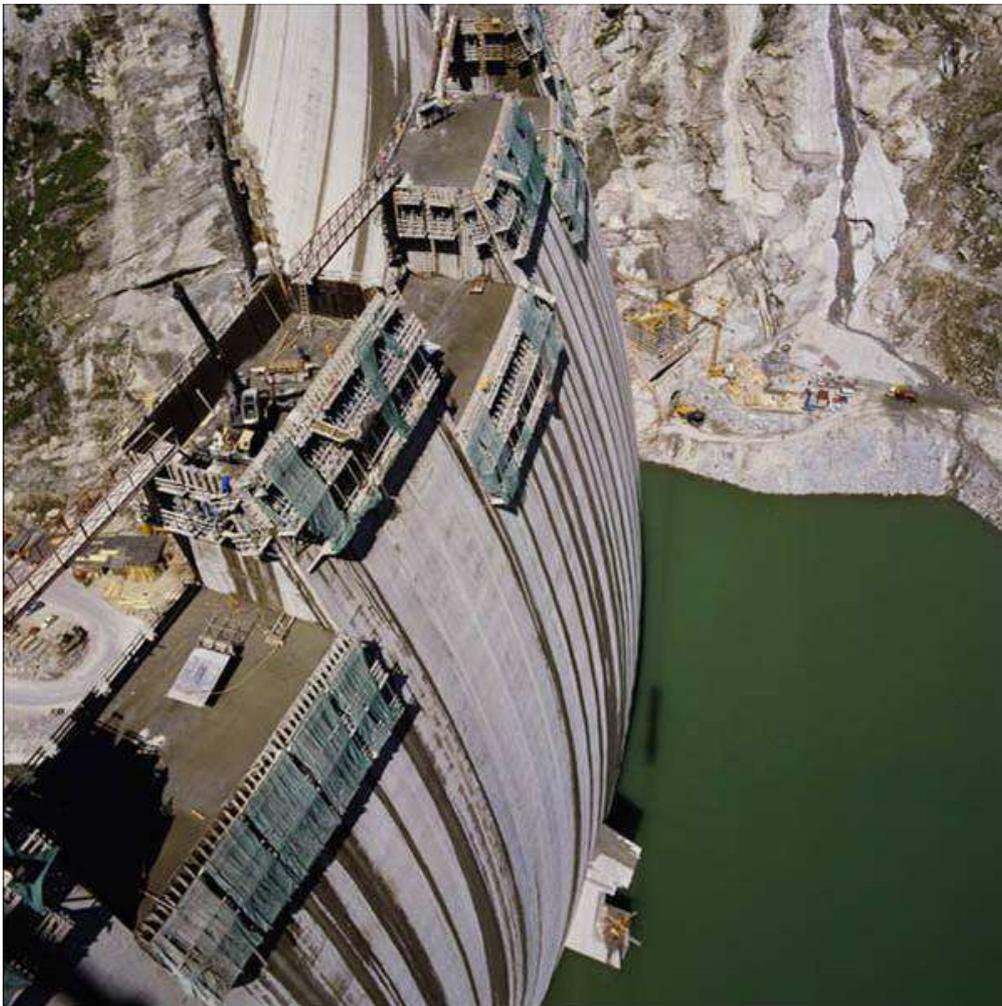




**Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt
und Wasserwirtschaft**
Österreichische Staubeckenkommission

**Richtlinie zum Nachweis der Tragsicherheit
von Betonsperren**



Impressum

Herausgeber

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft
Österreichische Staubeckenkommission

Autorenteam

BR h.c. Dipl.-Ing. Dr. Pius Obernhuber (Leitung)

MR Dipl.-Ing. Helmut Czerny

Dipl.-Ing. Dr. Roman Kohler

MR Dipl.-Ing. Rudolf Melbinger

Dipl.-Ing. Dr. Oswald Neuner

Dipl.-Ing. Dr. Walter Pichler

BR h.c. Dipl.-Ing. Dr. Ernst Pürer

Dipl.-Ing. Dr. Jürgen Suda

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Gerald Zenz

Der Entwurf der Richtlinie (Version 1.0, November 2016) wurde der Staubeckenkommission in der 97. Sitzung vorgelegt und von dieser nach eingehender Diskussion vorläufig genehmigt. In der vorliegenden Fassung wurden die Anregungen der Staubeckenkommission berücksichtigt.

Titelbild

Sperre Zillergründl der VERBUND Hydro Power GmbH

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	5
1.1.	Veranlassung	5
1.2.	Zielsetzung	5
1.3.	Anwendungsbereich	5
2.	Konstruktionsmerkmale von Betonsperren	5
2.1.	Sperrenformen	6
2.1.1.	Gewichtsmauer	6
2.1.2.	Bogengewichtsmauer	6
2.1.3.	Gewölbemauer	6
2.1.4.	Pfeilermauer	7
2.1.5.	Sonderformen für Wildbachschutzbauwerke	7
2.2.	Untergrund und Aufstandsfläche	7
2.3.	Absperrbauwerk	8
2.4.	Dicht- und Drainagekonzept	8
3.	Nachweiskonzept	9
4.	Einwirkungen	10
4.1.	Allgemeines	10
4.2.	Eigengewicht	10
4.3.	Erddruck	10
4.4.	Vorgespannte Anker	11
4.5.	Wasserdruck	11
4.6.	Fugenwasserdrücke	12
4.7.	Eislast	14
4.8.	Temperatur	14
4.9.	Erdbeben	15
4.10.	Weitere Einwirkungen	16
5.	Bemessungssituationen	16
5.1.	Allgemeines	16
5.2.	Ständige Bemessungssituation – BS1	16
5.3.	Vorübergehende Bemessungssituation – BS2	17
5.4.	Außergewöhnliche Bemessungssituation – BS3	17
5.5.	Einwirkungskombinationen	17
6.	Widerstände	19
6.1.	Allgemeines	19
6.2.	Homogener Beton	19
6.2.1.	Druckfestigkeit	19
6.2.2.	Zugfestigkeit	20
6.2.3.	Dynamische Festigkeiten	20
6.3.	Arbeitsfuge	20
6.4.	Aufstandsfläche	21
6.5.	Felsuntergrund	22
7.	Nachweise bei Gewichtsmauern	22
7.1.	Berechnungsmodelle	22
7.2.	Bedingungen für die Grenzzustände	23
7.2.1.	Klaffungen	23
7.2.2.	Versagen durch Druckbeanspruchung	23
7.2.3.	Versagen durch Gleiten	24
7.2.4.	Teilsicherheitsbeiwerte	24
8.	Nachweise bei Gewölbemauern	24

8.1.	Berechnungsmodelle.....	24
8.2.	Bedingungen für die Grenzzustände	25
8.2.1.	Überschreitung der Zugfestigkeit.....	25
8.2.2.	Versagen durch Druckbeanspruchung	26
8.2.3.	Versagen durch Gleiten.....	26
8.2.4.	Versagen im Felsuntergrund	26
8.2.5.	Teilsicherheitsbeiwerte.....	27
9.	Bauwerke aus Stahlbeton.....	27
10.	Erdbebennachweise.....	27
11.	Literatur.....	27

1. Einleitung

1.1. Veranlassung

Talsperren (Staudämme bzw. Betonsperren) sind Bauwerke, die einen Talquerschnitt absperren, um Wasser zu speichern. Im Sinne der Baunormen handelt es sich bei den Talsperren um Sonderbauwerke, die nur bedingt in den Anwendungsbereich der einschlägigen Normen fallen. In der Europäischen Norm EN 1990 (ÖNORM EN 1990:2003, Pkt. 1.1) ist dazu angemerkt: „Für Sonderbauwerke (z. B. Kerntechnische Anlagen, Dämme usw.) können weitere Regelungen über EN 1990 bis EN 1999 hinaus erforderlich werden.“ Für derartige Anlagen besteht somit ein Regelungsbedarf.

1.2. Zielsetzung

Der Zweck dieser Richtlinie ist, die für den Nachweis der Tragsicherheit von Betonsperren in Österreich anzuwendenden Annahmen und Verfahren festzulegen. Damit soll ein einheitliches und dem Stand der Technik entsprechendes Vorgehen bei der Sicherheitsbeurteilung erreicht werden. Abweichungen von der Richtlinie sind zulässig, wenn das durch die Richtlinie vorgegebene Sicherheitsniveau auf andere Weise nachgewiesen werden kann.

1.3. Anwendungsbereich

Die vorliegende Richtlinie gilt in erster Linie für Betonsperren in Form von Gewichtsmauern und Gewölbemauern aus konventionellem Massenbeton, die auf Fels gegründet sind. Sinngemäß kann sie auch auf andere Typen von Betonsperren, für Sperren aus Mauerwerk und aus Walzbeton sowie für derartige Bauwerke, die auf geeigneten Lockergesteinen gegründet sind, angewendet werden.

Sie gilt für Stauanlagen

- mit einer Sperrenhöhe von mehr als 15 m über Gründungssohle oder mit einem Speicherkinhalt bei Stauziel von mehr als 500.000 m³ und
- für kleinere Anlagen, wenn diese ein erhebliches Risiko darstellen.

Sie kann auch auf kleinere Anlagen ohne erheblichen Risiko angewendet werden.

Die Richtlinie gilt für alle Arten von Nutzungen der Stauanlagen wie Wasserkraftnutzung, Trinkwasserversorgung, Hochwasserrückhalt oder Beschneidung. Die Anwendung auf ähnliche Bauwerke wie z.B. Wehre von Flusstaustrufen ist im Einzelfall abzuwägen. Für Schutzbauwerke der Wildbachverbauung wird auf ONR 24802 verwiesen. Wenn diese primär dem Hochwasserrückhalt dienen oder wenn es sich um Gewölbe- bzw. Gewichtsmauern handelt, ist die vorliegende Richtlinie sinngemäß anzuwenden.

Die Richtlinie gilt für die Beurteilung von bestehenden Anlagen und für die Projektierung von Neuanlagen bzw. von Erneuerungs- und Ergänzungsmaßnahmen. Bei bestehenden Anlagen ist zu prüfen, ob die bisherigen Nachweise der Tragsicherheit im Wesentlichen den Anforderungen der vorliegenden Richtlinie entsprechen. Ist dies nicht der Fall, sind die Nachweise zu ergänzen bzw. neu zu führen. Die bei bestehenden Anlagen gewonnenen Erkenntnisse (Mess- und Beobachtungsergebnisse, Materialprüfungen, etc.) sind dabei zu berücksichtigen.

2. Konstruktionsmerkmale von Betonsperren

Es werden in diesem Abschnitt in erster Linie jene Konstruktionsmerkmale beschrieben, die im Hinblick auf die Beurteilung der Tragsicherheit von Bedeutung sind. Es werden die in der Talsperren-Fachwelt eingeführten Begriffe verwendet. Für die Sperrenformen werden auch noch die englischen und französischen Bezeichnungen sowie die ICOLD-Abkürzungen angegeben.

2.1. Sperrenformen

2.1.1. Gewichtsmauer

Gewichtsmauer, auch Gewichtsstaumauer, E: Gravity Dam, F: Barrage Poids, ICOLD: PG

Gewichtsmauern weisen meist annähernd dreiecksförmige Querschnitte mit einer lotrechten oder leicht geneigten Wasserseite auf. Ihre Achse kann im Grundriss gerade, polygonal oder gekrümmt sein. Bei Gewichtsmauern mit gerader Achse im Grundriss erfolgt die Abtragung der Wasserlast in jedem Querschnitt (jedem Block) für sich. Eine Bogenwirkung ist dabei nicht gegeben. Maßgebend für die Beanspruchung ist bei gegebener Sperrhöhe in erster Linie die Geometrie des Grunddreieckes – Neigung von Luft- und Wasserseite und Lage der Spitze des Grunddreieckes zum Wasserspiegel.

Gekrümmte Gewichtsmauern sind im Grundriss meist nach Kreisbögen geformt. Eine Bogenwirkung (Anteil der Wasserlast, der über die Bögen zu den Talflanken übertragen wird) ist bei diesem Sperrtyp bei linear-elastischen Berechnungen meist nicht gegeben. Sie würde erst durch größere plastische Verformungen, wie z.B. Gleiten in der Aufstandsfläche, aktiviert. Voraussetzungen für den Ansatz einer Bogenwirkung sind jedenfalls verpresste Blockfugen sowie tragfähige Talflanken.

2.1.2. Bogengewichtsmauer

Die Bogengewichtsmauer ist eine Übergangsform zwischen der gekrümmten Gewichtsmauer und der Gewölbemauer. Es ist dies eine Sperrenform, bei der neben der Lastabtragung als Gewichtsmauer jedenfalls auch eine Bogenwirkung gegeben ist. Die Bogenwirkung hängt in erster Linie vom Öffnungswinkel der Bögen und dem Verhältnis von Bogenlänge zu Sperrhöhe ab. Eine klare Definition und damit Abgrenzung zur Gewölbemauer gibt es allerdings nicht.

2.1.3. Gewölbemauer

Gewölbemauer, in Deutschland Bogenstaumauer, E: Arch Dam, F: Barrage Voûte, ICOLD: VA

Bei Gewölbemauern erfolgt die Abtragung der Wasserlast zum Großteil über die Bogenwirkung und damit in die Talflanken. Hinsichtlich der Sperrengeometrie kann zwischen den einfach gekrümmten Zylindermauern und den auch im Vertikalschnitt gekrümmten Sperrenformen unterschieden werden.

Bei der Zylindermauer ist der Krümmungsradius der meist kreisförmigen Bögen naturgemäß über die Höhe konstant, und der Öffnungswinkel der Bögen nimmt von der Sperrkrone nach unten hin ab. Damit werden mit zunehmender Wasserlast die Bogenverhältnisse für die Lastabtragung ungünstiger.

Um diesem Manko der Zylindermauer zu begegnen, wurde die sogenannte Gleichwinkelmauer entwickelt – eine Sperrenform, die auch in Österreich bei den älteren Gewölbemauern vielfach anzutreffen ist. Bei den Bögen handelt es sich bei diesen Sperren um Kreisbögen, deren Krümmung von der Krone nach unten zunimmt, sodass der Öffnungswinkel der Bögen in etwa konstant bleibt. Damit ergibt sich bei diesen Sperren auch in den Vertikalschnitten zumindest eine leichte Krümmung. Der Öffnungswinkel wird meist so groß gewählt, wie es die Verhältnisse in den Widerlagern zulassen. Übliche Öffnungswinkel liegen in der Größenordnung von 90° bis 110°.

Ein weiterer Schritt in der Optimierung von Gewölbemauern erfolgte mit der Wahl von Kegelschnitten als Bogengeometrie und einer gezielten vertikalen Krümmung der Sperre. Ziel der Optimierung der Bogengeometrie ist es, eine möglichst große Krümmung im Scheitel und dennoch günstige Verhältnisse für die Einleitung der Kräfte in die Widerlager zu bewerkstelligen.

Ziel der vertikalen Krümmung ist es, vertikale Zugspannungen tunlichst zu vermeiden. Bei der Gestaltung der vertikalen Krümmung wird bei dieser Sperrenform angestrebt, dass bei

leerem Becken jeder einzelne Block für sich alleine standsicher ist. Das Gewölbe dient in erster Linie der Aufnahme der Wasserlast und sonstiger horizontaler Lasten.

Sperren mit einer stärkeren Krümmung in den Vertikalschnitten werden als Kuppelmauern bezeichnet. Die Sperrenkronen weisen dabei meist einen starken luftseitigen Überhang auf. Bei dieser Sperrform wird die Gewölbewirkung auch für die Aufnahme des Eigengewichts benötigt, was zwangsläufig den Bauablauf beeinflusst.

Für den Vorentwurf von Gewölbemauern wurden in den 1960er Jahren vom US Bureau of Reclamation [USBR, 1966] Anhaltswerte für die wichtigsten Geometrieparameter veröffentlicht, die auch heute noch als Ausgangspunkt für einen Sperrmentwurf verwendet werden können. Weiters gibt es mehrere Anhaltswerte zur Beurteilung der Schlankheit einer Gewölbemauer. Der gebräuchlichste ist die sogenannte Kühnheitsziffer nach Lombardi [Kaech & Lombardi, 1953] und [Lombardi, 1988].

2.1.4. Pfeilermauer

Die Pfeilermauern sind bezüglich des Tragverhaltens ähnlich wie Gewichtsmauern. Je nach Ausbildung der einzelnen Elemente wird zwischen Pfeilerkopfmauer, Pfeilerplattenmauer und Gewölbereihenmauer unterschieden.

Pfeilerkopfmauer, E: Buttress Dam, F: Barrage à Contreforts; ICOLD: CB
Gewölbereihenmauer, E: Multiple Arch Dam, F: Voutes Multiples; ICOLD: MV

2.1.5. Sonderformen für Wildbachschutzbauwerke

Für Schutzbauwerke der Wildbachverbauung kommen neben den bereits erwähnten Sperrtypen noch Plattensperren, Winkelstützmauern und Kombinationen aus Platten- und Scheibentragwerken zum Einsatz. Es handelt sich dabei meist um Tragwerke aus gering bewehrtem Beton bzw. aus Stahlbeton (siehe auch ONR 24800).

2.2. Untergrund und Aufstandsfläche

Talsperren aus Beton sind mit nur wenigen Ausnahmen auf Fels gegründet. Für die Tragsicherheit sind in erster Linie die Gebirgsfestigkeit, d.h. das Tragvermögen des Felsuntergrundes unter Berücksichtigung der Trennflächen (Lage und Festigkeitseigenschaften), sowie die allfälligen Wasserdrücke in den Trennflächen maßgebend.

Trennflächen bzw. Kombinationen von Trennflächen, die ein Gleiten von Felskörpern ermöglichen, können für die Aufnahme der Kräfte im Untergrund maßgebend werden. In diesem Fall sind neben den Sicherheitsnachweisen in der Aufstandsfläche auch entsprechende Nachweise für die potenziellen Gleitkörper zu führen.

Für die Standsicherheit des Untergrundes ist weiters der Verlauf des tragfähigen, nicht verwitterten Felses im unmittelbaren Sperrenvorland von Bedeutung. Ein Maß für eine erste grobe Beurteilung ist, insbesondere bei Gewölbemauern, der sogenannte Ausbreitwinkel. Es ist dies der kleinste Winkel im Raum zwischen der Kämpferresultierenden (Resultierende Kraft für einen Abschnitt der Aufstandsfläche, z.B. einen Block) und der Felsoberfläche [Widmann, 1999], der etwa 30° nicht unterschreiten sollte. Zur dauerhaften Erhaltung der Substanz des Felsvorlandes können Maßnahmen wie z.B. Ankerungen oder Maßnahmen zur Vermeidung von Verwitterungen oder Kolkbildungen erforderlich sein.

Die Aufstandsflächen von Gewichtsmauern verlaufen in den Querschnitten entweder annähernd horizontal oder zur Luftseite hin ansteigend. Bei Gewölbemauern ist in den Horizontalschnitten die Aushublinie meist annähernd normal auf die Bogenachse. In einem Teil der Aufstandsfläche kann es bei gewissen Einwirkungskombinationen auch zu einem Aufklaffen kommen, sodass für die Kraftübertragung nur mehr eine reduzierte Fläche zur Verfügung steht.

2.3. Absperrbauwerk

Betonsperren werden nach der „klassischen“ Bauweise in Blöcken und diese in Betonierzonen, in denen der Beton lagenweise eingebracht wird, hergestellt. Kleinere Sperren wurden früher gelegentlich auch ohne Blockfugen errichtet und Gewichtsmauern werden heutzutage oftmals in der Walzbetonbauweise (RCC – Roller Compacted Concrete) und damit ohne klassische Blockfugen hergestellt.

Die Blockfugen (Radialfugen) werden sowohl für Gewichts- als auch für Gewölbemauern in Abständen bis maximal ca. 20 m angeordnet. Bei Gewölbemauern verlaufen sie meist annähernd normal auf die Bogenachse, sie sind damit (ausgenommen Zylindermauern) über die Höhe gewendelt. Sie können glatt oder verzahnt ausgebildet werden. Bei größeren Mauerstärken, etwa ab 50 m, werden in den jeweiligen Blöcken auch sogenannte Längsfugen angeordnet. Durch das Abfließen der Hydratationswärme öffnen sich die Blockfugen und der dabei entstehende Zwischenraum (Spalt) wird bei einer im Hinblick auf die statischen Verhältnisse zweckmäßigen Betontemperatur (in der Regel einige Grade unter der Jahresmitteltemperatur) injiziert – bei Gewölbemauern immer, bei Gewichtsmauern fallweise.

Für die Injektion der Blockfugen werden diese durch Fugenbänder in Injektionsabschnitte unterteilt und mit entsprechenden Installationen für eine mehrfache Injektion ausgestattet. Bei der Wahl der Fugenbänder und deren Einbindung in den Beton sind die zu erwartenden Blockfugenöffnungen, der Injektionsdruck und für die wasserseitigen Fugenbänder auch der Staudruck zu berücksichtigen.

Die einzelnen Lagen einer Betonierzone werden frisch auf frisch betoniert, die einzelnen Betonierzonen sind durch Arbeitsfugen getrennt, die vor dem Weiterbetonieren eine sorgfältige Vorbereitung erfordern. Je nach Behandlung der Arbeitsfugen ist in ihnen mit einer gegenüber dem homogenen Beton mehr oder weniger stark abgeminderten Zug- und Scherfestigkeit und einer erhöhten Durchlässigkeit zu rechnen.

Die äußeren Zonen einer Betonsperre werden oftmals mit einem bindemittelreicheren Beton (Vorsatzbeton) betoniert als die inneren Zonen (Kernbeton). Damit ergeben sich auch unterschiedliche Materialkennwerte. Weil die größten Druck- bzw. Zugspannungen meist an den Oberflächen auftreten, können für die Sicherheitsnachweise die Festigkeitswerte des Vorsatzbetons angesetzt werden. Es ist jedoch auch zu prüfen, ob nicht bereichsweise im Kernbeton ungünstigere Verhältnisse gegeben sind.

2.4. Dicht- und Drainagekonzept

Bei Betonsperren wird als Dichtebene meist die wasserseitige Sperreroberfläche und im Untergrund die Dichtschrimebene angenommen. Der Dichtschrimebene ist mehrheitlich im Bereich zwischen wasserseitigem Ende und dem wasserseitigen Drittpunkt der Aufstandsfläche angeordnet. Bei vollkommen undurchlässiger Dichtebene wären damit die Wasserdruckverhältnisse klar definiert.

In der Tat gelingt es allerdings meist nicht, die Dichtebene völlig dicht zu gestalten, sodass es zu Durchsickerungen kommt – im Sperrkörper oftmals entlang der horizontalen Arbeitsfugen und im Gründungsfels vorzugsweise entlang von Trennflächen und Zerrüttungszonen. Damit werden auch luftseitig der Dichtebene von der Stauhaltung im Speicher beeinflusste Wasserdrücke (Fugenwasserdrücke) auftreten – in der Aufstandsfläche spricht man von Sohlwasserdrücken und in den Trennflächen des Untergrundes von Kluftwasserdrücken.

Ohne gezielte Drainagemaßnahmen ist anzunehmen, dass das Wasser entlang von potenziellen Sickerwegen strömt und an der Luftseite der Sperre bzw. im Sperrenvorland frei austritt. In der Regel kann zwischen der Dichtebene und dem freien Austritt ein linearer Druckabbau angenommen werden. Anzumerken ist, dass der freie Austritt unter Umständen behindert sein kann, z.B. durch hohe luftseitige Druckspannungen, durch unterwasserseitigen Einstau oder auch durch Eisbildungen oder Versiegelung des Sperrenvorlandes – z.B. durch ein betoniertes Tosbecken.

Maßnahmen zum Abbau von Fugenwasserdrücken luftseitig der Dichtebene sind in erster Linie Drainagen. Diese haben im Allgemeinen eine zweifache Funktion, nämlich die Reduktion der Fugenwasserdrücke und die Überwachung von potenziellen Sickerwegen. Als Drainagen kommen im Sperrenkörper Bohrungen und Drainageschächte in Frage. In der Aufstandsfläche kommen ebenfalls Bohrungen in Frage, aber auch sogenannte Halbschalen oder nach unten offene Kontrollgänge (Sohlgänge). Im Untergrund sind es in der Regel Bohrungen, deren Orientierung dem Trennflächengefüge und damit den potenziellen Wasserwegen angepasst wird.

Es ist jedenfalls sicherzustellen, dass die in den Standsicherheitsnachweisen angenommenen Fugenwasserdrücke (siehe Abschnitt 4.6) während der gesamten Betriebsdauer der Anlage nicht überschritten werden. Dies erfordert eine entsprechende Überwachung und bei Drainagen eine regelmäßige Pflege.

3. Nachweiskonzept

Mit der Einführung des Eurocodes wurde für den Nachweis der Tragsicherheit das deterministische Sicherheitskonzept mit globalem Sicherheitsbeiwert durch das semiprobabilistische Konzept der Grenzzustände mit Teilsicherheitsbeiwerten ersetzt. Es werden nunmehr sowohl bei den Einwirkungen als auch bei den Widerständen Sicherheitsbeiwerte eingeführt und es ist im Sicherheitsnachweis zu zeigen, dass die aus den erhöhten Einwirkungen resultierenden Beanspruchungen die abgeminderten Widerstände nicht übersteigen. Die Basiswerte für die Einwirkungen und Widerstände sind die sogenannten charakteristischen Werte. Die mit den Teilsicherheitsbeiwerten erhöhten bzw. abgeminderten Werte werden als Bemessungswerte bezeichnet.

Eine rigorose Anwendung dieses Konzeptes stößt jedoch in einigen Fällen, so z.B. in der Geotechnik, auf Schwierigkeiten. Aus diesem Grund ist in der EN 1997 für verschiedene Nachweise auch die Möglichkeit eröffnet, auf der Seite der Einwirkung die Sicherheitsbeiwerte nicht auf die Einwirkungen selbst, sondern auf die aus den charakteristischen Einwirkungen ermittelten Beanspruchungen anzuwenden (z.B. ÖNORM EN 1997-1:2004, Pkt. 9.7). Weiters wird auch in verschiedenen Fällen mit Teilsicherheitsbeiwerten von 1,0 gerechnet.

Diese Vorgehensweise wird im Wesentlichen auch in der vorliegenden Richtlinie verfolgt. Damit ist die Richtlinie mit dem Eurocode formal kompatibel. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen werden jedoch generell mit 1,0 angesetzt, dies wird bei den Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite entsprechend berücksichtigt. Diese Nachweisführung entspricht auch der bisher geübten und bewährten Praxis.

Die Nachweise sind für alle maßgebenden Bemessungssituationen und Grenzzustände zu führen. Unter einer Bemessungssituation werden alle physikalischen Gegebenheiten (Tragsystem, Einwirkungen, Widerstände) verstanden, die für eine Nachweisführung maßgebend sind. Nach dem Eurocode ist zwischen ständigen, vorübergehenden und außergewöhnlichen Bemessungssituationen zu unterscheiden. Diese Einteilung wird in der vorliegenden Richtlinie übernommen.

Grenzzustände der Tragfähigkeit sind laut EN 1990 (ÖNORM EN 1990:2003, Pkt. 1.5.2.12) „Zustände, die im Zusammenhang mit Einsturz oder anderen Formen des Tragwerksversagens stehen“. Sie dürfen unter Einhaltung der festgelegten Sicherheitsbeiwerte nicht überschritten werden. Für Betonsperren sind im Wesentlichen die folgenden Grenzzustände – für den Beton und den Felsuntergrund – nachzuweisen:

- Versagen durch Druckbeanspruchung
- Versagen durch Zugbeanspruchung bzw. Rissausbreitung
- Versagen in Trennflächen (Bauwerksfugen, Klüfte, Schichtflächen) durch Gleiten

Es sind dies die maßgebenden Grenzzustände der Tragfähigkeit. Die zur Gewährleistung einer hinreichenden Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zu befolgenden Regeln (Stand der Technik) für den Entwurf, die Ausführung sowie die Überwachung und Instandhaltung werden in der vorliegenden Richtlinie nicht behandelt.

4. Einwirkungen

4.1. Allgemeines

Im Eurocode wird zwischen ständigen, veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen unterschieden. Bei den Tragsicherheitsnachweisen werden diesen Gruppen unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte zugeordnet, für die veränderlichen Einwirkungen im Allgemeinen höhere als für die ständigen Einwirkungen.

In der vorliegenden Richtlinie wird, wie bereits erwähnt, auf die Einwirkungen generell der Teilsicherheitsbeiwert 1,0 angesetzt. Damit werden hinsichtlich Sicherheitsbeiwerte die ständigen Einwirkungen (z.B. Eigengewicht) und die veränderlichen Einwirkungen (z.B. Wasserlast) gleich behandelt. Dazu ist anzumerken, dass auch nach dem Eurocode (nationale Festlegung ÖNORM B 1990-1:2013, Pkt. 7.2) Wasserdrücke hinsichtlich der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte im Allgemeinen als ständige Einwirkungen zu betrachten sind.

Sind in einer Bemessungssituation mehrere veränderliche Einwirkungen zu überlagern, so hat dies jeweils mit dem vollen charakteristischen Wert zu erfolgen – ohne Abminderung durch Kombinationsbeiwerte wie dies im Eurocode für veränderliche Einwirkungen vorgesehen ist.

Für ständige Einwirkungen kann, in Anlehnung an EN 1990 (ÖNORM EN 1990:2003, Pkt. 4.1.2), bei kleiner Streuung der Untersuchungsergebnisse der Mittelwert als charakteristischer Wert angenommen werden. Bei größerer Streuung bzw. bei Tragwerken, die empfindlich auf eine Änderung der Einwirkungen reagieren, sind obere Werte (95%-Fraktile) und untere Werte (5%-Fraktile) festzulegen. Im Folgenden werden für die wesentlichen Einwirkungen weitere Hinweise für die Ermittlung der charakteristischen Werte gegeben.

4.2. Eigengewicht

Darunter ist das Gewicht des Sperrenkörpers einschließlich aller permanenten Installationen zu verstehen. Hohlräume im üblichen Ausmaße (bis etwa 1,5% des maßgebenden Volumens) brauchen bei der Ermittlung des Eigengewichts nicht berücksichtigt werden.

Das Raumgewicht (Wichte, γ) des Sperrenkörpers ist in der Regel auf Basis von Materialproben zu ermitteln. Für Gewölbemauern darf der Mittelwert (γ_m) der Prüfergebnisse verwendet werden, für Sperren, deren Standsicherheit primär vom Eigengewicht abhängt, z.B. bei Gewichtsmauern, ist die 5%-Fraktile ($\gamma_{5\%}$) zu verwenden. Da beim Nachweis der Tragsicherheit das Gesamtgewicht des jeweiligen Baukörpers maßgebend ist, darf die 5%-Fraktile des Mittelwertes der Prüfergebnisse verwendet werden. Diese berechnet sich unter der Annahme einer Standardnormalverteilung mit einer Standardabweichung von σ zu

$$\gamma_{5\%} = \gamma_m - 1,645 \cdot \sigma/n^{1/2}$$

Nach den Regeln der Statistik ist dafür ein Stichprobenumfang von $n \geq 30$ erforderlich. Bei einem kleineren Stichprobenumfang sind entsprechende Auswertemethoden zu verwenden (siehe ÖNORM EN 1990:2003, Anhang D), oder es ist ein konservativ angenommener unterer Wert für das Raumgewicht anzusetzen.

Anzumerken ist, dass bei älteren Sperren das Raumgewicht des Betons erheblich unter dem in der EN 1991 (ÖNORM EN 1991-1-1:2003, Anhang A) für unbewehrten Beton angegebenen Wert von 24 kN/m³ liegen kann. Bei Großsteinbetonen, wie sie früher öfters ausgeführt wurden, ist die Heterogenität (Anteil von Großsteinen) zu berücksichtigen.

4.3. Erddruck

Erddrücke auf Betonsperren werden an der Wasserseite durch die Verlandung der Speicher und an der Luftseite durch Anschüttungen – unter Umständen gezielt zur Stabilisierung einer Gewichtsmauer – verursacht.

Für die Ermittlung der Zusatzbelastung – zusätzlich zum Wasserdruck – aus den Stauraumsedimenten gibt es mehrere Hypothesen. Auf der sicheren Seite liegend kann mit dem

Raumgewicht unter Auftrieb und dem Erdruchdruckbeiwert gerechnet werden. Falls keine genaueren Untersuchungen vorliegen, darf als Zusatzlast ein äquivalentes Flüssigkeitsgewicht von 4 kN/m^3 angesetzt werden. Es ist die höchste zu erwartende Verlandungskote zu berücksichtigen.

Vorschüttungen an der Luftseite (z.B. im Sinne einer Rekultivierung) mit einer im Vergleich zu den Sperrenabmessungen geringen Höhe sind vernachlässigbar. Bei höheren Talauffüllungen und schlanken Gewölbemauern sind sie für den Zustand leeres Becken zu berücksichtigen. Es ist dabei der Erdruchdruck anzusetzen. Vorschüttungen zur Stabilisierung einer Sperre sind als stützende Wirkung mit dem aktiven Erddruck und als Belastung (bei ungünstiger Wirkung) mit dem Erdruchdruck zu berücksichtigen. Eine stützende Wirkung darf nur dann berücksichtigt werden, wenn sie dauerhaft (auch bei Extremereignissen wie Hochwasser bzw. Erdbeben) gewährleistet ist.

4.4. Vorgespannte Anker

Anker zur Gewährleistung einer ausreichenden Tragsicherheit einer Sperre sind nur bei bestehenden Anlagen und da auch nur in Ausnahmefällen zulässig, z.B. zum Erreichen der erforderlichen Sicherheit bestehender Gewichtsmauern. Der Einsatz solcher Anker erfordert insbesondere im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit und Kontrolle besondere Maßnahmen.

In der Regel handelt es sich bei den vorgespannten Ankern um sogenannte Freispielanker (ohne nachträglichen Verbund). Für Verankerungen in den Untergrund dürfen nach den einschlägigen Regelwerken der Geotechnik generell nur mehr derartige Anker eingebaut werden. Bei diesen Ankern ist die periodische Prüfung der Vorspannkraft an einer repräsentativen Anzahl (mind. 10%) auf Bestandsdauer des Bauwerkes zu gewährleisten. Als charakteristische Einwirkung darf maximal 95% der Vorspannkraft, ermittelt unter Berücksichtigung aller Spannkraftverluste, angesetzt werden.

Bei Ankern, die zur Gänze im Sperrkörper (im Beton) liegen, kann es zweckmäßig sein, sie mit nachträglichem Verbund auszubilden. Eine nachträgliche Prüfung der Ankerkraft ist bei diesen Ankern nicht mehr möglich. Die Zuverlässigkeit dieser Anker ist im Einzelfall auf Grundlage der gegebenen Verhältnisse wie Ankerform (Stab- oder Litzanker), Korrosionsschutz, Alter, etc. zu beurteilen. Anker mit nachträglichem Verbund können, so wie eine schlaife Bewehrung, auch Lastspannungen aufnehmen. Bei der Ermittlung der Lastspannungen mit Finite-Elemente-Berechnungen ist in klaffenden Fugen beidseits der Fuge eine rechnerische Freispielstrecke – rückgerechnet aus der Krafteinleitungslänge – zu berücksichtigen. Als charakteristische Einwirkung darf höchstens 75% der Ankerkraft, ermittelt aus der Vorspannkraft unter Berücksichtigung aller Spannkraftverluste und den Lastspannungen, angesetzt werden.

Es ist auch zu prüfen, ob die Vorspannung auf einzelne Bemessungssituationen eine ungünstige Auswirkung hat. Gegebenenfalls ist für die diesbezüglichen Nachweise als charakteristische Einwirkung die Vorspannkraft ohne Spannkraftverluste, erhöht mit dem Faktor 1,05 anzusetzen. Weiters ist ein Ausfall aller Anker (bei Freispielankern und solchen mit nachträglichem Verbund) als außergewöhnliche Bemessungssituation nachzuweisen.

Die Bemessung der Anker selbst (Krafteinleitung, Spannstahl, Verankerung) ist nicht Gegenstand der vorliegenden Richtlinie. Sie hat nach den einschlägigen Normen zu erfolgen. Diverse anderweitige Ankerungen wie z.B. bei Betriebseinrichtungen oder im Felsvorland sind ebenfalls nicht Gegenstand der vorliegenden Richtlinie.

4.5. Wasserdruck

Der Wasserdruck durch den Oberwasser- bzw. Unterwasserspiegel ist als hydrostatischer Druck mit $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ anzusetzen. Bei starker Sedimentbelastung des Wassers ist das spezifische Gewicht entsprechend zu erhöhen. Anzumerken ist, dass die Standsicherheit durch einen Unterwasserspiegel, wegen der möglichen Auswirkung auf den Auftrieb, unter Umständen ungünstig beeinflusst wird.

Es sind die bei den einzelnen Bemessungssituationen maßgebenden Stauspiegel anzunehmen. Die zusätzliche Belastung aus Wellen und Windstau darf für die Tragsicherheitsnachweise der Absperrbauwerke in der Regel vernachlässigt werden. Für die Bemessung von z.B. einer Brüstungsmauer ist sie allerdings zu berücksichtigen. Es ist dafür ein Stauspiegel auf Oberkante Wellenhöhe + Windstau anzunehmen.

Bei Kronenüberfällen hängen die durch das überströmende Wasser verursachten Drücke von der Ausformung des Überfalles, dem Überstau ($H_{\bar{u}}$) und dem Unterwasserspiegel ab. An der Wehrkrone und am Wehrrücken kann auch ein Unterdruck auftreten. In der Regel liegen die in Abb. 1 dargestellten Annahmen auf der sicheren Seite und können der Berechnung zugrunde gelegt werden: Wasserdruck p_w an der Wasserseite ermittelt aus der Wassertiefe (h) bezogen auf den Überstau und keine Wasserdrücke an der Sperrenkronen- und der Sperrluftseite. In besonderen Fällen sind die durch die Strömung verursachten hydrodynamischen Kräfte zu ermitteln und entsprechend anzusetzen. Besteht die Gefahr einer Verklauung, ist im betroffenen Bereich der dann maximal zu erwartende Überstau anzusetzen.

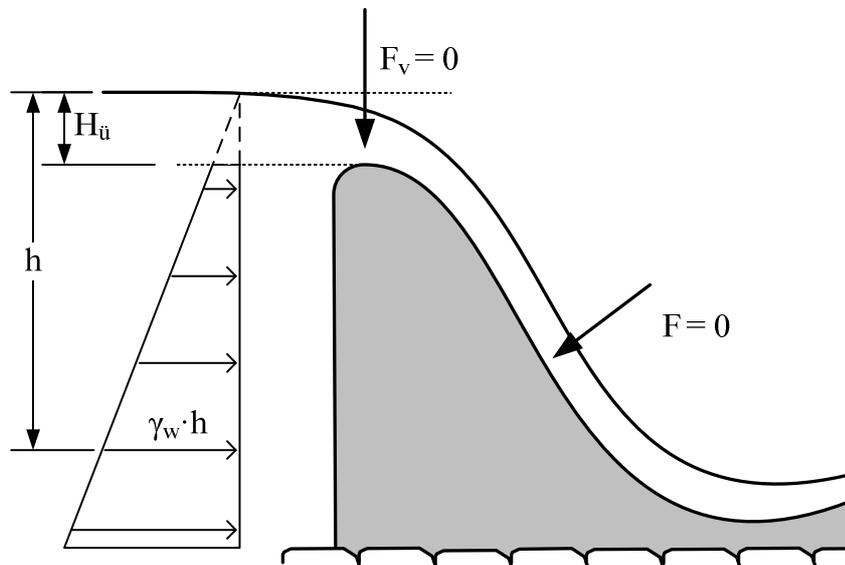


Abb. 1: Wasserlast bei Überströmung

4.6. Fugenwasserdrücke

Wasserdrücke wirken nicht nur an benetzten Oberflächen, sondern auch als Kluft- bzw. Fugenwasserdrücke in vorgegebenen Flächen wie z.B. in Klüften im Untergrund, in der Aufstandsfläche und in Arbeitsfugen im Sperrkörper sowie gegebenenfalls auch in Rissen.

Die Wasserdrücke in der Aufstandsfläche (Sohlwasserdrücke) werden von zahlreichen Faktoren beeinflusst, unter anderem von den Untergrundverhältnissen, der Untergrundabdichtung und den Drainagemaßnahmen (Punkt 2.4), weiters von allfälligen Baukörpern an der Wasser- bzw. Luftseite der Sperre (z.B. Tosbecken), sowie von den Spannungen in der Aufstandsfläche. Der Einfluss der Untergrundabdichtung (Lage des Dichtschrims) und der Spannungen auf die Verteilung der Sohlwasserdrücke ist meist vernachlässigbar. Damit sind in der Regel (bei annähernd homogenen Untergrundverhältnissen) die Sohlwasserdrücke wie folgt zu bestimmen (Abb. 2):

Ohne Drainagen 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.

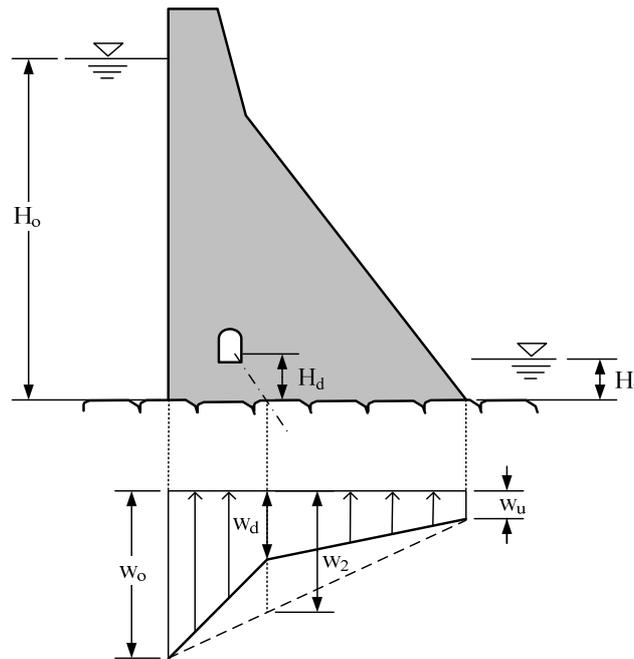


Abb. 2: Annahmen für den Sohlwasserdruck

Sind Drainagen vorhanden, so darf der Sohlwasserdruck wie in Abb. 2 dargestellt abgemindert werden, vorausgesetzt die Drainagen werden entsprechend überwacht und gewartet, sodass ihre Wirkung dauerhaft gesichert ist.

Der Sohlwasserdruck (W_d) an der Stelle der Drainagen (Durchstoßpunkt durch die Aufstandsfläche) berechnet sich wie folgt:

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

Dabei bedeuten:

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

Die Größe der Druckminderung (λ = Effektivität der Drainagen) hängt von mehreren Faktoren wie z.B. Abstand und Durchmesser der Drainagen ab, sie ist von Fall zu Fall festzulegen bzw. zu ermitteln. In der Regel wird λ zwischen 0,3 und 0,6 liegen. Mit Drainagemaßnahmen wie z.B. zum Fels hin offene Sohlgänge oder Drainagen (Halbschalen) in der Aufstandsfläche kann der Sohlwasserdruck unter Umständen noch weiter reduziert werden. Als oberer Grenzwert für die Wirksamkeit von Drainagen ist $\lambda = 0,8$ anzusehen.

Die Frage, ob ein Sohlwasserdruck auf die gesamte Aufstandsfläche oder nur auf Teilbereiche wirkt, war lange Zeit Gegenstand von Untersuchungen. Eine fundierte Studie dazu wurde 1959 und 1960 von Leliavsky veröffentlicht [Leliavsky, 1960]. Er kommt zum Schluss, dass ein Benetzungsgrad (effektive Porosität) von 91% und zusammen mit anderen Einflüssen ein effektiver Auftrieb von ca. 85% des vollen Wasserdruckes eine zutreffende Annahme darstellt. Dieser Wert wurde, zumindest in Österreich, bisher oftmals verwendet. Bei einer kritischen Durchsicht dieser Studie ist allerdings nur eine Reduktion auf 90% generell zu rechtfertigen. Damit darf die Fläche, auf welche die Sohlwasserdrücke wirken, in der Regel nur um 10% abgemindert werden.

Ergeben die Berechnungen aus den statischen Einwirkungen eine Öffnung der Aufstandsfläche, so ist bis zur ermittelten Tiefe der Klaffung der volle Wasserdruck W_o (auf die volle Fläche) und danach eine lineare Abnahme bis zum Unterwasserspiegel (auf 90% der Fläche wirkend) anzusetzen. Die Wirksamkeit von Drainagen darf auch in diesem Fall entsprechend zu Abb. 2 berücksichtigt werden. Kreuzt die Klaffung die Drainageebene, ist bis zur Drainageebene der volle Wasserdruck anzusetzen. Luftseitig davon darf ein verminderter Wasserdruck angesetzt werden, wenn eine entsprechende Effektivität der Drainagen (λ) dargestellt werden kann.

Die Annahmen für den Sohlwasserdruck sind, insbesondere wenn Abminderungen durch Drainagen berücksichtigt werden, durch Messungen zu verifizieren. Bei bestehenden Anlagen sind Messergebnisse bei der Annahme des Sohlwasserdruckes zu berücksichtigen. Dabei ist aus den Messergebnissen unter Berücksichtigung der sonstigen Gegebenheiten wie Geologie, Drainagen, Druckniveau an der Luftseite, etc. eine konservative Sohlwasserdruckverteilung abzuleiten.

Für die Arbeitsfugen im Sperrkörper gelten sinngemäß die gleichen Kriterien für die Annahme des Fugenwasserdruckes wie für den Sohlwasserdruck in der Aufstandsfläche. Dies gilt auch für allfällige Drainagen. Bei einem wasserseitigen Dichtelement mit dahinterliegender vollflächiger Drainage, wie bei bestehenden Sperren mehrfach als Instandhaltungsmaßnahme ausgeführt, darf auf den Ansatz eines Fugenwasserdruckes verzichtet werden. Die Überwachung der Dicht- und Drainagewirkung ist auch in diesem Fall erforderlich.

4.7. Eislast

Eine Eislast entsteht, wenn sich eine geschlossene Eisdecke erwärmt und damit ausdehnt. Die Ausbildung einer Eisdecke hängt im Wesentlichen von der Höhenlage des Speichers, den topografischen und klimatischen Gegebenheiten sowie der Speicherbewirtschaftung ab. Die Eislast ist vor allem im Kronenbereich von Gewichtsmauern und insgesamt bei kleineren Gewichtsmauern eine bedeutende Einwirkung.

Als Richtwert kann für Süßwassereis im alpinen Bereich der Ostalpen eine mittlere charakteristische Pressung der Eisdecke von 250 kN/m² und eine Dicke der homogenen Eisschicht von 0,30 m auf 500 m Seehöhe bis 0,80 m auf 2.300 m Seehöhe angenommen werden. Damit ergeben sich Eislasten zwischen 75 kN/m und 200 kN/m. Wegen der ungleichförmigen Verteilung des E-Moduls in der Eisdecke ist der Angriffspunkt der Linienlast im Abstand von 1/3 der Eisdicke unterhalb der Oberseite der Eisdecke anzunehmen; die Wirkungsrichtung ist horizontal.

Möglichkeiten für eine genauere Ermittlung der Eislast sind z.B.:

- Statistische Auswertung von repräsentativen, gemessenen Eisdicken aus langjährigen Beobachtungen
- Ermittlung der Eisdicke auf Basis der Kältesumme

In bestimmten Fällen (extreme Höhenlage oder besondere klimatische Bedingungen) können genauere Untersuchungen erforderlich werden. Diese können auch dazu dienen, bei entsprechenden Verhältnissen die Eislasten gegenüber dem Richtwert zu reduzieren. Als Mindestdicke der Eisschicht sind 0,20 m anzunehmen. Weitere Anhaltswerte und Möglichkeiten zur Bestimmung der Eislasten sind der Literatur zu entnehmen, unter anderem: [ICOLD-Bulletin, 1996], [Grundbau Taschenbuch, 2001], [Comfort, 2003].

Eine Begrenzung der Eislast ist auch durch Beulen der Eisdecke gegeben. Bei Beuluntersuchungen ist darauf zu achten, dass sich die berechneten Beulfiguren auch tatsächlich ausbilden können.

Werden auf Grund der Speicherbewirtschaftung oder besonderer Maßnahmen (z.B. Luftperlanlage) keine bzw. nur geringe Eislasten angenommen, so ist im Rahmen der Überwachung darauf zu achten, dass die getroffenen Annahmen in der Tat auch eingehalten werden. In der Betriebs- und Überwachungsordnung ist dies entsprechend zu verankern.

4.8. Temperatur

Die Änderung der Betontemperatur und die damit verbundenen Spannungen spielen bereits bei der Bauherstellung eine bedeutende Rolle. Rissbildungen beim noch jungen Beton auf Grund der Temperaturspannungen können in erster Linie durch konstruktive Maßnahmen und durch ein auf die gegebenen Verhältnisse abgestimmtes Beton- und Betonierkonzept weitestgehend vermieden werden.

Es ist anzunehmen, dass sich die anfänglichen Temperaturspannungen auch über längere Zeit nicht vollständig abbauen, sondern zum Teil als Zwangsspannungen verbleiben. Unmit-

telbar werden diese Zwangsspannungen im Rahmen der Tragsicherheitsnachweise in der Regel nicht berücksichtigt. Allenfalls können sie – alleine oder zusammen mit Lastspannungen – zu Rissen führen, was bei der Sicherheitsbeurteilung zu berücksichtigen ist.

Die aus den jahreszeitlichen Änderungen der Betontemperatur resultierenden Zwangsspannungen sind bei Gewölbemauern zu berücksichtigen, bei Gewichtsmauern dürfen in der Regel auch diese vernachlässigt werden.

Die Betontemperaturen hängen, nach dem Abfließen der Hydratationswärme, in erster Linie von den Umweltbedingungen, der Betonstärke im betrachteten Querschnitt und der Speicherbewirtschaftung ab. Bei bestehenden Sperren stehen oftmals Messergebnisse zur Verfügung, bei Neuanlagen sind sie auf der Grundlage von repräsentativen Erfahrungswerten zu ermitteln.

Der Verlauf der Oberflächentemperatur wird in der Regel mit einer harmonischen Funktion mit der Periode von einem Jahr angenommen. Damit können mit Hilfe der eindimensionalen Wärmeleitungsgleichung auf einfache Weise die Temperaturverteilungen über den Querschnitt berechnet werden [Stucky, 1957]. Als Richtwerte für die Betontemperaturen an der Sperrenluftseite bzw. der Sperrenwasserseite oberhalb des Stauzieles kann ein Jahresmittelwert zwischen $+10^{\circ}\text{C}$ (auf etwa 500 m Seehöhe) und 0°C (auf etwa 2.300 m Seehöhe) sowie eine Jahresschwankung mit einer Amplitude von $\pm 10^{\circ}\text{C}$ angenommen werden. Damit ergibt sich für eine Sperre auf 2.300 m Seehöhe eine jahreszeitliche Temperaturschwankung der Betonoberfläche zwischen -10°C im Jänner und $+10^{\circ}\text{C}$ im Juli. Ist die Sperrenoberfläche nach Süden orientiert wird empfohlen [Stucky, 1953], die Werte etwas anzuheben: die tiefste Temperatur im Winter um etwa 5°C und die höchste Temperatur im Sommer um etwa 2°C .

An der Sperrenwasserseite ist unterhalb des Absenkzieles meist eine annähernd konstante Temperatur gegeben, in höher gelegenen Speichern etwa $+4^{\circ}\text{C}$. Die Oberflächentemperatur im Bereich zwischen dem Stau- und dem Absenkziel hängt naturgemäß von der Bewirtschaftung des Speichers ab, die sich im Laufe der Zeit ändern kann. Ohne genaueren Nachweis kann für die Maxima und Minima der Oberflächentemperaturen zwischen Stau- und Absenkziel ein linearer Verlauf angenommen werden.

Aus dem Verlauf der Oberflächentemperaturen können, wie bereits erwähnt, die Temperaturen im Sperrenkörper ermittelt werden. Der Verlauf der Temperaturen über den Querschnitt ist generell nichtlinear, er darf aber linearisiert werden (Stucky, 1957). Damit ergibt sich für jeden Sperrenquerschnitt und Zeitpunkt eine mittlere Temperatur und ein Temperaturgradient zwischen Wasser- und Luftseite.

Für die statischen Nachweise sind in der Regel zwei Temperaturzustände zu betrachten, nämlich der Zustand zu Sommerende mit etwa den höchsten Betontemperaturen und zu Winterende mit den tiefsten Werten. Als Bezugstemperatur, bei der keine Temperaturspannungen gegeben sind, ist die sogenannte Fugenschlusstemperatur anzunehmen. Es ist dies jene mittlere Betontemperatur, bei der die Blockfugen letztmalig injiziert werden. Nachdem dies in der Regel im Frühjahr vorgenommen wird, liegen die Fugenschlusstemperaturen bei Sperren in höheren Lagen meist zwischen 5°C und 7°C .

4.9. Erdbeben

Die Einwirkungen aus einem Erdbeben sind nach der einschlägigen Richtlinie der Staubeckenkommission [Erdbebenrichtlinie, 1996] zu ermitteln. Für die beiden zu betrachtenden Erdbebenlastfälle, das Betriebserdbeben (Operating Basis Earthquake, OBE) und das Sicherheitserdbeben (Maximum Credible Earthquake, MCE) sind in der Richtlinie die maximalen Bodenbeschleunigungen und die Antwortspektren festgelegt. Weiters werden von der Staubeckenkommission spektrrenkompatible Beschleunigungszeitverläufe zur Verfügung gestellt (Siehe auch Abschnitt 10).

4.10. Weitere Einwirkungen

Die permanenten Installationen sind in das Eigengewicht der Sperre einzurechnen. Allfällige Verkehrs- und Nutzlasten müssen in Rechnung gestellt werden, wenn sie sich negativ auf die Tragsicherheit auswirken.

Zu den für Schutzbauwerke der Wildbachverbauung spezifischen Einwirkungen, wie z.B. Murgänge, wird auf die ON 24801 (Schutzbauwerke der Wildbachverbauung - Statische und dynamische Einwirkungen) verwiesen. Bei Standsicherheitsnachweisen auf Basis der vorliegenden Richtlinie sind aus der ONR 24801 nur die charakteristischen Einwirkungen zu übernehmen. Die in der ONR 24802 definierten Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen sind nicht anzuwenden.

Bei Gewölbemauern ist auch der Bauzustand Blockfugeninjektion nachzuweisen. Als Einwirkungen sind dabei am oberen Ende eines Injektionsabschnittes der dort vorgesehene Injektionsdruck und am unteren Ende ein um die hydrostatische Druckhöhe des Injektionsgutes erhöhter Druck anzusetzen. Zum Teil werden bei der Injektion einer Blockfuge die benachbarten Blockfugen mit Wasser mit kleineren Drücken beaufschlagt. Auch diese Drücke sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

5. Bemessungssituationen

5.1. Allgemeines

Nach EN 1990 (ÖNORM EN 1990:2003, Pkt. 3.1) sollten die Bemessungssituationen in ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Situationen unterteilt werden. Die Situation bei einem Erdbeben wird zudem noch extra betrachtet bzw. den außergewöhnlichen Situationen zugeordnet. Unter den ständigen Situationen werden die üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerkes verstanden, d.h. es sind dafür die ständigen Einwirkungen aber auch die im Normalbetrieb zu erwartenden veränderlichen Einwirkungen zu berücksichtigen. Unter einer vorübergehenden Situation werden z.B. Bauzustände oder Zustände bei der Instandsetzung verstanden.

Diese Gliederung deckt sich nur zum Teil mit den bisher bei Talsperren üblichen Unterteilungen wie z.B. in Regelkombinationen, seltene Kombinationen und außergewöhnliche Kombinationen (DIN 19700-11:2004). Im Sinne einer Harmonisierung der Regelungen wird in der vorliegenden Richtlinie die Einteilung des Eurocodes übernommen. Bei der Zuordnung der einzelnen Einwirkungen zu den Bemessungssituationen wird jedoch auch auf die bisherige Vorgehensweise Bedacht genommen.

5.2. Ständige Bemessungssituation – BS1

Laut EN 1990 (ÖNORM EN 1990:2003, Pkt. 1.5.2.4) ist unter BS1 eine Bemessungssituation zu verstehen, „die innerhalb eines Zeitraumes von gleicher Größenordnung wie die geplante Nutzungsdauer des Tragwerks maßgebend ist.“ In Anlehnung an diese Definition werden im Folgenden der BS1 alle Situationen zugeordnet, die den üblichen Nutzungsbedingungen der Sperre bzw. Stauanlage entsprechen. Dazu gehören die folgenden Einwirkungen:

- Eigengewicht
- Erddrücke
- Wasserlast
- Fugenwasserdrücke
- Temperatur
- Anker

Das Eigengewicht und gegebenenfalls Erddrücke und Anker gelten in der Regel als ständige Einwirkungen. Die Wasserlast mit den zugehörigen Fugenwasserdrücken sowie die Temperatur sind veränderliche Einwirkungen. Die Bemessungssituationen ergeben sich aus den im normalen Betrieb zu erwartenden Kombinationen dieser Einwirkungen. Dazu die folgenden Hinweise:

Für die Wasserlasten und die zugehörigen Fugenwasserdrücke sind die beiden Staulagen Vollstau (Betriebsstauziel) und Tiefstau (Absenkziel) zu betrachten. Alternativ darf auch das leere Becken statt des Tiefstaus herangezogen werden. Zu Hochwasserrückhaltebecken siehe Pkt. 5.5.

Bei Gewölbemauern sind auch die Temperatureinwirkungen zu berücksichtigen – in der Regel die Temperaturen zu Sommerende und zu Winterende.

Bei bestehenden Gewölbemauern für Jahresspeicher wurde oftmals der Zustand Vollstau zu Winterende nicht nachgewiesen bzw. als seltener Lastfall betrachtet. Wird dies im Rahmen von Nachrechnungen beibehalten, besteht die Möglichkeit einer Staubeschränkung in den Wintermonaten auf ein Winterstauziel mit Nachweis für die Temperatur zu Winterende in Kombination mit dem Winterstauziel als BS1. In Ausnahmefällen besteht die Möglichkeit der Zuordnung des Zustandes Vollstau zu Winterende der BS2 bei gleichzeitig verstärkter Überwachung bei hohen Staulagen im Winter. Beide Maßnahmen, die verstärkte Überwachung bzw. die Staubeschränkung sind in der Betriebs- und Überwachungsordnung zu verankern.

5.3. Vorübergehende Bemessungssituation – BS2

Laut EN 1990 (ÖNORM EN 1990:2003, Pkt. 1.5.2.3) ist unter BS2 eine Bemessungssituation zu verstehen, „die während eines wesentlich kürzeren Zeitraums als der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks maßgebend ist und die eine hohe Auftretenswahrscheinlichkeit hat.“ Es sind dies „vorübergehende Bedingungen des Tragwerks, der Nutzung oder Einwirkung, z.B. während der Bauzeit oder während Instandhaltungsmaßnahmen.“

Im Sinne dieser Definition und in Anlehnung an die bisherige Vorgehensweise sind in der BS2 die folgenden Zustände und Einwirkungen zu betrachten:

- Alle Bauzustände und Zustände während Instandsetzungsmaßnahmen. Dazu gehören zum Beispiel die Blockfugeninjektionen.
- Seltene Einwirkungen während des Betriebes, dazu gehören:
 - Leeres Becken, falls nicht unter BS1 berücksichtigt
 - Eislasten
 - Betriebserdbeben (OBE)
 - Hochwasser HQ 100 (planmäßige Funktion aller Regelungsorgane)

5.4. Außergewöhnliche Bemessungssituation – BS3

Laut EN 1990 (ÖNORM EN 1990:2003, Pkt. 1.5.2.5) ist unter BS3 eine Situation zu verstehen, „die außergewöhnliche Bedingungen für das Tragwerk einbezieht, z.B. Brand, Explosion, Anprall oder örtliches Versagen.“ In Anlehnung an die bisherige Vorgehensweise werden der BS3 die folgenden Einwirkungen zugeordnet:

- Hochwasserstau
- Sicherheitserdbeben (MCE)
- Sondereinwirkungen (Muren, Lawinen, Steinschlag)
- Versagen aller Vorspannanker

Als Hochwasserstau ist die höchste Staukote bei den zu berücksichtigenden Hochwässern (Bemessungshochwasser und Sicherheitshochwasser) anzunehmen.

5.5. Einwirkungskombinationen

In den Tabellen 1 und 2 sind die für Gewichtsmauern und Gewölbemauern zu untersuchenden Einwirkungskombinationen und deren Zuordnung zu den Bemessungssituationen zusammengefasst. Es sind dies die Standardeinwirkungen, die in der Regel zu berücksichtigen sind. Gegebenenfalls sind noch weitere Einwirkungen einzubeziehen, die dann je nach Auftretenswahrscheinlichkeit einer der drei Bemessungssituationen zuzuordnen und mit den anderen Einwirkungen sinngemäß zu kombinieren sind. Weiters kann es erforderlich sein, weitere Kombinationen der angeführten Einwirkungen zu berücksichtigen – z.B. Temperatur Sommer und leeres Becken für den Fall, dass ein Speicher den Sommer über entleert bleibt.

Dazu müsste allerdings auch eine dem Stauverlauf entsprechende Sommertemperatur ermittelt werden.

Unter Vollstau, Tiefstau und Hochwasser sind die jeweiligen Wasserlasten auf der Wasser- und gegebenenfalls Luftseite einschließlich der Fugenwasserdrücke zu verstehen.

Generell gilt: Einwirkungen die der BS2 und der BS3 zugeordnet sind, müssen jeweils nur mit den maßgebenden Einwirkungskombinationen der BS1 überlagert werden, nicht z.B. Eislast mit Betriebs- oder Sicherheitserdbeben.

Für **Hochwasserrückhaltebecken** ist die Staukote beim Bemessungsereignis (Auslegungshochwasser) der BS1 zuzuordnen, wobei die planmäßige Funktion aller Regelungsorgane in Rechnung gestellt werden darf. Ein Nachweis für die Kombination Erdbeben + Auslegungshochwasser ist allerdings nicht erforderlich. Ist bei Hochwasserrückhaltebecken ein Dauerstau gegeben, so ist dieser Stau mit den Erdbeben zu kombinieren (BS2: Dauerstau + OBE und BS3: Dauerstau + MCE). Bei Hochwasserrückhaltebecken ohne Dauerstau, bei sogenannten Trockenbecken, ist als BS2 die Kombination Leeres Becken + OBE nachzuweisen.

	BS1		BS2				BS3		
	1.1	1.2	2.1	2.2	2.3	2.4	3.1	3.2	3.3
Ständige Einwirkungen	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Vollstau		x	x			x		x	x
Eislast			x						
Hochwasserstau HQ ₁₀₀				x					
Betriebserdbeben					x	x			
Hochwasserstau BHQ / SHQ							x		
Sicherheitserdbeben								x	
Ausfall Vorspannanker									x

Tabelle 1: Einwirkungskombinationen bei Gewichtsmauern

	BS1				BS2				BS3	
	1.1	1.2	1.3	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4	3.1	3.2
Ständige Einwirkungen	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Vollstau			x	x	x		x			x
Tiefstau		x						x		
Temperatur Sommer		x	x							
Temperatur Winter				x	x					
Eislast					x					
Hochwasserstau HQ ₁₀₀						x				
Betriebserdbeben							x	x		
Hochwasserstau BHQ / SHQ									x	
Sicherheitserdbeben										x

Tabelle 2: Einwirkungskombinationen bei Gewölbemauern

6. Widerstände

6.1. Allgemeines

Es werden die folgenden, für den Nachweis der Tragsicherheit von Betonsperren maßgebenden Festigkeitseigenschaften behandelt:

- Druck- und Zugfestigkeit des Betons
- Zug- und Scherfestigkeit der Arbeitsfugen und der Aufstandsfläche

Dazu werden im Folgenden Hinweise für die Ermittlung der charakteristischen Werte und, wo möglich, Anhaltswerte für diese gegeben. Die auf die einzelnen Tragwiderstände anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte werden in den Abschnitten über die Nachweise behandelt.

Im Eurocode ist für die Widerstandskennwerte bei einer für eine statistische Auswertung ausreichenden Anzahl an Versuchsergebnissen in der Regel die 5%-Fraktile als charakteristischer Wert anzusetzen. Die meisten der für Betonsperren maßgebenden Kennwerte sind allerdings auf Basis von wenigen Versuchsergebnissen bzw. von Erfahrungswerten festzulegen. Diese Festlegung hat mit der nötigen Vorsicht und auf der sicheren Seite liegend zu erfolgen. Es ist dabei aber auch zu berücksichtigen, dass für den Tragwiderstand – z.B. in der Aufstandsfläche einer Gewölbemauer – im Allgemeinen nicht der Punkt mit der kleinsten Scherfestigkeit, sondern ein repräsentativer Wert für einen größeren Bereich maßgebend ist.

6.2. Homogener Beton

Im Eurocode sind für den Beton Festigkeitsklassen (z.B. C20/25) festgelegt. Die Zuordnung eines Betons zu einer Festigkeitsklasse erfolgt auf Basis der Betondruckfestigkeit. Diese ist nach EN 206-1 (ÖNORM EN 206-1:2005, Pkt. 4.3.1) 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 Sperrenbeton 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. Einen Überblick über die Eigenschaften von konventionellem Sperrenbeton vermittelt [ICOLD-Bulletin, 2009].

6.2.1. Druckfestigkeit

Die Prüfung der Druckfestigkeit von Sperrenbeton 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 Druckfestigkeit wird in der Regel die 5%-Fraktile dieser Prüfergebnisse festgelegt.

Auf Grund der spezifischen Verhältnisse bei Betonsperren (Massenbeton) und in Anlehnung an die bisherige Praxis wird in der vorliegenden Richtlinie der charakteristische Wert der Druckfestigkeit (f_{ck}) wie folgt festgelegt:

- Bei Neuanlagen: 5%-Fraktile der Druckfestigkeiten ermittelt nach 90 Tagen an Würfeln mit 300 mm Kantenlänge.
- Bei bestehenden Anlagen: Entweder aus einer vorsichtigen Bewertung der Prüfergebnissen aus der Bauzeit oder auf Basis von Prüfkörpern aus der Sperre. Bei Prüfkörpern aus der Sperre ist hinsichtlich der statistischen Auswertung für die Festlegung der charakteristischen Druckfestigkeit EN 13791 zu beachten. Die Abmessungen der Prüfkörper sind auf das Größtkorn abzustimmen, das Verhältnis Höhe zu Durchmesser der Zylinder sollte mindestens 1,5 betragen.

Diese Festlegung für die charakteristische Druckfestigkeit weicht beträchtlich von der nach dem Eurocode ab, da sie ja auf der Würfeldruckfestigkeit basiert und nicht auf der Zylinderdruckfestigkeit mit $h/\varnothing = 2$, die im Eurocode als Basis verwendet wird. Weitere Faktoren, die einen Vergleich erschweren sind: Probengröße, Größtkorn und Prüfalter. Hinweise für den Einfluss der genannten Faktoren auf die Prüfergebnisse sind z.B. [ICOLD-Bulletin, 2009] zu entnehmen. Gesamthaft wird in der vorliegenden Richtlinie eine höhere charakteristische Betondruckfestigkeit festgelegt als im Eurocode, was beim Teilsicherheitsbeiwert entsprechend berücksichtigt wird.

6.2.2. Zugfestigkeit

Bei der Zugfestigkeit ist hinsichtlich der Beanspruchung und der Prüfverfahren zwischen der Biegezug-, der Spaltzug- und der zentrischen Zugfestigkeit zu unterscheiden, wobei zwischen diesen Festigkeiten bedeutende Unterschiede festzustellen sind. Generell gilt: Biegezugfestigkeit > Spaltzugfestigkeit > zentrische Zugfestigkeit. In einer Betonsperre können alle drei Arten von Zugbeanspruchungen auftreten, in den meisten und für die Tragsicherheit bedeutenden Fällen wird es sich zumindest näherungsweise um eine zentrische Zugbeanspruchung handeln.

Die Prüfung der Zugfestigkeiten wird meist nur bei größeren Projekten vorgenommen und dabei meist in Form des Biege- oder des Spaltzugversuches. Stehen keine unmittelbaren Prüfergebnisse zur Verfügung, kann die Zugfestigkeit basierend auf Erfahrungswerten in Beziehung zur Druckfestigkeit angenommen werden [ICOLD-Bulletin, 2009]. Als Anhaltswert für die charakteristische Zugfestigkeit (f_{tk}) gilt:

$$f_{tk} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (für Werte in MN/m}^2\text{)}.$$

6.2.3. Dynamische Festigkeiten

Beanspruchungen aus dem Lastfall Erdbeben sind im Vergleich zu den statischen Prüfbedingungen nur von sehr kurzer Dauer. Nachdem direkte Versuche kaum vorliegen, ist man auch bei den dynamischen Festigkeiten auf Erfahrungswerte aus bisherigen Versuchen angewiesen. Diese Versuche [ICOLD-Bulletin, 2009] zeigen, dass die dynamische Druckfestigkeiten ($f_{ck, dyn}$) nicht nennenswert über den statischen liegen, die dynamische Zugfestigkeiten ($f_{tk, dyn}$) die statischen aber beträchtlich übersteigen. Als Anhaltswert kann angenommen werden:

$$f_{ck, dyn} = f_{ck} \text{ und } f_{tk, dyn} = 1,33 \cdot f_{tk} = 0,4 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (für Werte in MN/m}^2\text{)}.$$

6.3. Arbeitsfuge

Für die Festigkeitseigenschaften (Zug- und Scherfestigkeit) der Arbeitsfugen stehen meist ebenso keine direkten Prüfergebnisse zur Verfügung, sodass man auch dafür auf die Erfahrung bzw. die diesbezügliche Literatur angewiesen ist.

Für Anhaltswerte ist in erster Linie auf den Bericht einer Arbeitsgruppe des European Clubs der ICOLD [ICOLD-EC-Bulletin, 2004] hinzuweisen. In dieser Studie ist eine große Anzahl von Untersuchungsergebnissen zusammengefasst und in Abhängigkeit von der Behandlung der Fugen vor dem Weiterbetonieren ausgewertet. Es geht daraus Folgendes hervor:

- Bei einer dem Stand der Technik entsprechenden Behandlung der Arbeitsfugen weisen diese eine Zugfestigkeit zwischen 50% und 100% und eine Kohäsion von etwa 90% der Werte des homogenen Betons auf. In den meisten Fällen lag die Kohäsion zwischen 1 und 2 MN/m².
- Unbehandelte Arbeitsfugen weisen eine Zugfestigkeit von etwa 40% bis 80% und eine Kohäsion von etwa 40% der Werte des homogenen Betons auf.

Das heißt, die Festigkeiten der Arbeitsfugen hängen wesentlich von deren Behandlung ab und weisen insgesamt eine große Streubreite auf. Für den einzelnen Fall sind sie mit Vorsicht und Bedachtnahme auf die gegebenen Umstände festzulegen.

Als Anhalt für die charakteristischen Festigkeiten können bei einer gesamthaft guten Beton- und Fugenqualität folgende Werte angenommen werden:

- Für die Zugfestigkeit 25% bis 50% der Zugfestigkeit des homogenen Betons
- Für die Kohäsion $c = 0,3 - 1,0 \text{ MN/m}^2$
- Für den Reibungswinkel $\varphi = 45^\circ$

Für die Restscherfestigkeit kann als Anhaltswert $\varphi = 45^\circ$ und $c = 0$ angenommen werden.

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 entsprechende Behandlung beim Bau der Sperre. Besondere Vorsicht ist auch bei den sogenannten Winterfugen (Arbeitsfugen zwischen letztem Beton im Herbst und Weiterbetonierung im Frühjahr) geboten.

6.4. Aufstandsfläche

Unter Aufstandsfläche ist im Rahmen der Tragsicherheitsnachweise nicht die exakte Grenzfläche zwischen Beton und Fels zu verstehen, da diese ja in der Regel einen unregelmäßigen Verlauf aufweist, sondern eine Zone mit einer gewissen Stärke. Die Festigkeitseigenschaften dieser Zone werden naturgemäß von den Festigkeiten der beiden angrenzenden Baukörper (Untergrund und Sperre) und der Ausformung und der Behandlung des Sperrenaushubes bestimmt, maßgebend ist das schwächste Glied. Dazu einige generelle Anmerkungen:

Die sorgfältige Vorbereitung des Sperrenaushubes für die Einbringung des ersten Betons kann bei Neuanlagen überwacht werden, bei bestehenden Anlagen ist man, so wie bei den Arbeitsfugen, auf Bestandsunterlagen angewiesen. Bei bestehenden Anlagen geht es weiters auch darum, die generelle Geometrie der Aufstandsfläche zu kennen. Liegen darüber keine Informationen vor, so ist sie durch geeignete Maßnahmen zu erkunden.

Als erste Betonierlage 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 Bereich der Aufstandsfläche repräsentativen Werte. Hingegen sind die ermittelten Reibungswinkel eine untere Grenze, da ja mit den relativ kleinen Proben die Welligkeit der Aufstandsfläche nicht erfasst wird.

Für Anhaltswerte sei wiederum auf den Bericht [ICOLD-EC-Bulletin, 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 $0,8 \text{ MN/m}^2$ und ein minimaler Wert von $0,2 \text{ MN/m}^2$ 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 $3,0 \text{ MN/m}^2$ festgestellt. Der Bruch der Proben war großteils nicht in der Kontaktfläche, sondern im Fels.

Basierend auf diesen Versuchen können bei einer sorgfältig vorbereiteten Aufstandsfläche und guter Felsqualität die folgenden Anhaltswerte für die Scherfestigkeit angenommen werden:

- Für die Kohäsion $c = 0,3 - 0,7 \text{ MN/m}^2$
- Für den Reibungswinkel $\varphi = 45^\circ - 50^\circ$

Voraussetzung dafür ist, dass im **Felsuntergrund hinsichtlich der Gleitsicherheit keine ungünstigeren Verhältnisse vorliegen**.

Eine Zugfestigkeit in der Aufstandsfläche darf nur dann angenommen werden, wenn sie durch Versuche nachgewiesen wird und wenn sie auch im anschließenden Felsuntergrund gewährleistet ist, was in der Regel nicht der Fall sein wird.

6.5. Felsuntergrund

Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit bzw. der Festigkeitseigenschaften des Felsuntergrundes bilden die im Rahmen der Projektierung bzw. von nachträglichen Nachweisen zu entwickelnden Modelle. 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

Für die Erstellung des geologischen Modells sind umfassende Erkundungen vor Ort erforderlich. Zur Beschreibung einzelner Eigenschaften wurden diverse Klassifizierungssysteme geschaffen. Ein Überblick dazu ist unter anderem der Monographie [TU-Graz, 2016] zu entnehmen.

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 sogenannte Bruchkriterien entwickelt. Beispiele dafür sind [TU-Graz, 2016]:

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

Die Festigkeitsparameter sind in der Regel mit Laboruntersuchungen und erforderlichenfalls auch mit Feldversuchen zu bestimmen. Für kleinere Stauanlagen kann darauf verzichtet werden, wenn zuverlässige Erfahrungswerte vorliegen.

7. Nachweise bei Gewichtsmauern

7.1. Berechnungsmodelle

Die für die Nachweise erforderlichen Schnittkräfte und Spannungen können entweder auf Basis einer vereinfachten Berechnung oder mit einer Finiten-Elemente-Berechnung ermittelt werden. Es sind die charakteristischen Einwirkungen anzusetzen.

Bei der vereinfachten Berechnung wird in der Regel über die betrachteten Querschnitte eine lineare Verteilung der Normalspannungen angenommen. Die maßgebende Hauptdruckspannung ist an der Sperrenluftseite zu erwarten und kann näherungsweise aus der Normalspannung ermittelt werden. Treten Zugspannungen an der Wasserseite auf, sind allfällige Klaffungen unter Berücksichtigung des Sohl- bzw. Fugenwasserdruckes (siehe Abschnitt 4.6) zu ermitteln. Die Gleitsicherheitsnachweise dürfen auf Basis der Schnittkräfte geführt werden. Dafür dürfen nur die Bereiche ohne Klaffung herangezogen werden.

Bei der Berechnung mit Finiten Elementen sind sowohl der Sperrkörper als auch ein ausreichend großer Ausschnitt des Sperruntergrundes zu modellieren. Die Hauptdruckspan-

nungen können direkt berechnet werden. Spannungsspitzen bei Kerben bzw. auf Grund der Modellbildung dürfen dabei vernachlässigt werden. Für die Ermittlung von allfälligen Klaffungen sind entsprechende Kontaktelemente vorzusehen. Der Sohlwasserdruck in der Aufstandsfläche ist in der Regel nur nach oben, d.h. wie eine äußere Last auf den Sperrenkörper anzusetzen. Bei klaffenden Arbeitsfugen ist der Fugenwasserdruck in beide Richtungen anzusetzen.

Bei der Berechnung der Tiefe von Klaffungen darf in der Aufstandsfläche in der Regel keine Zugfestigkeit vorausgesetzt werden. In den Arbeitsfugen des Sperrenkörpers darf eine Zugfestigkeit angenommen werden. Diese ist allerdings äußerst vorsichtig (Abschnitt 6.3) zu wählen und sollte durch Versuche belegt sein. Nachdem sich mit der Tiefe der Klaffung die Steifigkeit und auch der anzusetzende Wasserdruck in der Fuge ändern, handelt es sich dabei um eine nichtlineare Berechnung, die iterativ durchzuführen ist (Lieckfeldtnachweis, z.B. [Rescher 1965]).

Die Berechnungen werden in der Regel an ebenen Schnitten durchgeführt. Für die Sperrenblöcke in den Talflanken ist zu prüfen, ob die reine 2D-Betrachtung gerechtfertigt ist oder die Neigung der Aufstandsfläche berücksichtigt werden muss [Lombardi, 2007]. Liegen potenzielle Gleitkörper im Untergrund vor, sind entsprechende felsmechanische Nachweise zu führen.

7.2. Bedingungen für die Grenzzustände

7.2.1. Klaffungen

Die Tiefe von allfälligen Fugenöffnungen (Klaffungen) in Arbeitsfugen und an der Aufstandsfläche ist iterativ zu ermitteln. Am Fugenende muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\sigma_n' \leq f_{tk} / \gamma_{mft}$$

Dabei bedeuten:

- σ_n' Effektive Normalspannung am Fugenende (Zug positiv)
- f_{tk} Charakteristische Zugfestigkeit in der Arbeitsfuge (für Aufstandsfläche in der Regel $f_{tk} = 0$)
- γ_{mft} Teilsicherheitsbeiwert für die Zugfestigkeit

Die Tiefe der Klaffung darf für die einzelnen Bemessungssituationen die folgenden Werte nicht überschreiten:

- BS1: Keine Klaffung
- BS2: 33% des Querschnitts
- BS3: 50% des Querschnitts

Für die BS1 ist zudem nachzuweisen, dass an der Sperrenwasserseite ohne Berücksichtigung eines Fugenwasserdruckes keine Zugspannungen auftreten dürfen, d.h.

$$\sigma_n \leq 0$$

σ_n Totale Normalspannung an der Sperrenwasserseite (Zug positiv)

Ein eigener Nachweis der Kippsicherheit ist nicht erforderlich, es genügt der Nachweis der Begrenzung von allfälligen Klaffungen.

7.2.2. Versagen durch Druckbeanspruchung

Beim Nachweis für den Grenzzustand des Versagens durch Druckbeanspruchung ist zu zeigen, dass:

$$\gamma_d \cdot \sigma_3 \geq -f_{ck} / \gamma_{mfc}$$

Dabei bedeuten:

- σ_3 Totale Hauptnormalspannung
- f_{ck} Charakteristische Druckfestigkeit für den Beton bzw. den Fels
- γ_d Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung
- γ_{mfc} Teilsicherheitsbeiwert für die Druckfestigkeit

Anzumerken ist, dass bei Gewichtsmauern dieser Nachweis nur bei ausgesprochen hohen Sperren oder schlechter Felsqualität zum Tragen kommt.

7.2.3. Versagen durch Gleiten

Die Gleitsicherheitsnachweise sind stets mit den effektiven Normalkräften bzw. Normalspannungen und unter Berücksichtigung allfälliger Klaffungen (für den ungerissenen Bereich) zu führen. Beim Nachweis auf Basis der Schnittkräfte ist zu zeigen, dass:

$$\gamma_d \cdot T \leq L \cdot c / \gamma_{mc} + N \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{m\varphi}$$

Dabei bedeuten:

- T, N Schubkraft und Normalkraft bezogen auf Einheitsbreite
- L Länge der Scherfläche ohne Klaffung
- $\tan(\varphi)$, c Charakteristische Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion
- γ_d , Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung
- $\gamma_{m\varphi}$, γ_{mc} Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel und die Kohäsion

7.2.4. Teilsicherheitsbeiwerte

Für die Nachweise sind die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen:

Für die Beanspruchung:

$$\gamma_d = 1,0$$

Für die Tragwiderstände je nach Bemessungssituation und Art des Widerstandes entsprechend den Angaben in Tabelle 3.

	BS1	BS2	BS3
Druckspannungen γ_{mfc}	3,0	2,0	1,5
Zugspannungen γ_{mft}	3,0	2,0	1,5
Kohäsion γ_{mc}	3,0	2,0	1,5
Reibung $\gamma_{m\varphi}$	1,5	1,3	1,1

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für die Tragwiderstände für Gewichtsmauern

8. Nachweise bei Gewölbemauern

8.1. Berechnungsmodelle

Bei Gewölbemauern handelt es sich (nach dem Verpressen der Blockfugen) um räumliche Tragwerke, die mit dem Untergrund ein gemeinsames Tragsystem bilden. Dementsprechend sind die Beanspruchungen unter Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkung und der Wechselwirkung zwischen Absperrbauwerk und Untergrund zu ermitteln. Es ist generell ein dreidimensionales Modell auf Basis der Methode der Finiten Elemente oder eines anderen numerischer Rechenverfahrens zu verwenden.

Vor dem Verpressen der Blockfugen kann, außer bei Kuppelmauern, näherungsweise angenommen werden, dass über die Blockfugen keine Kräfte übertragen werden. Das Eigengewicht ist somit auf die unabhängigen Blöcke und nicht auf das Gewölbe wirkend anzunehmen. Für die einzelnen Blöcke ist weiters nachzuweisen, dass durch die Blockfugeninjektionen keine unzulässigen Spannungen bzw. Verformungen auftreten, letztere sind während der Injektionen zu überwachen. Spannungen aus der Blockfugeninjektion werden in der Regel in den weiteren Berechnungen nicht berücksichtigt. Mit dem Verpressen der Blockfugen wird die Gewölbewirkung aktiviert und die Spannungen für die weiteren Einwirkungen sind am räumlichen Tragsystem zu ermitteln und mit den Spannungen aus dem Eigengewicht der unabhängigen Blöcke zu überlagern.

Die Spannungsverteilung in einer Gewölbemauer wird maßgeblich von der Steifigkeit des Untergrundes und der Sperre beeinflusst. Berechnungsmodelle von bestehenden Gewölbe-

mauern sind anhand von gemessenen Verformungen oder Eigenfrequenzen zu kalibrieren. Für Neuprojekte ist die Steifigkeit des Untergrundes auf der Basis von felsmechanischen Versuchen oder plausibler Vergleiche innerhalb sinnvoller Grenzen zu variieren. Die Steifigkeit des Betons hat die Belastungsdauer und Dehngeschwindigkeit zumindest indirekt mit einem „Langzeit“ E-Modul oder mit dem Ansatz eines verzögert-elastischen Verhaltens zu berücksichtigen. Übliche Werte für den „Langzeit“ E-Modul liegen in der Größenordnung von 60-70% des Wertes des Labor-E-Moduls oder des E-Moduls laut EN 1992-1-1:2011, Tabelle 3.1, ermittelt unter Kurzzeitbelastung.

Die Modellgrenzen für den Untergrund sind so zu wählen, dass es durch die Randbedingungen zu keiner Beeinflussung der Rechenergebnisse in der Sperre kommt. Im Allgemeinen sollte für statische Berechnungen der Abstand zwischen dem Sperrenbauwerk und den Modellgrenzen mindestens die 1,5-fache Sperrenhöhe betragen. Im Hinblick auf die Diskretisierung des Sperrenbauwerkes sind vier isoparametrische 3-D Elemente mit quadratischem Verschiebungsansatz über den Querschnitt im Bereich der Aufstandsfläche als untere Grenze anzusehen.

In einem ersten Schritt kann eine linear elastische Berechnung erfolgen, bei der die Fugenwasserdrücke noch nicht berücksichtigt werden. Die an geometrischen Diskontinuitäten oder Steifigkeitssprüngen auftretenden Spannungsspitzen dürfen in der Regel für die Beurteilung des Spannungszustandes vernachlässigt bzw. geglättet werden. Aus dem Vergleich der Spannungen an der Sperrenwasserseite mit den an den jeweiligen Stellen herrschenden Wasserdrücken sind jene Bereiche zu identifizieren, in denen Klaffungen zu erwarten sind. Dies wird in erster Linie im Bereich der Aufstandsfläche der Fall sein.

Für die Ermittlung von allfälligen Klaffungen sind entsprechende Kontaktelemente vorzusehen. In der Aufstandsfläche ist bei einer klaffenden Fuge der Fugenwasserdruck nur in Richtung Sperre anzusetzen, bei klaffenden Fugen im Sperrenkörper ist der Fugenwasserdruck in beide Richtungen anzusetzen.

Die Gleitsicherheitsnachweise können auf Basis der Spannungen oder der Schnittkräfte geführt werden. Entsprechende Nachweise sind an der Aufstandsfläche und gegebenenfalls in maßgebenden Trennflächen im Untergrund zu führen. Fugenwasserdrücke die allenfalls im Berechnungsmodell nicht enthalten sind, müssen im Gleitsicherheitsnachweis nachträglich berücksichtigt werden.

8.2. Bedingungen für die Grenzzustände

8.2.1. Überschreitung der Zugfestigkeit

Beim Nachweis für den Grenzzustand des Versagens durch Zugbeanspruchung ist zu zeigen, dass:

$$\gamma_d \cdot \sigma_1 \leq f_{ctk} / \gamma_{mft} - 0,9 \cdot p_w$$

Dabei bedeuten:

- σ_1 Erste Hauptspannung
- f_{ctk} Charakteristische Betonzugfestigkeit
- γ_d Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung
- γ_{mft} Teilsicherheitsbeiwert für die Zugfestigkeit
- p_w Für Sperrenwasserseite, Wasserdruck an der betreffenden Stelle

Für die Arbeitsfugen ist nachzuweisen, dass:

$$\gamma_d \cdot \sigma_v \leq f_{tk} / \gamma_{mft} - 0,9 \cdot p_w$$

Dabei bedeuten:

- σ_v Vertikalspannung
- f_{tk} charakteristische Zugfestigkeit in der Arbeitsfuge

Im Falle eines lokalen Überschreitens der Zugfestigkeit ist ein Nachweis der Kraftumlagerung bei Rissbildung oder Fugenöffnung zu erbringen.

8.2.2. Versagen durch Druckbeanspruchung

Beim Nachweis für den Grenzzustand des Versagens durch Druckbeanspruchung ist zu zeigen, dass:

$$\gamma_d \cdot \sigma_2 \geq -f_{ck} / \gamma_{mfc}$$

Dabei bedeuten:

- σ_2 Hauptdruckspannung
- f_{ck} Charakteristische Druckfestigkeit für den Beton bzw. den Fels
- γ_d Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung
- γ_{mfc} Teilsicherheitsbeiwerte für die Druckfestigkeit

8.2.3. Versagen durch Gleiten

Für die Aufstandsfläche und gegebenenfalls auch für maßgebende Trennflächen im Untergrund ist die Gleitsicherheit nachzuweisen, für die Arbeitsfugen im Sperrkörper ist dies in der Regel nicht erforderlich. Die Nachweise können, wie bereits erwähnt, auf Basis der Spannungen oder der Schnittkräfte geführt werden.

Beim Nachweis auf der Spannungsebene ist zu zeigen, dass:

$$\gamma_d \cdot \tau \leq c / \gamma_{mc} + \sigma_n \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{m\varphi}$$

Dabei bedeuten:

- τ Schubspannung
- σ_n Effektive Normalspannung
- γ_d Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung
- $\tan(\varphi), c$ Charakteristische Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion
- $\gamma_{m\varphi}, \gamma_{mc}$ Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel und die Kohäsion

Für den Nachweis auf Basis der Schnittkräfte sind geeignete Teilbereiche – z.B. Aufstandsfläche eines Blockes – zu wählen und es ist für alle Teilbereiche zu zeigen, dass:

$$\gamma_d \cdot T \leq F \cdot c / \gamma_{mc} + N \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{m\varphi}$$

Dabei bedeuten:

- T, N Schubkraft und Normalkraft bezogen auf die Teilfläche
- F Fläche des intakten Teilbereiches (ohne Klaffung)
- $\tan(\varphi), c$ Charakteristische Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion
- γ_d Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung
- $\gamma_{m\varphi}, \gamma_{mc}$ Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel und die Kohäsion

Kann die Gleitsicherheit bereichsweise nicht erbracht werden, so sind durch eine nichtlineare Berechnung die Kraftumlagerungen zu ermitteln und es ist nachzuweisen, dass für das Gesamtsystem die Gleitsicherheit gegeben ist.

8.2.4. Versagen im Felsuntergrund

Für die Felswiderlager sind die möglichen Versagensmechanismen zu identifizieren und nach den Regeln der Felsmechanik die Nachweise der Tragsicherheit zu führen – siehe unter anderem [TU-Graz, 2016]. In vielen Fällen handelt es sich dabei um den Nachweis der Gleitsicherheit von Blöcken, die sich aus dem Trennflächengefüge ergeben. Neben den durch die Geologie vorgegebenen Trennflächen ist dabei auch eine Trennfläche in Verlängerung der Sperrwasserseite anzunehmen. Besonderes Augenmerk ist auch auf konservative Annahmen für die Kluftwasserdrücke zu legen.

Die Nachweise werden in der Regel auf Basis der Kräfte geführt. Es ist das in der vorliegenden Richtlinie vorgegebene Sicherheitsniveau einzuhalten.

8.2.5. Teilsicherheitsbeiwerte

Für die Nachweise sind die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen:

Für die Beanspruchung:

$$\gamma_d = 1,0 \text{ für alle Bemessungssituationen}$$

Für die Tragwiderstände die in Tabelle 4 angegebenen Werte.

	BS1	BS2	BS3
Druckspannungen γ_{mfc}	3,0	2,0	1,1
Zugspannungen γ_{mft}	1,5	1,3	1,1
Kohäsion γ_{mc}	3,0	2,0	1,1
Reibung $\gamma_{m\phi}$	1,5	1,3	1,1

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte für die Tragwiderstände für Gewölbemauern

9. Bauwerke aus Stahlbeton

Für Sperren oder Bauteile von Sperren aus Stahlbeton ist für den Nachweis der äußeren Standsicherheit die vorliegende Richtlinie sinngemäß anzuwenden. Die Bemessung der Bauteile hat nach den Vorgaben des Eurocodes zu erfolgen. Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite können dabei auf die Einwirkungen selbst oder auf die Beanspruchungen angesetzt werden. Für die Wasserlast darf in der Regel (ÖNORM B 1990-1:2013, Pkt. 7.2) der Teilsicherheitsbeiwert von 1,35 angenommen werden.

Bei massiven Bauteilen (Bauwerksdicke > 80 cm) wird hinsichtlich der Mindestbewehrung auf einschlägige Regelwerke wie z.B. DIN 19702 (DIN 19702:2010, Pkt. 6.2) und Merkblatt [MFZ, 2004] verwiesen.

10. Erdbebennachweise

Der Nachweis der Erdbebensicherheit von Talsperren ist Gegenstand der Richtlinie der Staubeckenkommission aus dem Jahre 1996 [Erdbebenrichtlinie, 1996]. Diese Richtlinie enthält für den Erdbebennachweis von Betonsperren Angaben zu den anzuwendenden Rechenmodellen und Rechenverfahren und zu den erforderlichen Nachweisen.

Es ist beabsichtigt, die Erdbebenrichtlinie einer Revision zu unterziehen und dabei diese mit der vorliegenden Richtlinie zu harmonisieren. Bis zum Vorliegen der revidierten Fassung ist der Nachweis der Erdbebensicherheit von Betonsperren nach den Vorgaben der Erdbebenrichtlinie aus 1996 zu führen. Festlegungen in der vorliegenden Richtlinie, wie z.B. zu den Einwirkungskombinationen und den Materialfestigkeiten sind dabei zu berücksichtigen.

11. Literatur

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

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

[Grundbau Taschenbuch, 2001] „Eisdruck“, Grundbau Taschenbuch, Teil 1, Seite 667ff, 6. Auflage, 2001.

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

- [ICOLD-Bulletin, 1996] „Dams and Related Structures in Cold Climate“, ICOLD-Bulletin Nr. 105, 1996.
- [ICOLD-Bulletin, 2009] “The Physical Properties of Hardened Conventional Concrete in Dams”, ICOLD-Committee on Concrete Dams, 2009.
- [Kaech & Lombardi, 1953] A. Kaech, J. Lombardi, “Einige Betrachtungen über Bogenstau-mauern“, Schweizerische Bauzeitung, 71. Jahrgang, Nr. 38, 1953.
- [Leliavsky, 1960] S. Leliavsky, „Uplift in Gravity Dams, Part One – Part Five“, Water Power, October 1959 – February 1960.
- [Lombardi, 1988] G. Lombardi, „Querkräftbedingte Schäden in Bogensperren“; wasser, energie, luft; 80. Jahrgang, Heft 5/6, 1988.
- [Lombardi, 2007] G. Lombardi, „3-D Analysis of Gravity Dams“, Hydropower & Dams, Issue One, 2007.
- [MFZ, 2004] Deutsche Bundesanstalt für Wasserbau, „Merkblatt Rissbreitenbeschränkung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken“, September 2004.
- [Rescher, 1965] O. Rescher, „Talsperrenstatik, Berechnung und Bemessung von Gewichtsmauern“, Springer Verlag, 1965.
- [Stucky, 1957] A. Stucky, M. Derron, “Problèmes Thermiques Posés par la Construction des Barrages-Réservoirs, École Polytechnique de l’Université de Lausanne, Publication 38, 1957.
- [TU-Graz, 2016] TU-Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, „Felsmechanische Grundlagen zur Klassifizierung des Untergrundes von Betonsperren“, Dezember 2016.
- [USBR, 1966] United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, „Guide for Preliminary Design of Arch Dams“, Engineering Monograph No. 36, 1966.
- [Widmann, 1999] R. Widmann, „Gewölbemauern: Erfahrungen – Probleme – Entwicklungen“, Österreichisches Nationalkomitee für Talsperren, Die Talsperren Österreichs, Heft 33, 1999.