zugfestigkeit ist, falls keine Informationen über die Aufstandsfläche vorliegen Null oder ein Wert nahe Null anzunehmen. Bei guten Fundationsverhältnissen darf eine Zugfestigkeit vorausgesetzt werden, der Wert ist durch Untersuchungen zu begründen.

In der chinesischen Richtlinie [ChinaEC, 2000, Seite 240ff] werden für verschiedene Felskategorien Richtwerte für die Scherfestigkeiten (Standardwerte, die kleiner als die Mittelwerte sind) in der Aufstandsfläche und im Felsuntergrund angegeben:

- $\tan(\varphi) = 1,08 - 1,25$ und $c = 0,91 - 1,05$ MPa bei sehr guter Felsqualität (Kategorie 1)
- $\tan(\varphi) = 0,55 - 0,71$ und $c = 0,32 - 0,45$ MPa bei schlechter Felsqualität (Kategorie 4)

In der österreichischen Richtlinie werden, falls keine unmittelbaren Versuchsergebnisse vorliegen und bei entsprechender Felsqualität folgende Richtwerte angegeben werden:

- $\varphi = 45^\circ - 50^\circ$ und $c = 0,1 - 0,3$ MPa

Zusammenfassung:

In der Regel darf für die Kontaktzone zwischen Sperre und Untergrund keine Zugfestigkeit vorausgesetzt werden. Bei guter Qualität des Felsuntergrundes und sorgfältiger Ausführung sind für die Scherfestigkeit die folgenden Werte eine vorsichtige Annahme:

- $\varphi = 45^\circ - 50^\circ$ und $c = 0,1 - 0,3$ MPa

5.5. Felsuntergrund

Die französische Richtlinie [CFBR, 2012, Seite 42ff] enthält einen ausführlichen Abschnitt zur Frage der Festigkeiten des Untergrundes. Demnach sind für die Bestimmung der Tragfähigkeit im Rahmen der Projektierung bzw. von nachträglichen Nachweisen entsprechende Modelle zu entwickeln. Es sind dies das **Geologische Modell** und, darauf aufbauend, das **Mechanische Modell**.

Zum geologischen Modell gehören im Wesentlichen:

- Globale und regionale Geologie: Gebirgsformationen, Genese, etc.
- Gebirgsformationen am Standort, Gesteinsarten und Qualität des Gesteins
- Lage der Felsoberfläche und Tiefe der Verwitterung
- Trennflächengefüge: Orientierung, Art der Trennflächen, Durchtrennungsgrad
- Bergwasserverhältnisse und Primärspannungen

Dazu sind naturgemäß umfassende Erkundungen vor Ort erforderlich. Zur Beschreibung einzelner Eigenschaften wurden diverse Klassifizierungssysteme geschaffen. Angaben dazu und die diesbezügliche Literatur können dem Eurocode 7 (EN 1997-2:2007, Anhang X4.9) und der französischen Richtlinie entnommen werden.

Im **Mechanischen Modell** sind die unter den gegebenen Einwirkungen möglichen Versagensszenarien zu entwickeln und die dafür maßgebenden Festigkeitseigenschaften zu bestimmen. Die maßgebenden Einwirkungen sind in der Regel die Normal- und Schubspannungen in der Sperrenaufstandsfläche und die Kluftwasserdrücke.

Hinsichtlich der Festigkeiten sind im Wesentlichen zwei Arten von Beanspruchungen und damit auch Festigkeiten zu unterscheiden, nämlich die Festigkeit des (homogen gedachten) Felskörpers und die Scherfestigkeit in maßgebenden Trennflächen. Zur Beschreibung dieser Festigkeiten wurden Bruchkriterien entwickelt. Beispiele dafür sind [CFBR, 2012, Seite 54]:

- Das Bruchkriterium nach Hoek & Brown für den homogenen Felskörper
- Das Bruchkriterium nach Barton für die Scherfestigkeit von Trennflächen.

Die Festigkeitsparameter werden in Laboruntersuchungen, zum Teil auch in Feldversuchen bestimmt. Liegen solche nicht vor, sind sie auf der Grundlage von Erfahrungswerten festzulegen.

In der chinesischen Richtlinie [ChinaEC, 2000, Seite 240-241] werden für 4 Felskategorien Richtwerte für die Scherfestigkeit des Felsuntergrundes angegeben: Sie reichen von

- $\tan(\varphi) = 0,43 - 0,63$ und $c = 0,19 - 0,45$ MPa, für einen Felsen der Kategorie 4 bis
- $\tan(\varphi) = 1,16 - 1,35$ und $c = 1,40 - 1,70$ MPa, für einen Felsen der Kategorie 1.

6. Nachweisführung

6.1. Bemessungssituationen – Einwirkungskombinationen

Die Nachweise der Tragsicherheit sind für alle möglichen Situationen, denen das Bauwerk ausgesetzt ist zu führen. Die Unterteilung wird generell nach der Auftretenswahrscheinlichkeit der einzelnen Situationen vorgenommen. In den Regelwerken werden dafür unterschiedliche Begriffe wie Bemessungssituationen, Einwirkungskombinationen, etc. verwendet.

Im Eurocode erfolgt die Unterteilung nach Bemessungssituationen, und zwar (EN 1990): in die ständigen (BS1), vorübergehenden (BS2) und außergewöhnlichen Situationen (BS3). Die Situation bei einem Erdbeben wird zudem noch extra betrachtet bzw. den außergewöhnlichen Situationen zugeordnet. Die ständigen Bemessungssituationen umfassen die üblichen Nutzungsbedingungen des Bauwerks, es sind dabei die ständigen Einwirkungen und die im Normalbetrieb zu erwartenden veränderlichen Einwirkungen zu berücksichtigen. Unter einer vorübergehenden Situation werden z.B. Bauzustände oder Zustände bei der Instandsetzung verstanden. Als Beispiele für außergewöhnliche Einwirkungen werden Brand, Explosionen, Anprall oder Folgen lokalen Versagens genannt.

In der DIN 19700-11 erfolgt die Unterteilung ebenfalls nach Bemessungssituationen. Diese ergeben sich aus Kombinationen der Lastfälle und Tragwiderstandsbedingungen. Die Unterteilung der Lastfälle erfolgt nach Regelkombinationen, seltene Kombinationen und außergewöhnliche Kombinationen. Die Tragwiderstandsbedingungen werden in wahrscheinliche, wenig wahrscheinliche und unwahrscheinliche Bedingungen unterteilt.

In der französischen Richtlinie wird nach Einwirkungskombinationen unterteilt, und zwar in quasi-permanente, rare und extrême. In den amerikanischen Richtlinien [USACE, 1995] und [USB, 1987] erfolgt die Unterteilung in die Lastfallkombinationen usual, unusual und extreme loading conditions und in [FERC, 2002] zusätzlich noch in worst static case und post earthquake.

In der chinesischen Richtlinie wird eine Unterteilung nach den Situationen persistent, transient und accidental und auch noch nach den Einwirkungen basic und occasional combinations vorgenommen.

Im Entwurf der österreichischen Richtlinie wird, im Sinne einer Harmonisierung der Regelwerke in Europa, die Einteilung des Eurocodes übernommen, die Zuordnung der einzelnen Einwirkungen zu den Bemessungssituationen erfolgt jedoch im Sinne der bisherigen Vorgehensweise, d.h.

- Ständige Bemessungssituationen ↔ Regelkombinationen
- Vorübergehende Bemessungssituationen ↔ seltene Kombinationen
- Außergewöhnliche Bemessungssituationen ↔ außergewöhnlichen Einwirkungen.

Auch wenn die Begriffe in den einzelnen Regelwerken unterschiedlich sind, gibt es kaum nennenswerte Unterschiede in der Zuordnung der Einwirkungen zu den einzelnen Kategorien – insbesondere nicht für Gewichtsmauern. Mit Ausnahme der chinesischen Richtlinie, in der bei einigen Einwirkungen Teilsicherheitsbeiwerte $\neq 1,0$ angesetzt werden, sind die Nachweise immer mit den charakteristischen Einwirkungen zu führen.

Der Bemessungssituation 1 werden generell die folgenden Einwirkungen zugeordnet:

- Eigengewicht und sonstige ständige Einwirkungen wie Erddrücke
- Wasserlasten im normalen Betrieb (max. Betriebswasserspiegel) und maßgebender Unterwasserspiegel
- zu den Wasserlasten zugehörige Sohl- und Fugenwasserdrücke

Bei der Bemessungssituation 2 werden zusätzlich noch die folgenden Einwirkungen berücksichtigt, wobei jeweils nur eine Einwirkung mit der maßgebenden Kombination der Bemessungssituation 1 zu überlagern ist:

- Wasserlast und Sohlwasserdruck bei einem Hochwasser größerer Wahrscheinlichkeit
- Eislast
- Betriebserdbeben (OBE)

Bei der Bemessungssituation 3 ist mit der maßgebenden Kombination der BS1 jeweils eine der folgenden Einwirkungen zu kombinieren:

- Wasserlasten und Sohlwasserdruck beim extremen Hochwasser
- Sicherheitserdbeben (MCE)

In den amerikanischen Richtlinien wird die Eislast der BS1 (usual loading condition) zugeordnet, aber diese Einwirkung ist nicht mit dem OBE und auch nicht mit Hochwasser zu überlagern.

Für Hochwasserrückhaltebecken wird das Auslegungshochwasser in der Regel ebenfalls der Bemessungssituation 1 zugeordnet.

Zusammenfassung:

Bei der Zuordnung der einzelnen Einwirkungen zu den Bemessungssituationen gibt es in den betrachteten Regelwerken nur geringe Unterschiede. Eislasten der BS2 zuzuordnen erscheint adäquat. Für den Nachweis der Tragsicherheit genügt es nur das extreme Hochwasser und das extreme Erdbeben zu berücksichtigen. Diese Einwirkungen sind der BS3 zuzuordnen.

6.2. Erforderliche Nachweise

Nach dem Eurocode (EC0) sind für Tragwerke eine ausreichende Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nachzuweisen. Die Nachweise der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sind in Form von Nachweisen gegenüber Grenzzuständen zu führen. Es sind dabei alle maßgebenden Bemessungssituationen und Grenzzustände zu berücksichtigen.

In der französischen Richtlinie wurden die Begriffe und die Nachweisführung vom Eurocode übernommen. Für Gewichtsmauern sind die folgenden Grenzzustände nachzuweisen (sinngemäß zitiert):

- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich Fugenöffnungen und Rissfortpflanzung
- Grenzzustand der Tragfähigkeit hinsichtlich Gleiten
- Grenzzustand der Tragfähigkeit hinsichtlich Druckbeanspruchung

Weiters können nach dieser Richtlinie in speziellen Fällen noch folgende Grenzzustände nachzuweisen sein:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit des Untergrundes
- Grenzzustand der Tragfähigkeit hinsichtlich Aufschwimmen

Angemerkt wird in der Richtlinie, dass der Nachweis der Tragfähigkeit hinsichtlich Druckbeanspruchung in den meisten Fällen etwas theoretisch ist. Weiters zeigt die Ursachenforschung für das Versagen von Gewichtsmauern, dass bei den Brüchen im Sperrkörper immer das Überschreiten der Scherfestigkeit der Grund war, die anderen Versagen waren eine Folge von Erosionen im Untergrund.

In den anderen betrachteten Regelwerken werden zum Nachweis der Sicherheit von Gewichtsmauern im Wesentlichen die gleichen Nachweise verlangt wie in der französischen Richtlinie, es werden dafür etwas andere Begriffe verwendet:

In der DIN 19700-11 werden die folgenden Nachweise verlangt:

- Nachweis der Einhaltung der zulässigen Hauptdruckspannung
- Nachweis klaffender Fugen – unter Beachtung von Risswasserdruck außer in erdbebenbedingten Rissbildungen und -aufweitungen.

- Nachweis der Kraftübertragung in Fugen des Bauwerkes, der Aufstandsfläche und Trennflächen des Untergrundes

In der amerikanischen Richtlinie [USACE, 1995] werden die folgenden Nachweise verlangt:

- Sicherheit gegenüber Kippen in allen horizontalen Ebenen im Sperrkörper, in der Aufstandsfläche und in Ebenen im Untergrund
- Sicherheit gegenüber Gleiten in allen horizontalen bzw. annähernd horizontalen Ebenen im Sperrkörper, in der Aufstandsfläche und in allen Trennflächenkombinationen im Untergrund
- Einhaltung der zulässigen Spannungen im Beton und im Untergrund

Die Nachweise nach der chinesischen Richtlinie sind:

- Grenzzustand der Druckbeanspruchung des Betons
- Grenzzustand des Gleitens entlang von Arbeitsfugen, der Aufstandsfläche und Trennflächen im Untergrund

Zu den Nachweisführungen in den betrachteten Regelwerken ist anzumerken, dass nur mehr in [USACE, 1995] von einem Nachweis der Kippsicherheit gesprochen wird. Dieser Nachweis erfolgt jedoch auch so wie in allen anderen Regelwerken durch eine Begrenzung der Tiefe von Klaffungen bzw. durch Vorgaben für die zulässigen Zugspannungen. In der französischen Richtlinie wird dieser Nachweis sogar als Nachweis der Gebrauchstauglichkeit geführt und in [FERC, 2002] gibt es keine dezidierten Vorgaben für die Begrenzung der Tiefe von Klaffungen. Dem liegt der Gedanke zu Grunde, dass, wie bereits erwähnt, das Strukturversagen immer über ein Versagen des Restquerschnittes erfolgt – auch bei einer großen Klaffung der Aufstandsfläche oder von Arbeitsfugen ist der Versagensmechanismus nicht ein Kippen, sondern ein Gleiten oder Scherbruch im verbleibenden Kontaktbereich. Dennoch ist es zweckmäßig, und dies wird auch in den meisten Regelwerken so gehandhabt, für den Nachweis der Sicherheit auch die Tiefe von Klaffungen zu begrenzen. Dabei ist es unerheblich, ob dieser Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit oder der Tragsicherheit zugeordnet wird.

Zusammenfassung:

Der Nachweis der Tragsicherheit von Gewichtsmauern ist gegenüber den folgenden Grenzzuständen zu führen:

- Versagen des Betons durch Druckbeanspruchung
- Versagen durch Fugenöffnungen und Rissfortpflanzung (Klaffungen) – ersetzt den Nachweis der Kippsicherheit
- Gleiten in Fugen bzw. Klüften
- Versagen des Felsuntergrundes durch Druckbeanspruchung oder Gleiten entlang von Trennflächen

6.3. Berechnungsmodelle

In den meisten Regelwerken werden auch Angaben zu den Berechnungsmodellen gemacht.

In der französischen Richtlinie werden die beiden Möglichkeiten

- Vereinfachte 2D-Berechnung und
- 2D oder 3D Finite Elemente Berechnung

kurz beschrieben.

Zur vereinfachten Berechnung wird insbesondere angemerkt, dass die Spannungen in der Aufstandsfläche ohne Berücksichtigung der Variation der Steifigkeit des Felsuntergrundes ermittelt werden und die Annahme einer linearen Spannungsverteilung eine vereinfachende Hypothese ist, die die Schubspannungen unterbewertet. Die Beurteilung der Ergebnisse ist daher Experten vorbehalten, insbesondere wenn Klaffungen auftreten, oder Zugfestigkeiten in Anspruch genommen werden.

Die Ausweitung von Klaffungen kann bei beiden Verfahren berechnet werden. Beim vereinfachten Verfahren hat dies iterativ unter Berücksichtigung der Änderung des Wasserdruckes zu erfolgen. In der deutschsprachigen Literatur wird dafür auch der Begriff Lieckfeldtnachweis verwendet, z.B. [Rißler, 1988].

Die Berechnungen werden in der Regel an ebenen Schnitten durchgeführt. In einigen Veröffentlichungen z.B. [Lombardi, 2007] wird auch auf die Frage der Gleitsicherheit der Sperrenblöcke in den Flanken, bei einer quer zur Berechnungsebene geneigten Aufstandsfläche eingegangen. In den betrachteten Regelwerken werden dazu keine Angaben gemacht.

Über die Berücksichtigung großer Hohlräume in den Berechnungen werden in den betrachteten Regelwerken keine näheren Angaben gemacht. In [ChinaEC, 2000, Seite 181] sind Hinweise für die konstruktive Ausbildung der Hohlräume zu finden und es ist dort angemerkt, dass Spannungsanalysen durchzuführen sind.

Zusammenfassung:

Für die statischen Einwirkungen ist für den Nachweis der Tragsicherheit eine 2D-Berechnung nach der vereinfachten Methode ein allgemein akzeptiertes Verfahren. FE-Berechnungen (2D oder 3D) können erforderlich werden, z.B. auf Grund der Untergrundverhältnisse, bei einer komplexeren Geometrie oder großen Hohlräumen. In der Tat wird heutzutage meist nicht mehr das vereinfachte Verfahren angewendet, sondern es werden FE-Berechnungen durchgeführt, vor allem auch im Zusammenhang mit dynamischen Berechnungen. Dabei ergibt sich oftmals die Schwierigkeit, dass als Ergebnisse der FE-Berechnung in erster Linie die Spannungen vorliegen, der Nachweis der Gleitsicherheit nach den Regelwerken jedoch auf den Schnittkräften basiert.

Für die Sperrenblöcke in den Flanken ist zu prüfen, ob eine reine 2D-Betrachtung gerechtfertigt ist oder die Neigung der Aufstandsfläche quer zur Berechnungsebene berücksichtigt werden muss.

7. Bedingungen für die Grenzzustände

7.1. Vorbemerkungen

Wie bereits erwähnt, erfolgt nach allen Regelwerken, mit Ausnahme der chinesischen Richtlinie, die Ermittlung der Beanspruchung mit den charakteristischen Einwirkungen, ohne Erhöhung durch Teilsicherheitsbeiwerte. In [ChinaEC, 2000, Seite 190] sind auf der Einwirkungsseite insgesamt drei Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen, und zwar:

- Für die einzelnen Einwirkungen – für die zwei wichtigsten Einwirkungen Eigengewicht und Wasserlast ist dieser allerdings 1,0
- Für die Bedeutung des Bauwerkes ein Faktor zwischen 1,1 und 0,9
- Für die Bemessungssituation: 1,0 für ständig, 0,95 für vorübergehend und 0,85 für außergewöhnlich

Weiters ist auf der Widerstandsseite neben dem Teilsicherheitsbeiwert für die einzelnen Widerstände auch ein solcher für die Struktur eingeführt. Er beträgt 1,2 für den Grenzzustand des Gleitens und 1,8 für den Grenzzustand der Druckbeanspruchung (Seite 192).

In den nachfolgenden Tabellen für die Sicherheitsbeiwerte werden diese Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend berücksichtigt, um einen Vergleich der Sicherheiten der einzelnen Regelwerke zu ermöglichen.

7.2. Klaffungen bzw. Ausweitung von Klaffungen

Nach allen Regelwerken ist nachzuweisen, dass in der Aufstandsfläche und in den Arbeitsfugen im Sperrkörper keine Fugenöffnungen (Klaffungen) auftreten, bzw. deren Tiefe ein vorgegebenes Maß nicht überschreitet. Dieser Nachweis ersetzt, wie bereits erwähnt, den Nachweis der Kippsicherheit.

Nach der französischen Richtlinie [CFBR, 2012, Seite 82] muss für den Fall ohne Klaffung an der Wasserseite der betrachteten Fuge und für den Fall einer Klaffung an der Fugenspitze die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\sigma_n' > -f_{tk} / \gamma_{mft}$$

Dabei bedeuten:

- σ_n' effektive Normalspannung an der Wasserseite bzw. Fugenspitze (Druck positiv)
- f_{tk} charakteristische Zugfestigkeit in der Arbeitsfuge bzw. Aufstandsfläche
- γ_{mft} Teilsicherheitsbeiwert für die Zugfestigkeit (Tabelle 2)

Die Tiefe einer Klaffung ist iterativ zu berechnen, da sich mit der Klaffung ja auch der Fugengewasserdruck ändert. Es sind für die einzelnen Bemessungszustände die folgenden Grenzwerte vorgeschrieben:

- quasi-permanent: keine Klaffung
- selten max. bis zum Drainageschirm oder 25% des Querschnittes
- extrem keine Vorschreibung

Für die extreme Lastfallkombination wird keine maximale Tiefe einer Klaffung vorgegeben, es muss an der Fugenspitze allerdings $\delta\sigma/\delta l > 0$ (l Länge der Klaffung) erfüllt sein. Diese Bedingung wird als Hoffman-Bedingung bezeichnet und ist äquivalent der Bedingung, die beim Lieckfeldnachweis zu erfüllen ist. Es wird empfohlen, hinsichtlich der charakteristischen Zugfestigkeit eine Parameterstudie durchzuführen und dabei für f_{tk} auch 0 anzunehmen.

Nach [DIN 19700-11, 2004, Seite 41] muss für die Bemessungssituationen 1 und 2 die Resultierende der Kräfte im Kernbereich des Querschnittes liegen. Bei einer linearen Spannungsverteilung bedeutet dies, dass keine Zugspannungen und damit auch keine Klaffungen zugelassen sind. Für die Bemessungssituation 3 darf die Außermittigkeit der Resultierenden höchstens ein Drittel der Querschnittsbreite betragen. Bei einer linearen Spannungsverteilung

lung unter Ausschaltung der Zugzone bedeutet dies eine maximal zulässige Klaffung bis zur Querschnittsmitte. In [DVWK, 1996, Seite 31] sind die Forderungen betreffend Klaffungen weniger streng, sie beziehen sich offenbar auf eine ältere Version der DIN 19700-11.

Nach der österreichischen Richtlinie werden aller Voraussicht nach für die Tiefe der Klaffung für die einzelnen Bemessungssituationen die folgenden Grenzwerte angegeben werden:

- BS1: keine Klaffung
- BS2: 25% des Querschnitts
- BS3: 50% des Querschnitts

Die Richtlinien der drei US-Institutionen FERC, USBR und USACE weisen hinsichtlich der Nachweisführung und der Vorgaben für die Begrenzung von Klaffungen bzw. von Zugspannungen geringfügige Unterschiede auf – siehe dazu [USACE, 2000]. Zum Teil sind die vorgegebenen Kriterien auch nur für neue Sperren anzuwenden – z.B. [USBR, 1987, Seite 329].

Nach [USACE, 1995] und [FERC, 2002] sind die Sohlwasserdrücke bei der Ermittlung der Schnittkräfte und Spannungen zu berücksichtigen. In [USACE, 1995, Seite 4-4] wird als Kriterium die Lage der Resultierenden im Querschnitt für die einzelnen Lastfallkombinationen vorgegeben:

- Usual im mittleren 1/3 der Aufstandsfläche
- Unusual in der mittleren Hälfte der Aufstandsfläche
- Extreme ausreichend innerhalb der Aufstandsfläche

Das heißt, für die Lastfallkombination usual darf keine Klaffung auftreten und für die Lastfallkombination unusual eine Klaffung bis maximal 25% der Querschnittsbreite. In [FERC, 2002, Seite 3-28] werden für bestehende Sperren für die Klaffungen keine Vorgaben gemacht, die Sicherheit gegen unzulässige Klaffungen und damit auch gegen Kippen wird durch die Vorgaben für die erforderlichen Sicherheiten im Restquerschnitt gewährleistet.

Nach [USBR, 1987, Seite 329] wird der Sohlwasserdruck bei den zulässigen Spannungen wie folgt berücksichtigt:

$$\sigma_{zu} = p \cdot w \cdot h - f_t/s$$

Dabei bedeuten:

- σ_{zu} kleinste zulässige Druckspannung
- p Faktor zur Berücksichtigung der Drainagen
- $w \cdot h$ Wasserdruck
- f_t/s Zugfestigkeit durch Sicherheitsfaktor

Für die Lastfallkombinationen usual und unusual dürfen keine Klaffungen auftreten und in der Aufstandsfläche sind keine Zugspannungen zugelassen. Angemerkt ist auch, dass σ_{zu} immer positiv sein muss, d.h. f_t/s nicht größer als $p \cdot w \cdot h$ angenommen werden darf.

In der chinesischen Richtlinie sind keine Angaben über die zulässige Tiefe einer Klaffung zu finden und beim Sohlwasserdruck werden auch keine Angaben über die Ansätze im Fall einer Klaffung gemacht. In [ChinaEC, 2000, Seite 200] ist festgelegt, dass bei einer Berechnung mit Finiten Elementen der Bereich der wasserseitigen Zugspannungen unter Berücksichtigung des Sohlwasserdruckes 7% der Querschnittsbreite nicht überschreiten darf. Es scheint so, dass davon ausgegangen wird, dass bei der vereinfachten Berechnung, bei einer linearen Spannungsverteilung, keine Zugspannungen und damit auch keine Klaffungen auftreten.

Die zulässige Tiefe von Klaffungen und die zulässigen Zugspannungen nach den betrachteten Regelwerken sind in den nachfolgenden Tabellen 1 und 2 zusammengefasst.

	BS1/Usual	BS2/Unusual	BS3/Extreme
[CFBR, 2012, Seite 82]	0	25%	*)
[DIN 19700-11, 2004, Seite 41]	0	0	50%
[USACE, 1995, Seite 4-4]	0	25%	*)
[USBR, 1987, Seite 329]	0	0	*)
[FERC, 2002, Seite 3-28]	*)	*)	*)
[ÖStBK, 2014] voraussichtlich	0	25%	50%

Tabelle 1: Zulässige Tiefe von Klaffungen in % des Gesamtquerschnittes

Anmerkungen:

*) keine Vorgaben, gefordert wird eine ausreichende Sicherheit im Restquerschnitt

	BS1/Usual		BS2/Unusual		BS3/Extreme	
	Basis	Sperre	Basis	Sperre	Basis	Sperre
[CFBR, 2012, Seite 83 und 85]	3,0	3,0	3,0	3,0	1,0	1,0
[DIN 19700-11, 2004, Seite 41]	kZ					
[USACE, 1995, Seite 4-4]	kZ	kZ	kZ	3,8*)	kZ	1,5*)
[USBR, 1987, Seite 329]	kZ	3,0	kZ	2,0	kZ	1,0
[FERC, 2002, Seite 3-26]	kZ	**)	kZ	**)	kZ	1,35**)
[ÖStBK, 2014] voraussichtlich	kZ	3,0	kZ	2,0	kZ	1,3

Tabelle 2: Sicherheitsbeiwerte für Zugspannungen

Anmerkungen:

kZ keine Zugspannungen zugelassen

*) Werte aus der in [USACE, 1995, Seite 4-4] angegebenen zulässigen Spannung und der in [USACE, 1995, Seite 3-2] angegebenen Zugfestigkeit ermittelt.

**) Nur Vorgaben für den „worst static“ Fall, Wert analog wie bei [USACE, 1995] umgerechnet.

Zusammenfassung:

Für den Nachweis der Zulässigkeit von Klaffungen und damit für den Nachweis der Kippsicherheit in der Aufstandsfläche und in Arbeitsfugen sind aus meiner Sicht, unter der Annahme einer linearen Spannungsverteilung, die folgenden Kriterien angemessen:

- Für die Bemessungssituation 1 (zumindest bei Neuanlagen) keine Klaffungen. Für BS2 und BS3 Klaffungen bis höchstens 50% der Querschnittsbreite. Klaffungen sind für die statischen Einwirkungen unter Berücksichtigung des Sohlwasserdruckes iterativ zu ermitteln.
- Für die Aufstandsfläche darf keine Zugfestigkeit vorausgesetzt werden, für Arbeitsfugen darf bei einer gesamthaft guten Qualität eine Zugfestigkeit angenommen werden – Sicherheitsbeiwerte etwa 3,0/2,0/1,3 für BS1/BS2/BS3. Für die BS1 Begrenzung der zulässigen Zugspannung wie in [USBR, 1987, Seite 329] festgelegt.

7.3. Versagen durch Druckbeanspruchung

In mehreren Regelwerken wird darauf hingewiesen, dass die Druckfestigkeiten des Betons bzw. des Untergrundes für die Tragsicherheit einer Gewichtsmauer in der Regel nicht maßgebend sind. Dennoch wird in den Regelwerken auch der Grenzzustand des Versagens durch Druckbeanspruchung behandelt. In der französischen Richtlinie [CFBR, 2012, Seite 85] lautet die Bedingung dafür wie folgt:

$$\gamma_{d2} \cdot \sigma'_n < f_c / \gamma_{mfc}$$

Dabei bedeuten:

- σ'_n Normalspannung
- f_{ck} charakteristische Druckfestigkeit für den Beton bzw. den Fels
- γ_{d2} Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung = 1,0
- γ_{mfc} Teilsicherheitsbeiwert für die Druckfestigkeit

In den anderen betrachteten Regelwerken sind im Wesentlichen die Nachweise in gleicher Form zu erbringen. Die Sicherheitsbeiwerte sind in der nachfolgenden Tabelle 3 zusammengefasst.

	BS1/Usual	BS2/Unusual	BS3/Extreme
[CFBR, 2012, Seite 86]	3,0	2,0	1,0
[DIN 19700-11, 2004, Seite 42]	2,1	1,7	1,2
[USACE, 1995, Seite 4-4]	3,3	2,0	1,1
[USBR, 1987, Seite 328]	3,0 bzw. 4,0*)	2,0 bzw. 2,7*)	1,0 bzw. 1,3*)
[FERC, 2002, 3-26]	**)		
[ChinaEC, 2000] ***)	1,1·1,0·1,8·1,5=2,97	1,1·0,95·1,8·1,5=2,82	1,1·0,85·1,8·1,5=2,52
[ÖStBK, 2014] voraussichtlich	3,0	2,0	1,5

Tabelle 3: Sicherheitsbeiwerte für Druckbeanspruchung

Anmerkungen:

- *) Werte für Sperrenkörper bzw. Untergrund
- **) Begrenzt werden die Hauptzugspannungen für den Fall „worst static“ mit einem rückgerechneten Sicherheitsbeiwert von 2,3/1,7=1,35 (2,3 aus [USACE, 1995, Seite 4-4] und 1,7 aus [FERC, 2002, 3-26])
- ***) Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend [ChinaEC, 2000, Seite 190-192] für γ_0 , ψ , γ_d , γ_m

Zusammenfassung:

Der Nachweis für den Grenzzustand des Versagens durch Druckbeanspruchung ist in der Regel nicht maßgebend, er wird dennoch geführt. Sicherheitsbeiwerte von 3,0/2,0/1,5 für BS1/BS2/BS3 erscheinen angemessen.

einer Kohäsion geringere Sicherheiten vorgeschrieben als mit Berücksichtigung einer Kohäsion.

Einen sehr guten Überblick zum Nachweis der Gleitsicherheit von Gewichtsmauern bietet [ICOLD-EC, 2004a], es sind darin auch die Nachweiskriterien weiterer Länder enthalten. Im Folgenden aus dieser Zusammenstellung noch die Sicherheitsbeiwerte für die „normalen“ Lastfallkombinationen (Bemessungssituation 1) einiger Länder:

- In Spanien sind für den Reibungswiderstand und die Kohäsion sehr unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte anzusetzen, nämlich 1,5 und 5,0 – ähnliches gilt auch für Portugal.
- In Canada ist, wenn die Materialkennwerte auf Versuchsergebnissen basieren, ein Sicherheitsbeiwert von 2,0 anzusetzen, wenn keine direkten Versuche vorliegen ist mit einem Wert von 3,0 zu rechnen.
- In Norwegen werden die Fälle mit und ohne Kohäsion unterschieden. Mit Kohäsion ist mit einem Sicherheitsfaktor von 3,0 und ohne Kohäsion mit 1,5 zu rechnen.
- In Italien wird ein zulässiger Reibungswinkel von $\tan(\varphi) = 0,75$ vorgegeben.

Zusammenfassung:

Der Nachweis der Gleitsicherheit ist nach den Regelwerken auf Basis der Schnittkräfte unter Berücksichtigung des Sohl- bzw. Fugenwasserdruckes und nach dem Bruchkriterium von Mohr-Coulomb zu führen. Für die Vorgaben der Sicherheitsbeiwerte gibt es, wie die obigen Ausführungen zeigen, mehrere Möglichkeiten. Sicherheitsbeiwerte für BS1 und BS2 ähnlich wie in [CFBR, 2012] erscheinen angemessen, für BS3 sollten auch Werte $> 1,0$ vorgegeben werden.

8. Erdbebennachweise

Für die Erdbebennachweise gibt es in den betrachteten Regelwerken sehr unterschiedliche Herangehensweisen wie z.B.: keine Nachweise bei bestimmten Voraussetzungen, Nachweise analog zu den statischen Nachweisen, nur Nachweise für den Zustand nach dem Erdbeben.

Nach der französischen Richtlinie sind die Erdbebennachweise für das Sicherheitserdbeben (SES) zu führen. Die Erdbebenkennwerte für das Sicherheitserdbeben können auf der Grundlage einer Zoneneinteilung oder durch eigene Untersuchungen für den betreffenden Standort ermittelt werden.

Für insgesamt 5 seismische Zonen und 4 Klassen von Talsperren werden die maximalen horizontalen und vertikalen Beschleunigungen angegeben. In den Zonen 1 bis 4 liegen die maximalen horizontalen Beschleunigungen für die Talsperrenklasse A (höchstes Gefährdungspotenzial) zwischen $0,9 \text{ m/s}^2$ und $3,5 \text{ m/s}^2$ und die maximalen vertikalen Beschleunigungen zwischen $0,7 \text{ m/s}^2$ und $3,2 \text{ m/s}^2$. Die maximalen Beschleunigungen in vertikaler Richtung sind generell etwas höher als $2/3$ der horizontalen Werte. Die Werte gelten für Felsuntergrund, für andere Untergrundverhältnisse wird auf den Eurocode verwiesen. Die Zone 5 betrifft die französischen Antillen, dort sind wesentlich höhere Erdbebenbeschleunigungen anzunehmen.

Für Gewichtsmauern muss nur für die Zone 5 auch ein Nachweis für ein zweites Erdbeben, nämlich das SBE (Betriebserdbeben) geführt werden. Weiters ist ausgeführt, dass für Gewichtsmauern auf Felsuntergrund unter den folgenden Bedingungen die Erdbebensicherheit auf Grund der Erfahrung sichergestellt ist und damit auch der rechnerische Nachweis für das Sicherheitserdbeben entfallen kann:

- Konstruktion der Sperre nach den Regeln der Technik
- Befriedigendes Verhalten der Sperre
- Maximale horizontale Beschleunigung nicht größer als $1,2 \text{ m/s}^2$
- Für den Regellastfall keine effektiven Zugspannungen

Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, so ist ein rechnerischer Nachweis zu führen, dazu wird für das Rechenmodell eine progressive Herangehensweise empfohlen, nämlich:

- Phase 1: Pseudostatische bzw. pseudodynamische Methode
- Phase 2: Lineare dynamische Berechnung
- Phase 3: Post-elastische Analyse nach Newmark oder „kinetic block“
- Phase 4: Nichtlineare Berechnung

In einer Matrix wird sodann auf Grund der Erdbebenzone und Talsperrenklasse die erforderliche Nachweisstufe festgelegt. Eine dynamische Berechnung (Phase 1 und 2) ist demnach nur für Talsperren der Klasse A und maximale horizontale Beschleunigungen ab $2,4 \text{ m/s}^2$ erforderlich.

Nach der chinesischen Richtlinie darf für Gewichtsmauern bis 70 m Höhe außer für bestimmte Bedeutungs- und Erdbebenklassen der Erdbebennachweis nach der pseudostatischen Methode geführt werden. Als dynamische Berechnung wird die Response-Spektrum-Methode empfohlen, für sehr bedeutende Gewichtsmauern ergänzt mit einer Zeitverlaufsberechnung.

Nachzuweisen ist eine ausreichende Festigkeit des Sperrenkörpers und die Gleitsicherheit in der Aufstandsfläche. Die für die Nachweise anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte für die Struktur hängen vom verwendeten Rechenverfahren ab, sie sind beim pseudostatischen Verfahren wesentlich höher als bei einer dynamischen Berechnung.

In [FERC, 2002, Seite 3-15 und 3-20] wird dargelegt, dass für den Lastfall Erdbeben keine Sicherheiten zu berechnen sind. Es geht vielmehr darum, die Schäden, die durch ein Erdbeben verursacht werden zu ermitteln und für den Zustand nach dem Erdbeben eine ausrei-

chende Sicherheit nachzuweisen. Als Berechnungsmethode wird den einfacheren Verfahren wie der pseudodynamischen Methode oder der Response-Spektrum- Methode der Vorzug gegenüber den anspruchsvolleren Methoden gegeben. Für den Fall von Rissbildungen im Sperrenkörper wird auf die „block rocking analysis“ verwiesen.

Nach [USBR, 1987, Seite 333] ist in einem Riss, der von einem Erdbeben verursacht wird, kein Fugenwasserdruck anzusetzen. Es wird angenommen, dass durch die Rissöffnung der Druck absinkt und in der kurzen Zeit der Öffnung das Wasser nicht nachdringen kann.

Für die Erdbebenberechnung von Talsperren gibt es in den USA noch eine weitere Richtlinie, und zwar von der Federal Emergency Management Agency [FEMA, 2005]. Nach dieser Richtlinie (Seite 21) sind für Betonsperren ohne konstruktive Defizite bis zu einer maximalen Bodenbeschleunigung von 0,2 g keine Erdbebennachweise erforderlich – bei Gewichtsmauern nur, wenn für die statischen Lastfälle die Resultierende im Kernbereich liegt. Für den Nachweis der Gleitsicherheit werden zwei Möglichkeiten aufgezeigt (Seite 26), nämlich: Sicherheitsbeiwerte analog zu den statischen Lastfällen, oder Nachweis, dass Gleitungen ein zulässiges Maß nicht übersteigen.

Zusammenfassung:

Nach einigen Regelwerken sind für „solide“ Gewichtsmauern bis zu gewissen Erdbebenbeschleunigungen keine Erdbebennachweise erforderlich. Aus formalen Gründen und um Erfahrungen mit Berechnungen zu gewinnen, sind dennoch auch für diese Fälle Nachweise zu empfehlen.

Im Bereich von Klaffungen keine Sohlwasserdrücke anzusetzen erscheint akzeptabel. Generell können die Berechnungen so wie nach [USBR, 1987] ohne Sohl- bzw. Fugenwasserdrücke durchgeführt werden – Berücksichtigung der Wasserdrücke bei den zulässigen Zugspannungen.

Der Nachweis der Gleitsicherheiten kann entweder analog zu den statischen Lastfällen oder über die Ermittlung von Gleitungen geführt werden. Im letzteren Fall sind auch die Sicherheiten für den Zustand „post earthquake“ nachzuweisen.

9. Unterlagen

9.1. Regelwerke

[CFBR, 2012] Comité français des barrages et réservoir, Groupe de Travail justification des barrages-poids, „Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids“, Octobre 2012

[ChinaEC, 2000] China Electricity Council, „The Standards Compilation of Water Power in China“, 2000

[DIN 19700-11, 2004] Deutsche Norm, „Stauanlagen – Teil 11: Talsperren“, April 2004

[DIN 19702, 1992] Deutsche Norm, „Standicherheit von Massivbauwerken im Wasserbau“, Oktober 1992

[DIN 19702, 2010] Deutsche Norm, „Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit“, Juni 2010

[DVWK, 1996] Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, „Berechnungsverfahren für Gewichtsmauern – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund“, Merkblätter zur Wasserwirtschaft, 242/1996.

[FEMA, 2005] Federal Emergency Management Agency, „Federal Guidelines for Dam Safety – Earthquake Analyses and Design of Dams“, May 2005.

[FERC, 2002] Federal Energy Regulatory Commission, „Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 3, Gravity Dams“, 2002.

[ÖStBK, 1996] Österreichisches Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Staubeckenkommission „Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3, Richtlinien“, 1996.

[ÖStBK, 2014] Österreichisches Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Staubeckenkommission „Richtlinie zum Nachweis der Tragsicherheit von Betonsperren, in Ausarbeitung.

[USACE, 1995] US Army Corps of Engineers, „Gravity Dam Design“, EM 1110-2-2200, 1995.

[USACE, 2000] US Army Corps of Engineers, „Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Uplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Federal Agencies“, 2000.

[USBR, 1987] United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation, „Design of Small Dams“, 1987.

9.2. Bulletins

[ICOLD-EC, 2004a] ICOLD European Club, Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams, Final Report, 2004

[ICOLD-EC, 2004b] ICOLD European Club, Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams, Final Report, 2004

[ICOLD, 1989] „Selecting Seismic Parameters for large Dams“, ICOLD-Bulletin 72, 1989.

[ICOLD, 1996] „Dams and Related Structures in Cold Climate“, ICOLD-Bulletin 105, 1996.

[ICOLD, 2009] „The Physical Properties of Hardened Conventional Concrete in Dams“, ICOLD-Committee on Concrete Dams, 2009.

9.3. Literatur

[Comfort, 2003] G. Comfort, et al, „Static Ice Loads on Dams“, 21st ICOLD-Congress Montréal, Q.82-R.47, 2003.

[Leliavsky, 1960] S. Leliavsky, „Uplift in Gravity Dams, Part One – Part Five”, Water Power, October 1959 – February 1960.

[Lombardi, 2007] G. Lombardi, „3-D Analysis of Gravity Dams”, Hydropower & Dams, Issue One, 2007.

[Stucky, 1957] A. Stucky, M. Derron, “Problèmes Thermiques Posés par la Construction des Barrages-Réservoirs, École Polytechnique de l’Université de Lausanne, Publication 38.

[Rißler, 1988] P. Rißler, „Porenwasserdruck und Sohlwasserdruck beim Standsicherheitsnachweis durchsickerter Gewichtsmauern“, Wasserwirtschaft 78, 1988.