



Nachweis der Erdbebensicherheit von Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg



Arbeitshilfe für die praktische Durchführung



Baden-Württemberg

Nachweis der Erdbebensicherheit von Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg



Arbeitshilfe für die praktische Durchführung

HERAUSGEBER LUBW Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg
Postfach 100163, 76231 Karlsruhe
Referat – Gewässerschutz

BEARBEITUNG Dr. Jost A. Studer †, Dr. Thomas Weber, Studer Engineering Zürich
Dr. Andreas Bieberstein, Karlsruher Institut für Technologie

Projektbegleitende Arbeitsgruppe:

Lothar Heissel, Regierungspräsidium Tübingen

Bernd Karolus, LUBW

Bernhard Lonsdorfer, Regierungspräsidium Freiburg

Jürgen Manke, Regierungspräsidium Karlsruhe

Werner K. Schultz, Matthias Rimek, Ministerium für Umwelt, Naturschutz und Verkehr

Beteiligte Ingenieurbüros:

Andreas Fundinger, Büro ihb GmbH, Tübingen

Jürgen Santo, Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Weingarten

Dr. Thomas Scherzinger, Ingenieurgruppe Geotechnik GbR, Kirchzarten

STAND November 2016

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit Zustimmung des Herausgebers unter Quellenangabe und Überlassung von Belegexemplaren gestattet.

ZUSAMMENFASSUNG		9
1	GRUNDSÄTZE	10
1.1	Einführung	10
1.2	Schutzziele und Anwendungsbereich	10
1.2.1	Schutzziele	10
1.2.2	Anwendungsbereich	10
1.3	Klassifizierung von Stauanlagen	11
1.4	Fachleute / Qualifikation	12
2	NACHWEIS DER ERDBEBENSICHERHEIT VON STAUANLAGEN	13
2.1	Allgemeines Sicherheitskonzept der DIN 19700	13
2.1.1	Nachweis der Tragsicherheit von Absperrbauwerken	14
2.1.1.1	Vorgehensweise	14
2.1.1.2	Tragsicherheits-Nachweiskriterien bei Staudämmen	16
2.1.1.3	Tragsicherheits-Nachweiskriterien bei Staumauern	16
2.1.2	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Absperrbauwerken	17
2.1.2.1	Vorgehensweise	17
2.1.2.2	Gebrauchstauglichkeits-Nachweiskriterien bei Staudämmen	17
2.1.2.3	Gebrauchstauglichkeits-Nachweiskriterien bei Staumauern	17
2.1.3	Nachweis der Dauerhaftigkeit	17
2.1.4	Nachweis der Zuverlässigkeit von Einzelbauteilen und –bauwerken, Staubecken- hängen und Böschungen	17
2.2	Umfang der erforderlichen Erdbebennachweise	18
2.2.1	Erdbebenfälle nach DIN 19700	18
2.2.2	Nachweisgrenze	19
2.2.3	Vorgaben zur Eintrittswahrscheinlichkeit	19
2.2.4	Restrisiko	21
2.2.5	Nachweisverfahren	21
2.2.5.1	Talsperren der Talsperrenklasse 1 und große Hochwasserrückhaltebecken	21
2.2.5.2	Talsperren der Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere Hochwasserrück- haltebecken	22
2.2.6	Erdbebennachweise für Einzelbauteile und -bauwerke, Staubeckenhänge und Bö- schungen	22
2.3	Voraussetzungen für die Erstellung der Nachweise	23
2.4	Messeinrichtung	24
2.5	Dokumentation	24
3	NACHWEISFÜHRUNG BEI STAUDÄMMEN	25
3.1	Grundsätze	25
3.1.1	Vorgehensweise	25
3.1.2	Benötigte Unterlagen	26
3.1.3	Materialkennwerte und Untersuchungsmethoden	26
3.1.4	Berechnungsmethoden	27

3.1.4.1	Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen	27
3.1.4.2	Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdrucks	28
3.1.4.3	UndrÄnierte Scherfestigkeit sandiger Bodenschichten, die zu Verflüssigung neigen für Stabilitätsanalysen und Berechnung der Gleitverschiebung	29
3.1.4.4	Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebung	30
3.1.4.5	Festigkeits- und Deformationsanalysenmittels dynamischen FE-Berechnungen	30
3.1.5	Hinweise zur Nachweisführung	31
3.1.6	Lastfälle	31
3.1.6.1	Erdbebenersatzlast	32
3.1.6.2	Einwirkungsrichtungen	32
3.1.7	Betrachtung von Gleitverschiebungen	33
3.1.8	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei Erdbebeneinwirkungen	34
3.2	StaudÄmme der Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB	34
3.2.1	Übersicht der Anforderungen an Dammbauwerke	34
3.2.2	Modellbildung	35
3.2.3	Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB	35
3.2.3.1	Erhebung der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der Materialkennwerte von Dammkörper und Untergrund	36
3.2.3.2	Bewertung des potenziellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs	36
3.2.3.3	Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen	36
3.2.3.4	Stabilitätsanalyse nach dem Erdbeben mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs	37
3.3	StaudÄmme der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m	37
3.3.1	Übersicht der Anforderungen an Dammbauwerke	37
3.3.2	Modellbildung	38
3.3.3	Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und für große HRB, beide mit $H \leq 40$ m	39
3.3.3.1	Erhebung der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der Materialkennwerte von Dammkörper und Untergrund	40
3.3.3.2	Bewertung des potenziellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs	40
3.3.3.3	Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen	40
3.3.3.4	Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebung	41
3.3.3.5	Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs	41
3.3.3.6	Stabilitätsanalyse nach dem Erdbeben mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs	41
3.4	StaudÄmme der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H > 40$ m	41
3.4.1	Übersicht der Anforderungen an Dammbauwerke	41
3.4.2	Modellbildung	42
3.4.3	Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und für große HRB, beide mit $H > 40$ m	44
3.4.3.1	Erhebung der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der Materialkennwerte von Dammkörper und Untergrund	45
3.4.3.2	Dynamische Berechnung des Dammkörpers	45

3.4.3.3	Untersuchung der erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücke	45
3.4.3.4	Rückkopplung	45
3.4.3.5	Gleitverschiebungen	45
3.4.4	Bewertung der Gesamtsicherheit bei dynamischen Berechnungen	45
3.5	Mögliche Ertüchtigungsmaßnahmen	46
4	NACHWEISFÜHRUNG BEI STAUMAUERN	47
4.1	Grundsätze	47
4.1.1	Vorgehensweise	47
4.1.2	Benötigte Unterlagen	47
4.1.3	Materialkennwerte	48
4.1.4	Berechnungsmethoden	50
4.1.4.1	Allgemeine Anforderungen	50
4.1.4.2	Statische Anfangsbedingungen	50
4.1.4.3	Spannungsnachweis	51
4.1.4.4	Stabilitätsnachweise	51
4.1.4.5	Weitere Nachweise	52
4.1.5	Numerische Lösungsmethoden	53
4.1.5.1	Pseudostatische Methode	53
4.1.5.2	Antwortspektrenmethode, nur eine modale Verformung	53
4.1.5.3	Antwortspektrenmethode, mehrere modale Verformungen	53
4.1.5.4	Zeitverlaufsmethode	54
4.1.6	Hinweise zur Nachweisführung	54
4.1.6.1	Spannungsnachweis	54
4.1.6.2	Stabilitätsnachweis	54
4.1.6.3	Untergrundnachweis	54
4.1.6.4	Gebrauchstauglichkeit bei Erdbebeneinwirkung	54
4.1.7	Lastfälle	54
4.1.7.1	Erdbebenersatzlast	54
4.1.7.2	Einwirkungsrichtungen	55
4.1.7.3	Dynamischer Wasserdruck	55
4.1.8	Übersicht der generellen Anforderungen für Staumauern	56
4.2	Staumauern der Talsperrenklasse und sehr kleine bis mittlere HRB	57
4.2.1	Übersicht der Anforderungen an Staumauern	57
4.2.1.1	Empirische Ansätze	57
4.2.1.2	Auflagerbedingungen	57
4.2.1.3	Staubeckenwasser	57
4.2.1.4	Sicherheitsanforderungen	57
4.2.1.5	Erdbebenanregungen	57
4.2.2	Ablaufschema für die Berechnung von Staumauern der Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB	58
4.2.3	Spezifische Modellierung der Staumauer	59
4.3	Staumauern der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m	59
4.3.1	Übersicht der Anforderungen	59

4.3.1.1	Modellierungsansatz	59
4.3.1.2	Auflagerbedingungen	60
4.3.1.3	Staubeckenwasser	60
4.3.1.4	Sicherheitsanforderungen	60
4.3.1.5	Erdbebenanregungen	60
4.3.2	Ablaufschema für die Berechnung von Staumauern der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m	61
4.3.3	Spezifische Modellierung der Staumauer	63
4.4	Staumauern der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H > 40$ m	64
4.4.1	Übersicht der Anforderungen	64
4.4.2	Vorgehen	64
4.4.3	Spezifische dynamische Modellierung	65
4.4.4	Bestimmung der maximalen Beanspruchungen mit einer dynamischen Analyse nach der Zeitverlaufsmethode (Direkte Integration)	66
4.4.5	Bestimmung der maximalen Beanspruchungen mit einer dynamischen Analyse nach der Zeitverlaufsmethode (Modale Superposition)	66
4.4.6	Spannungsumlagerung / lokale Risse	67
4.5	Mögliche Ertüchtigungsmaßnahmen	67
5	LITERATUR	68
5.1	Zitierte Richtlinien, Merkblätter und Arbeitshilfen	68
5.2	Weitere Richtlinien und Verordnungen	68
5.3	Fachliteratur	70
6	ABKÜRZUNGEN	75
7	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	79
ANHANG		80

Zusammenfassung

DIN 19700:2004-07 „Stauanlagen“ fordert für Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren die Prüfung der Einwirkung von Erdbeben. Ausgehend von der Erdbebengefahr am Standort müssen Nachweise hinsichtlich der Zuverlässigkeit der Stauanlage geführt werden. Die Nachweise sind unter Beachtung der konstruktiven Gestaltung und der Betriebsweise der Stauanlage zu erbringen.

Die vorliegende Arbeitshilfe gibt Hinweise, wie die Nachweise der Erdbebensicherheit für Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren in Baden-Württemberg geführt werden können. Damit soll ein landesweit einheitliches Nachweisniveau erreicht werden. Mit der Arbeitshilfe soll insbesondere für die planenden Ingenieurbüros der Umfang der Nachweisführung beschrieben und eine Hilfestellung gegeben werden. Die Betreiber können bei der Beauftragung auf die Arbeitshilfe verweisen. Die Aufsichtsbehörden können anhand dieser Vorgaben die Nachweisführung prüfen.

In der Arbeitshilfe wird die Nachweisführung für Staudämme und Staumauern beschrieben. Im Anhang sind weitere vertiefende Informationen aufgeführt. Es werden Grundsätze zur erdbebengerechten Gestaltung erläutert. Neben den Nachweisen mit quasistatischen Ersatzlasten wird auch auf dynamische Berechnungsmethoden eingegangen. Es werden die erforderlichen Nachweise für Einzelbauwerke behandelt und das Restrisiko thematisiert.

In der Handreichung „Erdbebensicherheit von Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren – Kompendium für Betreiber und Wasserbehörden“ [LUBW 2016] werden ergänzende Informationen gegeben.

1 Grundsätze

1.1 EINFÜHRUNG

DIN 19700 (2004) „Stauanlagen“ fordert Untersuchungen zu Einwirkungen von Erdbeben auf Stauanlagen. Unter Beachtung der konstruktiven Gestaltung sowie der Betriebsweise der Stauanlage sind, ausgehend von der Erdbebenbelastung am Standort, Nachweise in Hinsicht auf die Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit einer Stauanlage zu führen. Neben den Anforderungen in DIN 19700 (2004), Teile 10 bis 12, finden sich weitergehende Erläuterungen im LUBW-Leitfaden „Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken“ [LUBW 2007].

DIN EN 1998-1:2010-12 (Eurocode 8) mit den nationalen Anhängen beinhaltet die Auslegung von gewöhnlichen Bauwerken gegen Erdbeben. Diese sind beispielsweise für Nebenanlagen zu berücksichtigen.

In der vorliegenden Arbeitshilfe werden die Erdbebennachweise für Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren behandelt. Die Arbeitshilfe soll die Durchführung des Erdbebennachweises von Stauanlagen in Baden-Württemberg unterstützen. Die Nachweisführung der Erdbebensicherheit bei Stauanlagen wird, basierend auf einem landesweit einheitlichen Nachweisniveau, erläutert. Rückmeldungen zu erzielten und vorhandenen Erfahrungen bei der Anwendung der Arbeitshilfe sind erwünscht, um eine Fortschreibung durchführen zu können.

In der Arbeitshilfe „Erdbebensicherheit von Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren – Kompendium für Betreiber und Wasserbehörden“ findet man ergänzende Hinweise zum Thema. [LUBW 2016].

1.2 SCHUTZZIELE UND ANWENDUNGSBEREICH

1.2.1 SCHUTZZIELE

Mit der vorliegenden Arbeitshilfe sollen die Sicherheitsnachweise von Stauanlagen unter Erdbebenbelastung nach einheitlichen Kriterien geregelt werden.

Die Hauptziele des Erdbebenschutzes können wie folgt umschrieben werden:

- Schutz von Menschenleben, hier der Unterlieger einer Stauanlage
- Schutz der Umwelt unterhalb einer Stauanlage, in dem hier aufgeführten Umfang
- Schutz vor materiellen Schäden der Unterlieger einer Stauanlage, Schutz von Kulturgütern und vor volkswirtschaftlichen Folgekosten
- Sicherstellung der Stauanlagennutzung (Betriebssicherheit)

Die vorliegende Arbeitshilfe hat den Zweck, die Schutzziele für Stauanlagen durch entsprechende Nachweise in der Praxis zu erreichen. Dabei handelt es sich um Anforderungen, die unter Berücksichtigung des wirtschaftlich Tragbaren und des Prinzips der Verhältnismäßigkeit von Aufwand und erzielter Risikoverminderung festgelegt worden sind.

1.2.2 ANWENDUNGSBEREICH

Die vorliegende Arbeitshilfe gilt für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen, speziell für Talsperren (TSP) im Sinne der DIN 19700-10 und 11 und Hochwasserrückhaltebecken (HRB) im Sinne der DIN 19700-12.

Andere Stauanlagen und Staubauwerke, wie Wehre, Stauhaltungsdämme, Deiche an Fließgewässern oder Regenrückhaltebecken, werden in dieser Arbeitshilfe nicht behandelt. Bei fachlich ähnlichen Fragestellungen kann sich an dem Vorgehen der Arbeitshilfe orientiert werden.

Die Anwendung der Arbeitshilfe wird empfohlen

- bei Neubauten, Ergänzungsprojekten und Sanierungsvorhaben im Zuge der Projektierung und
- bei bestehenden Anlagen, spätestens im Rahmen einer Vertieften Überprüfung.

Die Arbeitshilfe dient einer effizienten Durchführung der Sicherheitsnachweise. Die festgehaltenen Verfahren und Grenzwerte sind als Minimalanforderungen zu verstehen, die der Ingenieur bei Vorliegen von neueren Erkenntnissen entsprechend anzupassen hat. Die Anwendung von anderen Verfahren ist zugelassen, vorausgesetzt sie sind etabliert und zu den in der Arbeitshilfe festgelegten Anforderungen mindestens gleichwertig sind.

Abweichend von der vorliegenden Arbeitshilfe können von der Aufsichtsbehörde strengere Anforderungen an den Nachweis der Erdbebensicherheit spezifischer Stauanlagen gestellt werden.

1.3 KLASSIFIZIERUNG VON STAUANLAGEN

Stauanlagen werden nach DIN 19700 klassifiziert. Die Klassifizierung wurde für Baden-Württemberg in der LUBW Arbeitshilfe erläutert und ergänzt (siehe. Abb. 1.1) [LUBW 2007]. Kriterien für Auf- und Abklassifizierungen im Einzelfall sind hier genannt. Durch die Klassifizierung werden unterschiedliche Anforderungen an die Bauwerke vorgegeben. Die Einteilung in die verschiedenen Klassen erfolgt grundsätzlich nach ihrer Bedeutung, den Abmessungen und der Konstruktion, der Stauraumgröße sowie potenziellen Schäden für Personen und Sachgegenstände, die bei einem Versagen der Stauanlage zu erwarten wären. Die Verletzbarkeit einer Anlage durch seismische Einwirkung bleibt bei der Klassifizierung unberücksichtigt.

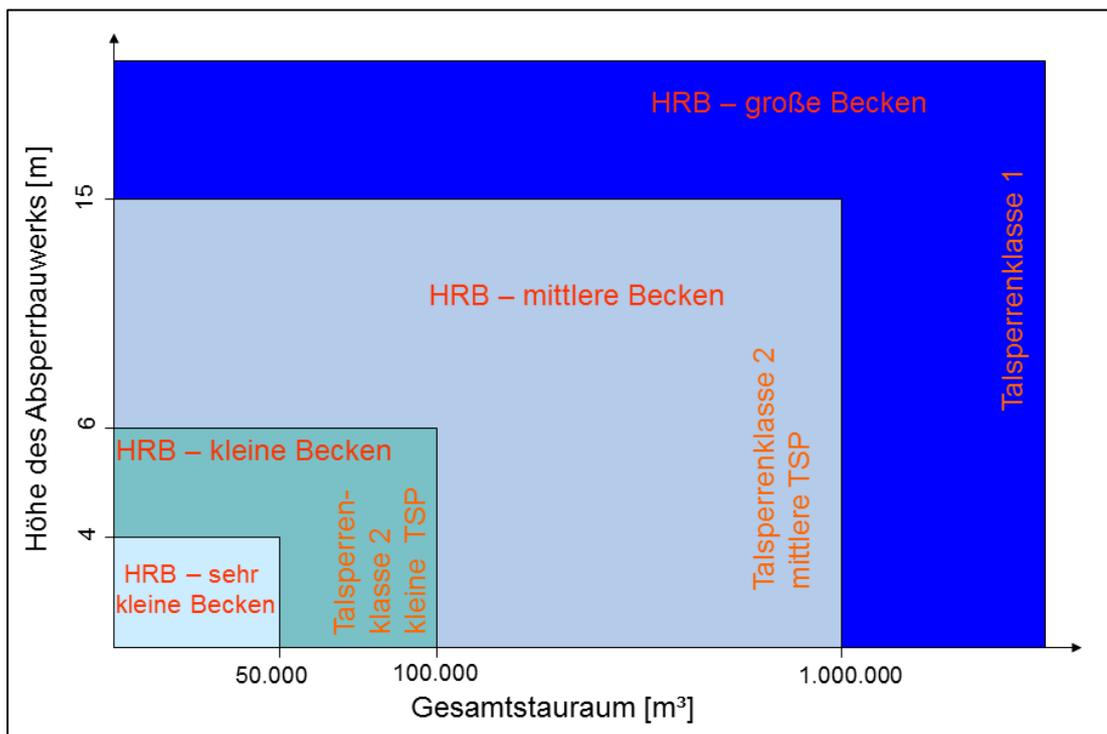


Abb. 1.1: Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren in Baden-Württemberg in Anlehnung an DIN 19700:2004-07

Bei der Ermittlung der Höhe des Absperrbauwerkes wird als pragmatischer Ansatz für die Festlegung der maßgebenden Gründungssohle die Gewässersohle in der Achse des Absperrbauwerkes angesetzt. Ein Bodenaustausch bzw. die Unterkante von Pfahlgründungen sind hier nicht maßgebend. Analog der Kriterien nach DIN 19700-12 für „mittlere“ bzw. „kleine“ HRB darf die Talsperrenklasse 2 in „mittlere TSP“ und „kleine TSP“ unterschieden werden [LUBW 2007].

1.4 FACHLEUTE / QUALIFIKATION

Die Überprüfung der Erdbebensicherheit von Stauanlagen soll durch Fachleute erfolgen, die über eine den Anforderungen entsprechende Ausbildung und Erfahrung verfügen. Die Kriterien, die an die Fachperson gestellt werden, sind in „Erdbebensicherheit von Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren – Kompendium für Betreiber und Wasserbehörden“ [LUBW 2016] aufgeführt.

Die Nachweise sind jeweils nach den Regeln der Technik zu führen. Abweichende Nachweise sind aufzuführen, darzustellen und zu erläutern. Die Resultate sind immer im Hinblick auf Annahmen und Konsequenzen detailliert darzulegen.

Der Auftragnehmer kann darauf hinweisen, dass die Nachweise der Erdbebensicherheit entsprechend der Arbeitshilfe geführt wurden. Abweichungen von der Arbeitshilfe müssen dargestellt und erläutert werden. Das Ergebnis ist eingehend zu bewerten und ggf. ist ein erforderlicher Handlungsbedarf zu benennen (z. B. Maßnahmenkonzept). Bei Bedarf ist der quantitative Nachweis für erforderliche Ergänzungsmaßnahmen im Sinne einer Dimensionierung bereits hier zu erarbeiten.

2 Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen

2.1 ALLGEMEINES SICHERHEITSKONZEPT DER DIN 19700

Die Zuverlässigkeit von Stauanlagen ist nachzuweisen. Dazu gehört, dass die Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit des Absperrbauwerkes gegeben sind und die Dauerhaftigkeit während der vorgesehenen Nutzungsdauer erhalten bleibt.

Zudem ist nachzuweisen, dass die Zuverlässigkeit des Absperrbauwerkes nicht durch Einzelbauteile und -bauwerke, die im Zusammenhang mit dem Absperrbauwerk stehen, ungünstig beeinflusst wird. Gleiches gilt sinngemäß für die Staubeckenhänge sowie für Böschungen.

Die Vorgehensweise bei der Erstellung der erforderlichen Sicherheitsnachweise für Stauanlagen ist grundsätzlich in DIN 19700-10 und DIN 19700-11 erläutert. DIN 19700-11 ist zwar zunächst für Talsperren anzuwenden, in den Teilen 12 bis 15 der DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken, Staustufen, Pumpspeicher- bzw. Sedimentationsbecken wird jedoch hinsichtlich der Durchführung der Sicherheitsnachweise auf DIN 19700 Teil 11 verwiesen. Das Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Staudämme und Staumauern wird im Gelbdruck des DWA-Merkblattes 542 [DWA M-542 2015] vorgestellt. Für kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken gibt es darüber hinaus Hinweise im DWA-Merkblatt 522 [DWA M-522 2015].

Gemäß DIN 19700-10:2004-07 Abschnitt 8.4 sind aktive Störzonen sowie das Verhalten des Absperrbauwerks während und nach seismischer Erregung zu beachten. Es ist nicht empfehlenswert, neue Absperrbauwerke auf bekannte aktive Oberflächen-Verwerfungen zu errichten. Liegen mögliche aktive Oberflächen-Verwerfungen am Sperrenstandort vor, sind besondere standort- und sperrenspezifische Untersuchungen durchzuführen. Diese Untersuchungen beziehen sich vor allem auf die Bestimmung der letzten seismischen Aktivität der betreffenden Verwerfung. Verwerfungen, die nachweislich im Quartär keine seismische Aktivität zeigten, können allgemein vernachlässigt werden [ICOLD 2012]. Sind jüngere seismische Aktivitäten der betreffenden Verwerfungen identifiziert worden, bedarf es weiterer vertiefter Abklärungen bezüglich der seismischen Gefährdung am Standort. Eine Vernachlässigung der potenziellen seismischen Aktivität alter Verwerfungen kann vor allem damit begründet werden, dass die Wahrscheinlichkeit einer Reaktivierung sehr gering ist, und dass die Erdbebenanregung basierend auf einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse eine Reaktivierung alter bekannter sowie auch unbekannter verborgener Verwerfungen zu einem gewissen Maß beinhaltet. Bei Verwerfungen in der Aufstandsfläche der Sperre bzw. in unmittelbarer Nähe von wenigen hundert Metern sollte der Sperrenkörper einen möglichen Versatz der Verwerfung bzw. dessen möglichen Abzweig aufnehmen können. Verwerfungen, die durch das Staubecken verlaufen, sind auf ihr Potenzial zur Erzeugung von Flutwellen zu beurteilen.

Das Ziel besteht darin, auch an Standorten mit seismisch aktiven Verwerfungen ein vergleichbares Sicherheitsniveau zu gewährleisten, wie es allgemein mit dieser Arbeitshilfe angestrebt wird. Die Art und der Umfang der zu erbringenden Nachweise bzw. der in Betracht zu ziehenden Vorkehrungen sind projektspezifisch zu klären.

2.1.1 NACHWEIS DER TRAGSICHERHEIT VON ABSPERRBAUWERKEN

2.1.1.1 VORGEHENSWEISE

Bei der Überprüfung der Tragsicherheit ist nachzuweisen, dass eine ausreichende Sicherheit des Tragwerks gegenüber Versagen vorhanden ist. Die Tragsicherheit von Stauanlagen wird durch die Untersuchung von Bemessungssituationen nachgewiesen. Drei Bemessungssituationen werden unterschieden (vgl. Tab. 2.1):

- Bemessungssituation I ständige Bemessungssituation
- Bemessungssituation II vorübergehende Bemessungssituation
- Bemessungssituation III außergewöhnliche Bemessungssituation

Die Bemessungssituationen ergeben sich aus der Verknüpfung von Lastfällen mit Tragwiderstandsbedingungen. Die zu berücksichtigenden Lastfälle ergeben sich aus einer in der Norm vorgegebenen Kombination von Einwirkungen, die in Abhängigkeit von ihrer Dauer und Häufigkeit die Einwirkungen in drei Gruppen eingeteilt werden:

- Gruppe 1: ständig oder häufig wiederkehrende Einwirkungen
- Gruppe 2: seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen
- Gruppe 3: außergewöhnliche Einwirkungen

In Tab. 2.2 und Tab. 2.3 sind die nachzuweisenden Lastfälle für Staudämme bzw. Staumauern dargestellt. Es sind drei Lastfälle zu untersuchen:

- Lastfälle 1: Regelkombination, alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1
- Lastfälle 2: seltene Kombination, alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und je eine Einwirkung der Gruppe 2
- Lastfälle 3: außergewöhnliche Kombination, alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und je eine Einwirkung der Gruppe 3

Die Tragwiderstände werden durch Kennwerte festgelegt, die die Verformbarkeit, Festigkeit, Durchlässigkeit und den allgemeinen Zustand von Absperrbauwerk und Untergrund sowie die Wirksamkeit von baulichen Einrichtungen beschreiben. Es wird zwischen drei Tragwiderstandsbedingungen unterschieden:

- Tragwiderstandsbedingung A: wahrscheinliche Bedingung
- Tragwiderstandsbedingung B: wenig wahrscheinliche Bedingung
- Tragwiderstandsbedingung C: unwahrscheinliche Bedingung

Tab. 2.1: Bemessungssituationen (nach Tabelle 2 in DIN 19700-11)

Bemessungssituation	Tragwiderstandsbedingung	Lastfälle
BS I	A	1
BS II	A	2
	B	1
BS III	A	3
	B	2
	C	1

Tab. 2.2: Lastfälle bei Staudämmen (nach Tabelle 3 der DIN 19700-11)

Anmerkung: Bei Hochwasserrückhaltebecken entspricht in den Lastfällen 2.4 und 3.2 das Stauziel Z_S dem Dauerstauziel Z_D

Einwirkungen		Lastfälle LF (Einwirkungskombinationen) ^e							
		1		2			3		
		1.1	1.2 ^a	2.1	2.2	2.3	2.4 ^c	3.1	3.2
Gruppe 1 (ständig)	Eigenlast	x	x	x	x	x	x	x	x
	Verkehrs- und Auflast	x	x	x	x	x	x	x	x
	Wasserdruck bzw. Strömungskräfte bei Vollstau Z_V (HRB mit Dauerstau) ^f	x				x	x ^d		x ^d
Gruppe 2 (selten)	Wasserdruck bzw. Strömungskräfte bei Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1}) ^f			x					
	Schnellstmögliche Wasserspiegelabsenkung außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände				x ^b				
Gruppe 3 (außergewöhnlich)	Betriebserdbeben ^e						x		
	Wasserdruck- bzw. Strömungskräfte bei Hochwasserstauziel 2 (Z_{H2}), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$							x	
	Bemessungserdbeben								x

^a Bau- und Konsolidierungszustände bis zum ersten Einstau sowie Zustand „leeres Becken“ (Die erforderliche Sicherheit von Erddämmen im Bauzustand (Konsolidierungszustände) kann abweichend von DIN 19700 auf 1,1 verringert werden, wenn hierdurch keine Gefahr für Unterlieger entsteht und Betreiber sowie Aufsichtsbehörde zustimmen).

^b Beginnend bei Vollstau

^c Lastfall nur für Gebrauchstauglichkeitsnachweis

^d Es darf der Wasserdruck bzw. die Strömungskraft bei Stauziel Z_S angesetzt werden oder bei HRB der Dauerstau Z_D

^e Bei sehr kleinen und kleinen Hochwasserrückhaltebecken ist es ausreichend, die Bemessungssituationen mit der Tragwiderstandsbedingungen A zu untersuchen

^f Da die Strömungskräfte aus den Wasserdruckkräften resultieren, muss nur eine der beiden Kräfte in Ansatz gebracht werden.

Tab. 2.3: Lastfälle bei Staumauern (nach Tabelle 4 der DIN 19700-11)

Anmerkung: Bei Hochwasserrückhaltebecken entspricht in den Lastfällen 2.4 und 3.3 das Stauziel Z_S dem Dauerstauziel Z_D

Einwirkungen		Lastfälle LF (Einwirkungskombinationen) ^e								
		1		2			3			
		1.1	1.2 ^a	2.1	2.2	2.3	2.4 ^c	3.1	3.2	3.3
Gruppe 1 (ständig)	Eigenlast	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Verkehrs- und Auflast	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Wasserdruck bzw. Strömungskräfte bei Vollstau Z_V (HRB mit Dauerstau) ^f	x			x ^d	x	x ^d		x	x ^d
	Erddruck	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	langfristige Temperatureinwirkung Kriechen und Schwinden des Betons	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Gruppe 2 (selten)	Wasserdruck bzw. Strömungskräfte bei Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1}) ^f			x						
	Eisdruck und Windlast außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände				x					
Gruppe 3 (außergewöhnlich)	Betriebserdbeben ^e						x			
	Wasserdruck- bzw. Strömungskräfte bei Hochwasserstauziel 2 (Z_{H2}), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$							x		
	seltene Temperatureinwirkungen								x	
	Bemessungserdbeben									x

2.1.1.2 TRAGSICHERHEITS-NACHWEISKRITERIEN BEI STAUDÄMMEN

Im Rahmen der Tragsicherheitsnachweise sind folgende Kriterien bei Staudämmen zu überprüfen (siehe DIN 19700-11, Abschnitt 7.2.6):

- Aufnahme der Spreizspannungen in der Gründungssohle
- Grundbruchsicherheit
- Sicherheit gegen Abschieben des Staudammes oder von Staudammbauteilen
- Böschungsbruchsicherheit (Berücksichtigung verschiedener Gleitkörper, inkl. potenzieller Bruchkörper durch den Untergrund)

Hierbei gelten folgende Gesamtsicherheitsbeiwerte:

- Bemessungssituation BS I: $\gamma = 1,3$
- Bemessungssituation BS II: $\gamma = 1,2$ (z. B. Betriebserdbeben)
- Bemessungssituation BS III: $\gamma = 1,1$ (z. B. Bemessungserdbeben)

Ergänzend sind folgende Nachweise zu erbringen

- Bewertung der Auswirkungen bei möglichen Instabilitäten der Staubeckenhänge
- Nachweis der Funktionstüchtigkeit sicherheitsrelevanter Nebenanlagen

2.1.1.3 TRAGSICHERHEITS-NACHWEISKRITERIEN BEI STAUMAUERN

Im Rahmen der Tragsicherheitsnachweise sind folgende Kriterien bei Staumauern zu überprüfen (siehe DIN 19700-11, Abschnitt 7.3.6):

- Lage der Resultierenden der vom Bauwerk zu übertragenden Kräfte bzw. Auftreten klaffender Fugen:
 - Bemessungssituation BS I: Resultierende im Kernbereich
 - Bemessungssituation BS II: Resultierende im Kernbereich (beim Betriebserdbeben ist abweichend eine Sohlfugenklaffung bis Querschnittsmitte zulässig, siehe DIN 19700-11 Abschnitt 7.3.7)
 - Bemessungssituation BS III: zulässige klaffende Fuge bis zur Querschnittsmitte, Außermittigkeit der Resultierenden maximal $\frac{1}{3}$ der Querschnittsbreite (Bemessungserdbeben)
- Hauptdruckspannungen (siehe Tab. 2.4)
- Hauptzugspannungen (siehe Tab. 2.4)
- Kraftübertragung in Fugen (siehe Tab. 2.4)

Tab. 2.4: Gesamtsicherheitsbeiwerte für Staumauern (nach Tabelle 5 der DIN 19700-11, angepasst)

Tragsicherheitsnachweise für	Gesamtsicherheitsbeiwerte γ in Bemessungssituationen (BS)		
	BS I	BS II	BS III
Hauptdruckspannungen bei unbewehrten Beton, Bruchsteinmauerwerk und Fels	2,1	1,7	1,2
Hauptzugspannung bei unbewehrten Beton, Bruchsteinmauerwerk und Fels*	2,1	1,7	1,2
Gleitsicherheit in der Sohlfuge und Bauerwerksfugen	1,5	1,3	1,2
Gleitsicherheit bei Trennflächen im Fels	2,0	1,5	1,2

* Dieser Nachweis wird zusätzlich zur DIN 19700-11 empfohlen.

Ergänzend sind folgende Nachweise zu erbringen:

- Bewertung der Auswirkungen bei möglichen Instabilitäten der Staubeckenhänge
- Nachweis der Funktionstüchtigkeit sicherheitsrelevanter Nebenanlagen

2.1.2 NACHWEIS DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT VON ABSPERRBAUWERKEN

2.1.2.1 VORGEHENSWEISE

Die Gebrauchstauglichkeit ist gegeben, wenn die festgelegten Nutzungseigenschaften vorhanden sind. In der Regel ist dies der Fall, wenn u. a. Verformungen begrenzt und Rissbildungen beschränkt werden. Für die Durchführung der rechnerischen Gebrauchstauglichkeitsnachweise gilt das konzeptionelle Vorgehen analog der Tragsicherheitsnachweise mit dem entsprechenden Betriebserdbeben.

2.1.2.2 GEBRAUCHSTAUGLICHKEITS-NACHWEISKRITERIEN BEI STAUDÄMMEN

Im Rahmen der Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind folgende Kriterien zu überprüfen (siehe DIN 19700-11, Abschnitt 7.2.7):

- Hydraulische Sicherheit
- Rissicherheit
- Verformungen

2.1.2.3 GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT-NACHWEISKRITERIEN BEI STAUMAUERN

Im Rahmen der Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind folgende Kriterien zu überprüfen (siehe DIN 19700-11, Abschnitt 7.3.7):

- Begrenzung der Fugenklaffungen bzw. Lage der Resultierenden wie in Kapitel 2.1.1.3 beschrieben.
Ausnahme: Im Lastfall Betriebserdbeben ist eine Fugenklaffung bis zur Querschnittsmitte zulässig bzw. die Außermittigkeit der Resultierenden darf bis zu $\frac{1}{3}$ der Querschnittsbreite betragen (siehe DIN 19700-11 Abschnitt 7.3.7). Der Nachweis ist zu führen.
- Messergebnisse im Betriebszustand entsprechen den rechnerischen Annahmen.

2.1.3 NACHWEIS DER DAUERHAFTIGKEIT

Die Dauerhaftigkeit des Tragwerks, d. h. seine Gebrauchstauglichkeit und seine Tragsicherheit gehen während der gesamten Nutzungsdauer ohne außergewöhnliche Instandsetzungsmaßnahmen nicht verloren, kann nicht vorab nachgewiesen werden. Es muss davon ausgegangen werden, dass die Dauerhaftigkeit gegeben ist, wenn die Bemessung und der Bau den allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechen. Bei Absperrbauwerken beträgt die Nutzungsdauer 80 bis 100 Jahre gemäß DIN 19700-11.

Indirekt wird der Nachweis der Dauerhaftigkeit auch durch eine regelmäßige visuelle und messtechnische Kontrolle erbracht, was deren Notwendigkeit unterstreicht [LUBW 2007].

2.1.4 NACHWEIS DER ZUVERLÄSSIGKEIT VON EINZELBAUTEILEN UND -BAUWERKEN, STAUBECKENHÄNGEN UND BÖSCHUNGEN

Gemäß DIN 19700-11, Abschnitt 7.4 sind im Zusammenhang mit Talsperren stehende Einzelbauteile und -bauwerke nach den jeweils einschlägigen technischen Normen zu berechnen, zu bemessen und zu konstruieren (z. B. Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteile und -bauwerke nach DIN EN 1992-1-1 / DIN EN 1992-1-4/NA und/oder DIN 19702, Mauerwerk nach DIN EN 1996-1-1 / DIN EN 1996-1-1/NA, Stahlwasserbauten und -bauteile nach DIN 19704-1 bis DIN 19704-3). Es ist zu prüfen, ob die Erdbebenbemessung derartiger sicherheitsrelevanter Bauteile oder Bauwerke an die Erfordernisse der DIN 19700 anzupassen ist.

Ferner ist zu überprüfen, ob bzw. inwieweit Auswirkungen der Erdbeben auf Dichtungen und Dichtunganschlüsse sowie die Funktionalität von Bauteilen, insbesondere beweglicher Bauteile, zu erwarten sind. Es ist

nachzuweisen, dass die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen, insbesondere die Sicherheitsorgane wie Ablässe, nach einem Erdbeben funktionstüchtig bleiben, bzw. ihre Funktionstüchtigkeit umgehend wiederhergestellt werden können.

Potenziell instabile Hänge, Böschungen oder sonstigen Zonen im Uferbereich des Staubeckens müssen überprüft werden. Es ist nachzuweisen, dass keine Rutschungen in das Staubecken oder auf Anlagenteile stattfinden können, die zu einem unzulässigen Überschwappen der Sperre oder zu Schäden an der Stauanlage führen könnten.

Beispiel:

Nach einem Erdbeben kann bei Schäden des Tragwerks die Entleerung des Stauraums zur Entlastung notwendig werden. Daher ist auch zu prüfen, ob nach den Erdbebeneinwirkungen eine Entleerung des Stauraums durch die Auslassorgane bei Bedarf möglich ist, oder ob deren Funktionalität eingeschränkt bzw. gestört sein kann (siehe Kapitel 2.2.6). Kann die Entleerung nicht gewährleistet werden, sind ggf. Nachbesserungen oder Ergänzungen zur Entleerung notwendig.

Die Tragsicherheit der Staubeckenhänge und von Böschungen ist nach DIN EN 1997-1 / DIN EN 1997-1/NA / DIN 1054 und DIN 4084 nachzuweisen.

Die Zuverlässigkeit der Absperrbauwerke darf durch Einzelbauteile und -bauwerke sowie durch die Staubeckenhänge und Böschungen nicht ungünstig beeinflusst werden.

2.2 UMFANG DER ERFORDERLICHEN ERDBEBENNACHWEISE

DIN 19700-10 enthält gemeinsame Festlegungen für Stauanlagen. Gemäß DIN 19700-10, Abschnitt 8.4 ist die Einwirkung von Erdbeben auf Stauanlagen zu untersuchen. Nachfolgend sind die wesentlichen Punkte der DIN 19700-10 aufgeführt, sowie spezielle Regelungen für Baden-Württemberg.

Erdbebeneinwirkungen sind gekennzeichnet durch die Intensität sowie durch die Charakteristik und die Höhe der Bodenbeschleunigung. Diese Werte, vor allem die Antwortspektren für alle Standorte in Deutschland, finden sich unter <http://www.gfz-potsdam.de/DIN19700>. Alternativ kann gemäß DIN 19700 -10 ein seismologisches Gutachten erstellt werden. Die bei der Erstellung eines seismologischen Gutachtens zu berücksichtigenden Aspekte sind in Anhang 5 Kapitel 2 zusammengestellt.

Bei den Erdbebennachweisen sind aktive Störzonen sowie das Verhalten vor und während seismischer Erregungen (bleibende Verformungen, Festigkeitsabfall, Bodenverflüssigung) zu beachten. Die geforderte Prüfung, ob ggf. aktive Störzonen oder erdbebeninduzierte Hangrutschungen beim Stauanlagenstandort zu erwarten sind, bedarf einer gesonderten ingenieurgeologischen Begutachtung.

2.2.1 ERDBEBENFÄLLE NACH DIN 19700

Grundsätzlich sind die Nachweise für zwei Erdbebenfälle zu führen.

Erdbebenfall 1 – Betriebserdbeben

Der Erdbebenfall 1 dient dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit der Stauanlage. Zur Nachweisführung werden seismische Lastannahmen vorgegebener Wiederkehrperioden herangezogen. Die Stauanlage muss dem Betriebserdbeben ohne Nutzungsbeschränkungen widerstehen.

Erdbebenfall 2 – Bemessungserdbeben

Der Erdbebenfall 2 dient dem Nachweis der Tragsicherheit der Stauanlage. Beim Nachweis muss die Stauanlage den Lastannahmen des Bemessungserdbebens ohne globales Versagen widerstehen. Insbesondere darf die Tragsicherheit des Absperrbauwerkes nicht gefährdet werden; die Entleerungsmöglichkeit der Stauanlage nach einem Bemessungserdbeben ist zu bewerten. Das Auftreten lokaler Schäden kann toleriert werden.

Die Erdbebenanregung des Bemessungserdbebens ist höher als die des Betriebserdbebens und tritt am Standort der Stauanlage äußerst selten auf. Die zu berücksichtigenden mittleren Wiederholungsperioden der Erdbebenanregung (seismische Lastannahme) der beiden Erdbebenfälle 1 und 2 sind in DIN 19700-11 festgelegt.

Anmerkung

Hinweise zur Kontrolle von Stauanlagen nach Erdbeben sind in [LUBW 2016] gegeben.

2.2.2 NACHWEISGRENZE

Grundsätzlich gilt gemäß DIN 19700-10 Abschnitt 8.4, dass auf Nachweise gegenüber Erdbeben an Standorten verzichtet werden darf, an denen der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g des Bemessungserdbebens (Beschleunigungswerte auf Fels ohne Berücksichtigung des Standortfaktors S) den Wert von 4 % der Erdbeschleunigung ($0,4 \text{ m/s}^2$) unterschreitet. Dies gilt nur wenn nicht anderweitig verursachte erdbebenähnliche Beanspruchungen (z. B. Gebirgsschläge, Sprengungen, anlageninduzierte Seismizität) mit größeren Beschleunigungswerten auftreten können. Es ist durch entsprechende Gutachten zu prüfen, ob erdbebenähnliche Beanspruchungen auftreten können.

Sind keine Erdbebennachweise zu führen, ist die Prüfung der Nachweispflicht zu dokumentieren und der Überwachungsbehörde mitzuteilen.

Anmerkung

Bei konstruktiven Sonderlösungen (z. B. schlanke Mauer mit großer Masse am Mauerkopf) wird die Erdbebennachweisführung auch bei kleineren Beschleunigungswerten empfohlen.

2.2.3 VORGABEN ZUR EINTRITTSWAHRSCHEINLICHKEIT

Vor der Nachweisführung ist eine Festlegung der zu berücksichtigenden Erdbebenanregung (seismische Lastannahme) erforderlich. Neben den geologisch-tektonischen Verhältnissen ist die Eintrittswahrscheinlichkeit bzw. die mittlere Wiederholungsperiode von Bodenbeschleunigungen relevant.

Die seismische Gefährdung an einem Standort wird durch die Bodenbeschleunigung ausgedrückt, die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit erreicht oder überschritten wird. Je nach Klassifizierung der Stauanlage sind in der DIN 19700 für die Nachweisbeben unterschiedliche mittlere Wiederholungsperioden vorgegeben, für welche der Erdbebennachweis vorzunehmen ist.

Infolge eines Erdbebens entstehen Beanspruchungen der Stauanlage. Die Beanspruchungen sind umso größer, je größer die Bodenbeschleunigungen sind bzw. je kleiner die Eintrittswahrscheinlichkeit ist oder umso größer die mittlere Wiederholungsperiode. Ob bestimmte Bodenbeschleunigungen bei konkreten Erdbeben überschritten wurden, kann durch geeignete seismische Instrumentierung nachgewiesen werden.

Bei der Festlegung der mittleren Wiederholungsperiode wird unterschieden zwischen **Talsperren** der Talsperrenklasse 1 (große Talsperren) und Talsperren der Talsperrenklasse 2 (mittlere und kleine Talsperren). Bei Talsperren der Talsperrenklasse 2 wird das Gesamtrisiko geringer eingeschätzt, so dass hier eine kürzere mittlere Wiederholungsperiode berücksichtigt werden darf (siehe Tabelle 2.5).

Für **Hochwasserrückhaltebecken** sind nach DIN 19700-12, Abschnitt 7, Abweichungen bei der Nachweisführung unter Erdbebenwirkung zulässig:

- Bei Hochwasserrückhaltebecken **mit Dauerstau** ist das Bemessungserdbeben in Kombination mit dem Wasserdruck bzw. der Strömungskraft bei Dauerstauziel anzusetzen.
- Bei **Trockenbecken** darf auf die Nachweise mit der Einwirkung Betriebserdbeben (Erdbebenfall 1) verzichtet werden. Für den Nachweis des Bemessungserdbebens (Erdbebenfalls 2) dürfen Wasserdruck- bzw. Strömungskräfte vernachlässigt werden.

Unter Inkaufnahme ggf. erforderlicher und umgehender Instandsetzungsarbeiten nach einem Erdbeben darf bei **Trockenbecken sehr kleiner und kleiner Größe** auf Nachweise mit Erdbebeneinwirkung verzichtet werden, da die Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens von Erdbeben und Hochwasserereignis sehr gering ist.

Abb. 2.5: Wiederholungsperioden der Erdbebenbeanspruchung in Abhängigkeit der Klassifizierung von Talsperren (TSP) bzw. HRB (siehe Kapitel 1.3)

	mittlere Wiederholungsperiode T bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeit p	
	Erdbebenfall 1 (Betriebserdbeben)	Erdbebenfall 2 (Bemessungserdbeben)
A: Dauerstau		
Talsperrenklasse 1: große TSP große HRB	$T = 500 \text{ a}$ $p = 2 \cdot 10^{-3}$	$T = 2500 \text{ a}$ $p = 4 \cdot 10^{-4}$
Talsperrenklasse 2: mittlere TSP mittlere HRB	$T = 100 \text{ a}$ $p = 1 \cdot 10^{-2}$	$T = 1000 \text{ a}$ $p = 1 \cdot 10^{-3}$
Talsperrenklasse 2: kleine TSP sehr kleine und kleine HRB	$T = 100 \text{ a}$ $p = 1 \cdot 10^{-2}$	$T = 1000 \text{ a}$ $p = 1 \cdot 10^{-3}$
B: Trockenbecken		
große HRB	kein Nachweis	$T = 1000 \text{ a}$ $p = 1 \cdot 10^{-3}$
mittlere HRB	kein Nachweis	$T = 1000 \text{ a}$ $p = 1 \cdot 10^{-3}$
sehr kleine und kleine HRB	kein Nachweis	kein Nachweis

Die Wahl der mittleren Wiederholungsperiode für das Betriebserdbeben beruht nicht auf Sicherheitsüberlegungen, sondern berücksichtigt die Gebrauchstauglichkeit. Im Ausnahmefall ist es daher möglich, auch eine kürzere mittlere Wiederholungsperiode mit geringeren Erdbebenanregungen anzusetzen. Es ist jedoch zu beachten, dass dies dazu führen könnte, dass die Stauanlage häufig, d. h. bereits bei kleinen Erdbeben, außer Betrieb gesetzt und überprüft werden muss.

Für Stauanlagen wird eine Nutzungsdauer von 100 Jahren angenommen. Für die verschiedenen Werte der Wiederkehrperiode T der Bodenbeschleunigung ergeben sich damit folgende Überschreitenswahrscheinlichkeiten innerhalb der angesetzten Nutzungsdauer: Bei $T = 100 \text{ a}$ ergibt sich 63 %, bei $T = 500 \text{ a}$ 18 %; bei $T = 1000 \text{ a}$ 9,5 % und bei $T = 2500 \text{ a}$ 4 %.

2.2.4 Restrisiko

Nach DIN 19700-10 (2004) Abschnitt 11 sind verbleibende Risiken infolge des Überschreitens der Bodenbeschleunigung des Bemessungserdbebens zu bewerten und in Abhängigkeit der lokalen Bedingungen durch flankierende konstruktive, bewirtschaftungsseitige und / oder organisatorische Maßnahmen zu mindern. Genaue Angaben zum Vorgehen und zur Bewertung des seismischen Restrisikos sind in DIN 19700-10 (2004) nicht näher spezifiziert.

Bei Becken mit Dauerstau ist das verbleibende Risiko bei Überschreiten des Bemessungserdbebens mindestens durch eine qualitative Prüfung incl. Dokumentation zu bewerten. Als flankierende Maßnahme kann z. B. ein Notfallplan dienen. Bei Trockenbecken ist die Bewertung des Restrisikos nicht erforderlich.

Die Beurteilung des Restrisikos kann anhand qualitativer bzw. halbquantitativer Kriterien unter Berücksichtigung der Robustheit der Stauanlage mit ihren sicherheitsrelevanten Einzelbauteilen sowie der betrieblichen Möglichkeiten und der Gefährdung für Dritte erfolgen.

Im Gelbdruck des DWA-M 542 „Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Staudämme und Stau-mauern“ [DWA 2015] werden weitere Hinweise zum verbleibenden Risiko gegeben.

Eine weitere Möglichkeit, das Restrisikos zu bewerten, ist die Analyse einer Stauanlage auf eine Erdbebenanregung mit höherer Wiederkehrperiode als das Bemessungserdbeben mit einem verformungsbasierten dynamischen Berechnungsverfahren und die Bewertung der eintretenden Deformationen. Dies entspricht den Empfehlungen nach ICOLD (2012).

Hinweise zur überschlägigen Abschätzung stärkerer Erdbebenanregungen mit Wiederkehrperioden größer 2.500 Jahre (z. B. Wiederkehrperioden von 5.000 oder 10.000 Jahren) gibt der Eurocode 8 (DIN EN 1998-1:2010) im Abschnitt 2.1 (4). Für Erdbebenanregungen der Restrisikobetrachtung können gegebenenfalls höhere Dämpfungswerte als 5 % angesetzt werden. In einem standortspezifischen seismologischen Gutachten sollten Hinweise zu Erdbebenanregungen der Restrisikobetrachtung enthalten sein.

Bei Trockenbecken ist die Bewertung des Restrisikos für Erdbeben nicht erforderlich.

2.2.5 NACHWEISVERFAHREN

2.2.5.1 TALSPERREN DER TALSPERRENKLASSE 1 UND GROSSE HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN

ABSPERRBAUWERKE BIS 40 M HÖHE

Ein Nachweis mit quasistatischen Ersatzlasten ist zulässig.

Bei Staumauern ist dann mit dem 2,5-fachen Wert der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$) zu rechnen, bei Staudämmen mit dem 1,0-fachen Wert der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$).

Anmerkung

Dies entspricht dem Vorgehen nach DIN 19700. Bei Erddämmen größer 20 m Höhe wird empfohlen, die Eigenfrequenz des Dammes zu prüfen und wenn notwendig die Beschleunigung dem Bemessungsantwortspektrum anzupassen.

ABSPERRBAUWERKE MIT EINER HÖHE VON MEHR ALS 40 M

Es sind Untersuchungen des Tragwerks mit dynamischen Berechnungsmodellen erforderlich.

2.2.5.2 TALSPERREN DER TALSPERRENKLASSE 2 UND SEHR KLEINE BIS MITTLERE HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN

Es genügt im Allgemeinen, die Nachweise mit quasistatischen Ersatzlasten zu führen. Hierbei darf sowohl für Staudämme als auch für Staumauern der 1,0-fache Wert der Spitzenbodenbeschleunigung angesetzt werden.

Tab. 2.6: Übersicht der Nachweismöglichkeiten für TSP, HRB mit Dauerstau und Trockenbecken

Art des Absperrbauwerkes	Nutzung	Klassifizierung	Nachweis	Erhöhungsfaktor für die Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$)
Staudamm	TSP und HRB	Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB	quasistatische Ersatzlast	1,0
	TSP und HRB	Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit H bis 40 m	quasistatische Ersatzlast	1,0*
	TSP und HRB	über 40 m	dynamische Berechnung	-
Staumauer	TSP und HRB	Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB	quasistatische Ersatzlast	1,0
	TSP und HRB	Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide H bis 40 m	quasistatische Ersatzlast	2,5
	TSP und HRB	über 40 m	dynamische Berechnung	-

* Bei Erddämmen größer 20 m wird empfohlen, die Eigenfrequenz des Dammes zu prüfen, und wenn notwendig die Beschleunigung dem Bemessungsantwortspektrum anzupassen.

Die Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$) setzt sich aus dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g und dem Untergrundparameter S zusammen. Die Beschleunigungen sind in horizontaler und vertikaler Richtung zu betrachten (siehe bei Staudämmen Kapitel 3.1.6.2 und bei Staumauern Kapitel 3.1.7.2).

2.2.6 ERDBEBENNACHWEISE FÜR EINZELBAUTEILE UND -BAUWERKE, STAUBECKENHÄNGE UND BÖSCHUNGEN

In DIN 19700-10, Kapitel 8.4 wird gefordert, dass die Entleerungsmöglichkeit der Stauanlage nach einem Bemessungserdbeben zu bewerten ist. Nach DIN 19700 sind nur Nachweise erforderlich, wenn bei einem Versagen von Einzelbauteilen und Einzelbauwerken Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit des Absperrbauwerkes entstehen (vgl. Abschnitt 2.1.4). Dies kann der Fall sein, wenn

- Entlastungseinrichtungen nicht mehr funktionsfähig sind (Grundablassleitung, Entlastungstollen, Entlastungsgerinne, ggf. Stauklappen etc.),
- Schäden an Einzelbauwerken und -bauteilen zu Beschädigungen des Absperrbauwerkes führen (umkipper Entlastungsturm etc.),
- Hangrutschungen im Uferbereich des Staubeckens stattfinden (Anstieg des Wasserspiegels, Impulswellen, Beschädigung des Absperrbauwerkes etc.).

Für Trockenbecken kann die Entleerungsmöglichkeit nach einem Bemessungserdbeben i. d. R. durch betriebliche Maßnahmen sichergestellt werden (vgl. Kompendium - Kontrolle der Stauanlage nach Erdbeben [LUBW 2016]).

Vorab ist zu ermitteln, welche Einzelbauteile und -bauwerke im Hinblick auf die Zuverlässigkeitsanforderungen an die jeweilige Stauanlage von Bedeutung, also sicherheitsrelevant, sind.

Hinweis

Nach ICOLD (2012) muss der Reservoirwasserstand nach einem Bemessungserdbeben regulierbar sein. Dies bedeutet, dass sicherheitsrelevante Nebenanlagen auch nach einem Bemessungserdbeben funktionstüchtig bleiben müssen. Entsprechend wird empfohlen, sicherheitsrelevante Nebenanlagen auf das Bemessungserdbeben auszulegen. Dies betrifft vor allem die Hochwasserentlastung und den Grundablass, und damit verbunden die relevanten Bauteile, wie Stollen, Schütze, Klappen, Steuerungen etc. Der dynamische Wasserdruck ist dabei zu berücksichtigen, z. B. nach Westergaard (1931) bei freiem Wasser oder nach Wieland (2005) für Druckwasserleitungen und deren Absperrorgane (siehe Anhang 5 Kapitel 2). Der Nachweis gilt als erbracht, wenn die Deformationen der Bauteile im elastischen Zustand verbleiben und keine bleibenden plastischen Verformungen auftreten. Sind plastische Verformungen zu erwarten, ist die Funktionstüchtigkeit trotz der bleibenden Verformungen zu belegen.

Nachweise für das Betriebsbeben sind nicht erforderlich, wenn die Zuverlässigkeit bereits durch die Untersuchung des Bemessungserdbebens bestätigt wurde.

Anmerkung

Unabhängig von der beschriebenen Vorgehensweise nach DIN 19700 können Erdbebennachweise nach DIN EN 1998-1/NA (2011) für Einzelbauwerke und -bauteile, die nicht sicherheitsrelevant sind (separater Rohwasserentnahmeturm, Betriebsgebäude etc.), erforderlich sein.

2.3 VORAUSSETZUNGEN FÜR DIE ERSTELLUNG DER NACHWEISE

Die Erstellung von Sicherheitsnachweisen im Lastfall Erdbeben setzt voraus, dass folgende für eine Berechnung erforderliche Eingangsgrößen bekannt sind:

- Geometrie des Absperrbauwerkes
- Aufbau und Materialeigenschaften des Absperrbauwerks
- Untergrundverhältnisse
- Hydrogeologische Verhältnisse
- Belastung, neben den "normalen Lasten" müssen die Einwirkungen infolge Erdbeben mit der entsprechenden Wiederholungsperiode (Kapitel 2.2.3) bekannt sein. Ferner ist zu prüfen, ob ggf. aktive Störzonen oder erdbebeninduzierte Hangrutschungen zu erwarten sind. Dies bedarf einer gesonderten ingenieurgeologischen Begutachtung. Weiter ist zu prüfen, ob erdbebenähnliche Beanspruchungen (z. B. Gebirgsschläge, Sprengungen) auftreten können.

Die Durchführung von Berechnungen setzt voraus, dass das zu untersuchende Bauwerk ausreichend genau in einem Rechenmodell abgebildet wird.

Bei vereinfachten Nachweisen mit quasistatischen Ersatzlasten dürfen auch vereinfachte Rechenverfahren bzw. -modelle verwendet werden. Bei Staumauern dürfen die Nachweise an einem Kragträgermodell geführt werden; bei Staudämmen dürfen Gleitkreisberechnungen sowie vereinfachte Gleitsicherheitsnachweise durchgeführt werden.

Sind Nachweise mit dynamischen Berechnungen erforderlich, sind sowohl bei Staumauern als auch bei Staudämmen kontinuumsmechanische Berechnungen (z. B. FE-Methode) zweckmäßig.

2.4 MESSEINRICHTUNGEN

Insbesondere bei großen Stauanlagen und in Abhängigkeit der Gefährdungssituation kann es sinnvoll sein, eigene Messgeräte aufzustellen (vgl. DWA-Merkblatt 514 (2011)). Weitere Hinweise werden im Kompendium gegeben [LUBW 2016].

2.5 DOKUMENTATION

Zur Dokumentation des Nachweises der Erdbebensicherheit von Stauanlagen gehören:

- Klassifizierung
- Nachweisbeben
- Rechenmodell
- Materialkennwerte
- Berechnungsverlauf
- resultierenden Beanspruchungen
- Bewertungen
- gegebenenfalls betrieblich und konstruktiv getroffene Maßnahmen

Diese Informationen sind nachvollziehbar, klar und verständlich darzulegen. Stammen die Materialkennwerte aus Versuchen, so sind auch die einzelnen Versuchsergebnisse und deren Auswertung darzulegen. Bei Literaturwerten sind die gewählten Quellen anzugeben.

3 Nachweisführung bei Staudämmen

3.1 GRUNDSÄTZE

3.1.1 VORGEHENSWEISE

Für die geotechnische Nachweisführung sind das Wissen über den Aufbau des Absperrbauwerks sowie die entsprechenden Dammmaterialkennwerte erforderlich. Bei bestehenden Anlagen sind diese Informationen anhand der vorhandenen Baudokumentation sowie Messungen während des Betriebs zu erheben. Die benötigten Materialeigenschaften können unter Umständen aus Quervergleichen mit anderen Bauwerken oder aus Literaturangaben ermittelt werden. Bei Bedarf müssen durch zusätzliche Untersuchungen die erforderlichen Grundlagen erhoben werden.

Beim Aufbau des Dammbauwerks wird zwischen homogenen Dämmen und Dämmen mit einer zonierten Ausbildung unterschieden. Für die Erdbebensicherheit von Dämmen sind die Materialeigenschaften sowohl des Untergrundes als auch des Dammkörpers von ausschlaggebender Bedeutung.

Bei kohäsionslosen Materialien in gesättigtem Zustand und mit geringer Lagerungsdichte können unter zyklischer Belastung erhebliche Porenwasserüberdrücke induziert werden. Dieses Phänomen ist vor allem bei wassergesättigten homogenen Feinsanden zu beobachten. Dadurch ergeben sich kleinere effektive Spannungen, was im Extremfall zum vollständigen Verlust der Scherfestigkeit des Materials (Bodenverflüssigung) führen kann. Liegen solche Verhältnisse im Gründungsbereich vor, sind durch umfangreiche Erkundungen und Bodenuntersuchungen Ausdehnung und Eigenschaften dieser Schichten zu untersuchen.

Das generelle Nachweisvorgehen ist wie folgt:

- Sammlung der maßgebenden Unterlagen betreffend Aufbau und Verhalten der Sperre und deren Umgebung
- Identifizierung von potenziellen Schwachstellen im System
- Bestimmung der zugehörigen Nachweisbeben anhand der Klassifizierung
- Bestimmung des zugehörigen Nachweismodells
- Modellbildung
- Ermittlung der notwendigen Materialkennwerte
- Bestimmung der statischen Anfangsbedingungen
- Durchführung der Nachweise für die Stauanlage mit Untergrund, für die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen und für die unmittelbare Umgebung des Beckens
- Bewertung des Erdbebenverhaltens
- Berichterstattung mit Benennung des evtl. erforderlichen Handlungsbedarfes

Hinweis für Neubau und Sanierung

Der Einbau von Materialien, die zu Bodenverflüssigung neigen, ist nur zulässig, wenn die Erdbebensicherheit der Anlage nachweislich gewährleistet ist.

Es ist eine ausreichende Verdichtung sicherzustellen. Bindige Materialien sind nahe dem optimalen Wassergehalt einzubauen, so dass eine gute Verdichtung möglich ist. Damit können auch erdbebeninduzierte Setzungen gering gehalten werden.

Erosionsschäden entstehen bevorzugt entlang von Bauwerken und Leitungen, die den Damm durchquerenden (Fugenerosion). Innerhalb eines Dammkörpers sind deshalb diese möglichst zu vermeiden.

Hinweis für Nebenanlagen

Für die sicherheitsrelevanten Betriebsorgane (Grundablässe, Hochwasserentlastungsanlagen u.a.m.) ist die Funktionstüchtigkeit nach dem Bemessungserdbeben zu bewerten (siehe Kapitel 2.2.6).

3.1.2 BENÖTIGTE UNTERLAGEN

Zur einwandfreien Analyse des Verhaltens des Dammkörpers bei Erdbebeneinwirkung sind folgende Unterlagen erforderlich:

- Geometrie und Beschaffenheit des Dammkörpers
- Eigenschaften der Gründung und der eingesetzten Baumaterialien des Erddammes in Bezug auf statische und dynamische Beanspruchung
- Ausreichende Kenntnis der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Baugrundes in der Umgebung des Dammes
- Erdbebeneinwirkung gemäß der seismischen Gefährdung, mit Berücksichtigung der lokalen Untergrundverhältnisse

Zusätzliche Untersuchungen sind gezielt bei erkannten Problemstellen, insbesondere bei Materialien, in denen ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckaufbau auftreten kann, oder bei nicht ausreichend vorhandenen Informationen anzuordnen.

3.1.3 MATERIALKENNWERTE

Die Zuordnung repräsentativer Materialkennwerte zu den einzelnen Materialzonen im Sperrenkörper und der Gründung ist für eine zuverlässige Bewertung der Erdbebensicherheit wesentlich. Untergrund- und Damm-Materialien bestehen aus mehreren Phasen (Festsubstanz, Luft, Wasser). Dies kann die Festigkeitseigenschaften unter Erdbebeneinwirkung stark beeinflussen. Der Sicherheitsnachweis muss diese Gegebenheiten adäquat berücksichtigen.

Diese Materialeigenschaften hängen zum Teil maßgeblich von den bei Erdbeben auftretenden Schubdehnungen ab. Die erforderlichen Materialeigenschaften des Untergrundes und der Dammmaterialien sind:

- Scherfestigkeitsparameter (φ' , c' bzw. c_u bei undrained Verhältnissen)
- Korngrößenverteilung
- Lagerungsdichte
- Schub- und Elastizitätsmodul
- Materialdämpfung
- Scherwellengeschwindigkeit und dehnungsabhängige Schubsteifigkeit (bei dynamischen Berechnungen)
- dehnungsabhängige Dämpfung (bei dynamischen Berechnungen)

Zusätzlich sind für die Materialien im Dammkörper die Verdichtungseigenschaften (z. B. Proctorkurve, optimaler Wassergehalt) zu bestimmen. Im Weiteren werden, falls nötig, Eigenschaften in Bezug auf einen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbau benötigt (ermittelt mittels SPT-, CPT- oder zyklischen Laborversuchen).

Bei den Nachweisen sind die eingesetzten Kennwerte der Materialeigenschaften angemessen konservativ zu wählen (vgl. DIN EN 1997-2 in Verbindung mit DIN EN 1997-2/NA und DIN 4020). Die Herkunft der Kennwerte ist zu erläutern und bezüglich Konservativität zu bewerten.

Für vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen kann der Maximalwert des Reibungswinkels φ'_{peak} angesetzt werden. Zur Bestimmung des Reibungswinkels φ'_{peak} ist das in der potenziellen Gleitfläche vorherrschende Niveau der effektiven Normalspannung und die Lagerungsdichte zu berücksichtigen. Bei Unsicherheit in der Bestimmung der Dilatanz sollte der Reibungswinkel der Restscherfestigkeit φ'_r verwendet werden (siehe Anhang 1 Kapitel 1).

Für die Berechnung von Gleitverschiebungen an Bruchkörpern muss der Winkel der Restscherfestigkeit φ'_r angesetzt werden (vergleiche Anhang 1 Kapitel 1). Bei Bodenverflüssigung (Fall 3, vgl. Kapitel 3.1.4.3) sollte die undrainierte Restscherfestigkeit s_r angesetzt werden.

Zur Ermittlung der Materialkennwerte ist bei Bedarf ein Vorgehen in verschiedenen Stufen anzuwenden:

- Voruntersuchungen
- Detailuntersuchungen

Im Untersuchungsprogramm ist sowohl der Dammkörper als auch der Untergrund mit einzubeziehen. Spezifische Anforderungen an die Untersuchungsmethoden sind abhängig von der Klassifizierung der Stauanlage (vgl. Kapitel 3.2.1, 3.3.1 bzw. 3.4.1).

3.1.4 BERECHNUNGSMETHODEN

Die Modellbildung hat Untergrund, Absperrbauwerk und Staubecken zu umfassen. Es sind insbesondere auch die hydrogeologischen Verhältnisse (u. a. Lage des Grundwasserspiegels, Strömungsverhältnisse) zu berücksichtigen. Ggf. ist ein Vorgehen in verschiedenen Berechnungsstufen anzuwenden. Mit einfachen Berechnungsmethoden werden zunächst Problemstellen erkannt. Diese werden in einem nächsten Schritt ggf. mit verfeinerten Berechnungsmethoden untersucht.

3.1.4.1 VEREINFACHTE ERDBEBEN-STABILITÄTSANALYSEN

Bei vereinfachten Erdbeben-Stabilitätsanalysen wird die dynamische Erdbebenanregung durch statische Ersatzkräfte modelliert (vorgegebene Ersatzkraft oder spektrale Anregung bei der ersten Eigenfrequenz). Der Sicherheitsnachweis geschieht mit Berücksichtigung dieser Ersatzkräfte nach üblichen statischen Methoden.

Hinweise

Klassische Stabilitätsanalysen (Bishop, Janbu etc.) gehen davon aus, dass die Bodenparameter konstant sind. Die Berechnung ist nur statthaft, wenn der erdbebeninduzierter Porenwasserdruckanstieg angemessen berücksichtigt wird. Der Anstieg der Porenwasserdrücke in der Gründung und im Dammkörper führt zu einer Reduktion der effektiven Spannungen in der Scherfläche und somit zu einer Reduktion der Scherfestigkeit. Ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckanstieg ist prinzipiell nur bei allen ständig (z. B. unterhalb dem mittlerem Grundwasserstand oder unterhalb der Sickerlinie bei Dauerstau) wassergesättigten kohäsionslosen Böden möglich. Bei gleichförmig locker gelagerten Schluffen und Sanden mit steiler Korngrößenverteilung (siehe 3.2.3.2 und 3.3.3.2) ist der erdbebeninduzierte Porenwasserdruckanstieg am größten, bis hin zur vollständigen Verflüssigung. Dicht gelagerte kohäsionslose Böden zeigen dilatantes Verhalten, deshalb ist der Einfluss des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs beschränkt (sog. cyclic mobility).

Erfahrungen der Praxis zeigen, dass gut abgestufte Sand-Kies-Stein-Gemische, die dicht gelagert sind, im Allgemeinen sehr beschränkte erdbebeninduzierte Porenwasserdruckanstiege aufweisen. Näherungsweise kann für wassergesättigte kohäsionslose Böden, die nicht zur Bodenverflüssigung neigen, eine klassische Stabilitätsanalyse mit reduzierten Scherfestigkeitsparametern durchgeführt werden. Der Einfluss des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs, wird beispielsweise mittels einer Parameterstudie bewertet.

Die undrainierte Scherfestigkeit sandiger Bodenschichten (Gründung und Dammmaterial), die zur Verflüssigung neigen (siehe Kriterien 3.2.3.2 und 3.3.3.2), kann nach Stark & Mesri (1992) abgeschätzt werden.

Die Durchführung von vereinfachten Erdbeben-Stabilitätsanalysen und von vereinfachten Berechnungen der Gleitverschiebungen mit Berücksichtigung eines möglichen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs unterscheidet sich vom Fall ohne dessen Berücksichtigung nur in der Wahl der mobilisierbaren Scherfestigkeit in den potenziellen Gleitflächen.

Die Scherfestigkeit, welche in den potenziellen Gleitflächen angenommen wird, entspricht derjenigen Scherfestigkeit, welche das Material beim maximal auftretenden Porenwasserdruckanstieg besitzt. Diese Scherfestigkeit wird mit empirischen Korrelationen abgeschätzt (siehe Kapitel 3.1.4.3).

Eine genaue Bestimmung der reduzierten Scherfestigkeit ist nur durch Serien von zyklischen Scherversuchen bei verschiedenen Randbedingungen möglich, so dass eine Sensitivitätsanalyse empfohlen wird (siehe Anhang 1 Kapitel 10). Die Auswirkungen des Porenwasserdruckanstieges bis hin zu einer totalen Verflüssigung lassen sich rechnerisch hiermit abschätzen.

Die erforderlichen Feld- und Laboruntersuchungen für die einzelnen Talsperrenklassen sind in den Kapiteln 3.2.3, 3.3.3 und 3.4.3 spezifiziert.

3.1.4.2 BERÜCKSICHTIGUNG DES ERDBEBENINDUZIERTEN PORENWASSERDRUCKS

Durch Erdbeben kann in gesättigten Böden Porenwasserdruckanstieg induziert werden. Folgende 3 Fälle werden dabei unterschieden:

Fall 1 – kein Porenwasserdruckanstieg möglich

Fall 2 – geringer Porenwasserdruckanstieg möglich, keine Bodenverflüssigung

Fall 3 – erheblicher Porenwasserdruckanstieg möglich, Potenzial der Bodenverflüssigung

Folgende Einflussfaktoren haben den größten Einfluss auf den Porenwasserdruckanstieg bzw. Bodenverflüssigung und können einer Bewertung zugrunde gelegt werden:

- Wassersättigung
- Korngrößenverteilung
- Lagerungsdichte
- Spannungszustand bzw. Überlagerung

Fall 1 – kein Porenwasserdruckanstieg möglich – liegt vor, wenn der Boden bzw. der Dammkörper nicht wassergesättigt ist und oberhalb des permanenten Grundwasserspiegels liegt. Liegt die Korngrößenverteilung weit außerhalb der kritischen Bereiche 1 bis 3 nach Anhang 1 Kapitel 4 ist trotz Sättigung nicht mit einem Porenwasserdruckanstieg zu rechnen. Dies ist der Fall, wenn das Bodenmaterial einen hohen Tonanteil besitzt oder sehr grobkörnig ist, mit hohen Anteilen an Blöcken und Steinen mit großen Porenräumen.

Fall 2 – geringer Porenwasserdruckanstieg möglich, keine Bodenverflüssigung – liegt vor, wenn der Boden dauerhaft wassergesättigt ist, und die Korngrößenverteilung außerhalb des kritischen Bereiches 2 nach Anhang 1 Kapitel 4 liegt. Eine präzise Abschätzung erdbebeninduzierter Porenwasserüberdrücke bedarf weitergehender Betrachtungen.

Für bedeutende Projekte mit großer Gefährdung der Unterlieger im Versagensfall ist die Untersuchung des Porenwasserdruckanstieges der relevanten Erdmaterialien im Untergrund und im Dammkörper mit Feld- bzw. Laborversuchen vorzusehen. Anhang 1 Kapitel 4 gibt weitere Hinweise zur Behandlung erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs.

Bei gut abgestuften Schluff-Sand-Kies-Stein-Gemischen, die mitteldicht bis dicht gelagert sind, kann der Einfluss des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs mittels einer Parameterstudie bewertet werden. Der erdbebeninduzierte Porenwasserdruckanstieg kann z. B. durch eine Erhöhung des bestehenden Porenwasserdruckes um ca. 10 % bis 20 % angesetzt werden. Alternativ können die Scherfestigkeitsparameter betreffender Bodenschichten ohne Veränderung des Porenwasserdruckes als Orientierungswert um ca. 10 % (dichte Lagerung) bis 20 % (mitteldichte Lagerung) reduziert werden. Für locker gelagerte Böden sind gesonderte Betrachtungen (z. B. fachgutachterliche Stellungnahme) erforderlich.

Fall 3 – erheblicher Porenwasserdruckanstieg möglich, Potenzial der Bodenverflüssigung – liegt dann vor, wenn die folgenden 3 Kriterien der Bewertung für größere Dammbereiche oder für durchgehende Bodenschichten zutreffend sind:

- Korngrößenverteilung liegt innerhalb des kritischen Bereiches 2 nach Anhang 1 Kapitel 4 mit Ungleichförmigkeitszahl U kleiner 4,
- lockere oder mitteldichte Lagerung gemäß Anhang 1 Kapitel 5,
- gesättigtes Material.

Eine präzisere Beurteilung des Potenzials der Bodenverflüssigung und erdbebeninduzierter Porenwasserüberdrücke erfolgt anhand von Feld- bzw. zyklischen Laborversuchen. Anhang 1 Kapitel 7 beschreibt die Auswertung von CPT-Versuchen zur Bestimmung des Verflüssigungspotenzials. Kann anhand von CPT-Versuchen eine Sicherheit gegen Verflüssigung $SF_L > 1$ nachgewiesen werden, wäre eine vollständige Bodenverflüssigung für diese Bodenbereiche weitgehend unwahrscheinlich, und ein gewisser Porenwasserdruckanstieg entsprechend Fall 2 ist zu berücksichtigen. Kann der Nachweis gegen Verflüssigung nicht erbracht werden, wird entsprechend Kapitel 3.1.4.3 die Restscherfestigkeit bei Verflüssigung s_r der betreffenden Bodenbereiche bestimmt. Damit wird der Standsicherheitsnachweis durchgeführt.

3.1.4.3 UNDRÄNIERTE SCHERFESTIGKEIT SANDIGER BODENSCHICHTEN, DIE ZUR VERFLÜSSIGUNG NEIGEN FÜR STABILITÄTSANALYSEN UND BERECHNUNG DER GLEITVERSCHIEBUNG

Durch erdbebeninduzierte Porenwasserüberdrücke wird die Scherfestigkeit des Bodens reduziert. Von Interesse ist deshalb die Abnahme der Scherfestigkeit durch einen Porenwasserdruckanstieg nach einer gewissen Anzahl von Zyklen der Erdbebenbelastung. Für Erddämme ist die Starkbebendauer ein maßgebender Parameter, denn er korreliert mit der Anzahl Zyklen und bestimmt damit den möglichen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstieg im Untergrund und im Dammkörper. Innerhalb einer nichtlinearen numerischen Berechnung kann der Zusammenhang zwischen Zyklenanzahl und Porenwasserdruckanstieg z. B. nach Martin & Seed (1978) beschrieben werden. Im Falle von Bodenverflüssigung verbleibt nur eine geringe Restscherfestigkeit des Bodens. Zur vereinfachten Abschätzung der residualen Scherfestigkeit von verflüssigten Böden stehen Diagramme zur Verfügung, welche auf empirischer Basis aufgrund von SPT-Versuchen ermit-

telt wurden (vgl. Anhang 1 Kapitel 6). Durch Korrelationen zu SPT-Versuchen kann auch auf Daten von CPT-Versuchen zurückgegriffen werden (siehe Anhang 1 Kapitel 7). Die gesuchte mobilisierbare Restscherfestigkeit s_r in einer bestimmten Tiefe, welche eine Reduktion durch Porenwasserdruckanstieg beinhaltet, kann anhand von SPT-Versuchen gemäß folgender Gleichung nach Stark & Mesri (1992) für Sande für Magnitude 7.5 abgeschätzt werden:

$$\frac{s_r}{\sigma'_v} = 0.0055 \cdot (N_1)_{60-CS}$$

Dabei ist $(N_1)_{60-CS}$ der korrigierte SPT-Wert, bezüglich Energie- und Ausrüstungseffekten sowie des Anteils an Feinmaterialien. Für die Ermittlung von $(N_1)_{60-CS}$ vergleiche Anhang 1 Kapitel 6. σ'_v ist die effektive vertikale Normalspannung im Anfangszustand in der entsprechenden Tiefe. Bei kohäsionslosen Böden entspricht der Faktor 0,0055 $(N_1)_{60-CS}$ dem Tangens des mobilisierten Reibungswinkels $\tan \varphi_{mob}$ entsprechend der reduzierten Scherfestigkeit.

Alternativ kann die residuale undrainierte Scherfestigkeit nach Verflüssigung s_r durch Formulierungen von Idriss & Boulanger (2007, 2008) basierend auf CPT-Daten abgeschätzt werden. Die Formulierungen sind in Anhang 1 Abschnitt 6 angegeben.

3.1.4.4 VEREINFACHTE BERECHNUNGEN DER GLEITVERSCHIEBUNGEN

Für eine Abschätzung der Gleitverschiebungen und der Gleitsicherheit von Böschungen sind vereinfachte Berechnungsmethoden entwickelt worden.

Obwohl diese vereinfachten Methoden streng genommen nur bei Materialien ohne erdbebeninduzierten Porenwasserüberdruck gelten, dürfen sie mit entsprechender Vorsicht auch in Fällen mit **geringem** erdbebeninduzierten Porenwasserüberdruck und dessen Berücksichtigung (siehe **Fall 2** in Abschnitt 3.4.1.2) verwendet werden.

Vereinfachte Berechnungsmethoden können auch für **verflüssigungsgefährdete** Materialien angewendet werden (siehe **Fall 3** in Abschnitt 3.4.1.2), wenn die Restscherfestigkeit des verflüssigten Bodens angesetzt wird (vgl. Stark & Mesri 1992).

Die berechneten Verschiebungen sind kritisch zu bewerten, insbesondere in Bezug auf den Zustand der Dichtung des Dammes (Oberflächendichtung bzw. Kerndichtung), von Filtern und Dräns sowie auf die Reduktion des Freibords nach dem Erdbeben.

3.1.4.5 FESTIGKEITS- UND DEFORMATIONSANALYSEN MITTELS DYNAMISCHEN FE-BERECHNUNGEN

Das gewählte Materialgesetz, welches bei dynamischen Finite-Elemente (FE)-Berechnungen verwendet wird, hat das wirkliche Verhalten des untersuchten Bodens möglichst gut widerzuspiegeln.

Es gibt verschiedene geeignete elasto-plastische Materialgesetze. In der Regel genügt es, bei kleinerer und mittlerer Beanspruchung mit linear-äquivalenten Bodenkennziffern zu rechnen.

Die konkrete Durchführung von dynamischen FE-Berechnungen geschieht nach folgendem Vorgehen (je nach Materialverhalten sind die Berechnungen iterativ durchzuführen):

1. Festlegung der maßgebenden Erdbebeneinwirkung
2. Durchführung von Versuchen zur Bestimmung der statischen Festigkeitseigenschaften und der dynamischen Steifigkeitseigenschaften der Materialien
3. Bestimmung der Anfangsbedingungen (Spannungszustand, Porenwasserdrücke) mit statischen FE-Berechnungen
4. Dynamische Berechnung des Dammkörpers aufgrund der Erdbebeneinwirkung
5. Laborversuche zur Bestimmung der Porenwasserdruckanstiege unter zyklischer Belastung (beeinflusst Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften während dem Erdbeben)
6. Bewertung, ob die unter 4) errechnete Belastung durch die in 5) ermittelten Porenwasserdruckanstiege beeinflusst wird (Steifigkeit und Festigkeit)
7. Gegebenenfalls Anpassung der neuen Materialeigenschaften in den betroffenen Elementen
8. Weiterführung der Berechnung wie in Punkt 4
9. Verschiedene Gleitberechnungen zum Nachweis der Gleitverschiebungen und der Stabilität während und nach dem Erdbeben
10. Beurteilung der Setzungen der Dammkrone aufgrund erdbebeninduzierten Verdichtung

3.1.5 HINWEISE ZUR NACHWEISFÜHRUNG

Das allgemeine Vorgehen ist in Kapitel 2.1 beschrieben.

In DIN 19700-10, Abschnitt 8.4, wird gefordert, dass eine Stauanlage dem Bemessungserdbeben ohne globales Versagen widerstehen muss.

Für das Bemessungserdbeben ist somit nachzuweisen, dass kein globales Versagen bzw. keine Beschädigung der Anlage auftritt, welche zu einem unkontrollierten Wasserausfluss führen können. Hierzu sind relevante Bruchmechanismen zu untersuchen. (Lokale) Schäden und Verformungen sind in der Regel tolerierbar und zu bewerten.

Beim Bemessungserdbeben (Bemessungssituation III) ist es unter Umständen möglich, dass der ersatzstatische Tragsicherheitsnachweis nicht gelingt. In diesen Fällen können die Gleitverschiebungen mit dynamischen Analysemethoden berechnet werden. Zu bewerten sind die auftretenden Deformationen, das verbleibende Freibordmaß sowie die Funktionsfähigkeit der Dichtung, der Filter und der Dräns (siehe Kapitel 3.1.7). Das Ergebnis ist im Erläuterungsbericht zu dokumentieren. Zulässige Gleitdeformationen sind mit der Aufsichtsbehörde abzustimmen.

3.1.6 LASTFÄLLE

Die Lastfälle sind in Kapitel 2.1.1 geregelt.

Hinweis zu schneller Beckenentleerung nach einem Erdbebenereignis:

Es wird empfohlen, bei Anlagen mit Dauerstau zusätzlich zu den Nachweisen gemäß DIN 19700 zu prüfen, ob nach einem Erdbebenereignis eine schnelle Beckenentleerung schadlos für das Dammbauwerk bzw. der Dammböschung auf der Wasserseite (Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit) möglich ist.

Ist eine schnelle Absenkung unmittelbar nach einem Erdbeben gemäß Betriebsanweisung möglich, so ist der Sicherheitsnachweis mit Berücksichtigung von

- Eigengewicht,
- Verkehrs- und Auflast,
- Porenwasserdrücken und Sickerwasserverhältnissen im Sperrenkörper und dessen Untergrund (dem maximalen Betriebsstau entsprechend) und
- Porenwasserüberdrücken infolge Erdbebenbelastung

für den Zustand nach einem Erdbeben zu führen. Besonders zu beachten sind dabei die Sickerwasserverhältnisse sowie Porenwasserdrücke und -überdrücke.

3.1.6.1 ERDBEBENERSATZLAST

Die Ermittlung der Erdbebenersatzlast ist in Kapitel 2.2.5 geregelt.

3.1.6.2 EINWIRKUNGSRICHTUNGEN

Bei Dammbauwerken mit einer Höhe bis 20 m (Empfehlung für Baden-Württemberg) ist es ausreichend, nur die horizontale Erdbebenkomponente senkrecht zum Kronenverlauf anzusetzen.

Für Sperren mit einer Höhe größer 20 m (Empfehlung für Baden-Württemberg) sind alle möglichen Einwirkungsrichtungen der Erdbebenanregung zu berücksichtigen, nämlich die Kombination der horizontalen und vertikalen Anregungsrichtung:

→ ↑ → ↓ ← ↑ ← ↓

Für die Berechnung erfolgt die Kombination der räumlichen Einwirkungsrichtungen gemäß Eurocode 8 EN1998-1 Kapitel 4.3.3.5 (siehe auch Anhang 3 Kapitel 10):

- $\pm E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$
- $\pm 0,3 E_x \pm E_y \pm 0,3 E_z$
- $\pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y \pm E_z$

Die ungünstigste Lastkombination ist zu verwenden. Bei einer 2-dimensionalen Anregung vereinfachen sich die Kombinationen.

Für die Zeitverlaufsmethode sind die zugehörigen Richtungskomponenten der Zeitverläufe zu verwenden. Die einzelnen Zeitverläufe sind unabhängig voneinander und ergeben bei der Überlagerung eine entsprechende Resultierende.

Hinweis

Erfahrungen (Von Thun & Harris, 1981) haben gezeigt, dass bei Erddämmen mit relativ flachen Böschungen der Ansatz der horizontalen Erdbebenkomponente ausreichend ist. Für Steinschüttdämme mit steileren Böschungen muss die vertikale Komponente berücksichtigt werden.

3.1.7 BETRACHTUNG VON GLEITVERSCHIEBUNGEN

Mit Hilfe von dynamischen Berechnungsverfahren können Gleitverschiebungen, wie z. B. nach Newmark (1965) (Anhang 1 Kapitel 11) oder vereinfacht nach Makdisi & Seed (1978), ermittelt werden. Letztgenanntes Vorgehen umfasst folgende Schritte (siehe Anhang 1 Kapitel 9):

- Berechnung der Grundperiode T_1 des Dammes (in Querrichtung zur Dammachse) im höchsten Dammquerschnitt.
- Berechnung der Beschleunigungswerte a_G (mittlere Beschleunigung im Schwerpunkt des Gleitkörpers) und a_c (kritische Beschleunigung)
- Ermittlung der totalen bleibenden Gleitverschiebung u .

Zielsetzungen

Das allgemeine Ziel bei der Ermittlung der Gleitverschiebungen ist, die langfristige Sicherheit eines Dammes während und nach einem Erdbebenereignis nachzuweisen. Dies beinhaltet folgende Zielsetzungen:

- Ein Überströmen des Dammes ist zu vermeiden.
- Die Gefahr der inneren Erosion ist auszuschließen. Das heißt, dass die Dichtung (Innen- oder Oberflächendichtung), der Filter und von Dräns als Gesamtsystem funktionstüchtig bleiben.
- Die Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand ist zu gewährleisten.

Kriterien

In der Regel werden diese Zielsetzungen erreicht, wenn die berechneten Gleitverschiebungen kleiner als 0,5 m für Gleitkörper sind.

Dabei ist anzumerken, dass das Resultat der Berechnung nach Makdisi & Seed (1978) einen Bereich möglicher Gleitverschiebungen angibt. Dieser Bereich ist zu diskutieren und zu bewerten.

Bei Dämmen mit Oberflächendichtung sind die Integrität der Dichtung und der Dräns nach dem Erdbebenereignis und die hydraulische Stabilität des Dammes zu bewerten.

Hinweis

Die Erfahrungen der letzten Jahre zeigen, dass es wesentlich ist, die errechneten Gleitverschiebungen bezogen auf ihre Zulässigkeit im Detail zu diskutieren. Dabei sind die in der Zielsetzung erwähnten Kriterien einzuhalten.

Maßnahmen

Sind diese Kriterien nicht eingehalten, so sind spezielle Untersuchungen notwendig, um die oben genannten Zielsetzungen zu erreichen. Namentlich sind folgende Nachweise durchzuführen:

- Der Freibord (z. B. für den Wellenauflauf und Windstau) muss auch im deformierten Zustand genügend groß sein, um jederzeit ein Überströmen des Dammes zu vermeiden
- Die Gefahr der inneren Erosion ist auszuschließen, indem folgende Bedingungen eingehalten werden:
 - a) Zwischen den einzelnen Dammschichten sind die Filterkriterien eingehalten.
 - b) Der Kern besteht aus genügend überdecktem „selbstheilendem“ Material, d. h. im Wesentlichen aus bindigem Material, welches die aufgezwungenen Verformungen ohne wesentliche Änderung der Durchlässigkeitseigenschaften mitmachen kann.
 - c) Die Restdicke der Filter- und Dränschichten im deformierten Zustand (Bereich der Scherfuge) ist ausreichend. (Hinweis: Ggf. kann die Hälfte der Dicke im Vergleich zum undeformierten Zustand ausreichend sein.)

Der Nachweis der Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand nach einem Erdbeben unter Berücksichtigung erdbebeninduzierter Porenwasserdruckanstiege ist zu führen, jedoch ohne Ansatz von Erdbebenlasten, wobei in der Gleitfläche nur die Restscherfestigkeit ϕ'_r angenommen werden darf. Die erforderliche statische Sicherheit beträgt $\gamma = 1,2$.

3.1.8 NACHWEIS DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT BEI ERDBEBENEINWIRKUNG

Die Gebrauchstauglichkeit ist gegeben, wenn die festgelegten Nutzungseigenschaften vorhanden sind. In der Regel ist dies der Fall, wenn u. a. Verformungen begrenzt und Rissbildungen beschränkt werden (siehe Kapitel 2.1.2).

3.2 STAUDÄMME DER TALSPERRENKLASSE 2 UND SEHR KLEINE BIS MITTLERE HRB

3.2.1 ÜBERSICHT DER ANFORDERUNGEN AN DAMMBAUWERKE

Als Nachweisgrundsätze gelten:

- Durch geotechnische Untersuchungen oder bei bestehenden Bauten ggf. auch aus der Bestandsdokumentation erhaltene Materialkennwerte.
- Empirische Bestimmung der Anfälligkeit des Damm- und Gründungsmaterials auf einen Porenwasserdruckaufbau infolge zyklischer Anregung.
- Stabilitätsanalyse von potenziellen Gleitkörpern unter einer statischen horizontalen Erdbebeneinwirkung.
- Wenn nötig Bestimmung der bleibenden Gleitverschiebung (mit empirischer Berücksichtigung des dynamischen Dammverhaltens).

Daraus ergeben sich folgende Anforderungen:

Tab. 3.1: Anforderungen an Dammbauwerke der Talsperrenklasse 2 und an sehr kleine bis mittlere HRB

Wiederholungsperiode Nachweisbeben	Gemäß Betriebs- und Bemessungserdbeben
Materialeigenschaften und Vorgehensweise	<p>Benötigte Materialkennwerte für relevante Materialzonen:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Scherfestigkeitsparameter ▪ Korngrößenverteilung ▪ Lagerungsdichte ▪ evtl. SPT-, CPT- oder ähnliche Versuche <p>Vorgehensweise:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ für Neubauten: geotechnische Untersuchungen ▪ für bestehende Bauten: geotechnische Untersuchungen und Analyse der Baudokumentation bzw. Quervergleiche mit anderen Bauwerken bzw. Literaturangaben zulässig ▪ bei empfindlichen Materialien: Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbaus, z. B. mit SPT- oder CPT-Versuchen (siehe Kapitel 3.1.4.3)
Modellbildung	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Geometrie, geotechnisches Modell des Untergrundes und des Dammkörpers (inkl. Sickerlinie) ▪ zweidimensionales Dammmodell ▪ dynamische Wasserdrücke vernachlässigbar
Berechnungsmethoden	<ul style="list-style-type: none"> ▪ einfache Bewertung des Porenwasserdruckanstiegs (Korngrößenverteilung, Lagerungsdichte, SPT, CPT; der Einfluss des Porenwasserdruckanstiegs kann mit einer reduzierten Scherfestigkeit berücksichtigt werden) ▪ vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen (Ersatzlastverfahren), nur Horizontalanregung ▪ evtl. einfache Berechnungen der Gleitverschiebungen, falls Gleiten möglich

3.2.2 MODELLBILDUNG

Das geotechnische Modell des Dammkörpers und des Untergrundes ist durch Untersuchungen, welche den Aufbau von Dammkörper und Untergrund nachweislich dokumentieren, zu ermitteln. Insbesondere sind auch die Lage der Sickerlinie und die damit verbundenen Strömungsverhältnisse zu untersuchen.

Ein zweidimensionales Modell ist ausreichend.

Es genügt, die horizontale Erdbebenanregung (Erdbebeneratzkraft) in Fließrichtung anzusetzen. Als quasi-statische Ersatzlast wird das 1,0-fache der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$) des elastischen Antwortspektrums verwendet. Sowohl vertikale Ersatzkräfte infolge Erdbebeneinwirkung als auch die dynamische Einwirkung des gestauten Wassers können vernachlässigt werden.

Bei der Bestimmung der bleibenden Gleitverschiebung ist der Einfluss der lokalen Untergrundverhältnisse auf die Erdbebenanregung zu berücksichtigen.

3.2.3 ABLAUSCHEMA FÜR DIE BERECHNUNG VON DAMMBAUWERKEN DER TALSPERRENKLASSE 2 UND SEHR KLEINE BIS MITTLERE HRB

Die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 2 sowie von sehr kleinen, kleinen und mittleren Hochwasserrückhaltebecken erfolgt gemäß folgendem Ablaufschema.

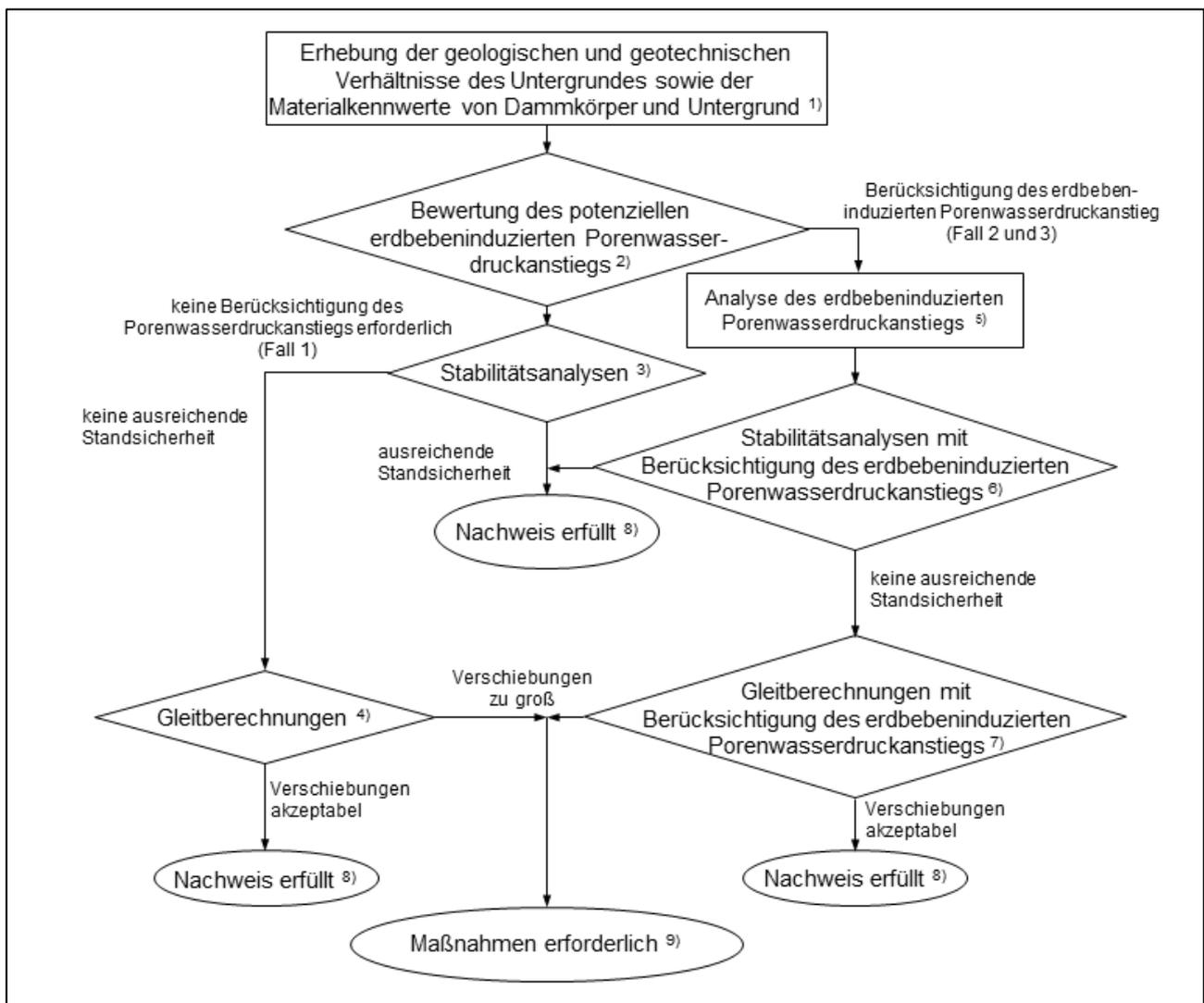


Abb. 3.1: Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 2 oder für sehr kleine bis mittlere HRB (nach [BWG 2003])

Legende:

- 1) Statische geotechnische Standard-Untersuchungen und Laborversuche (Kapitel 3.2.3.1)
- 2) nach Kapitel 3.1.4.2 und 3.2.3.2 und Anhang 1 Kapitel 4
- 3) z. B. nach Bishop, mit Erdbebenersatzlasten (Kapitel 3.1.4.1 und 3.2.3.3)
- 4) Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen (Kapitel 3.1.4.4)
- 5) Ansatz des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstieges nach Kapitel 3.1.4.2 für unterschiedliche Fälle, bei Verflüssigungspotenzial Untersuchung mit SPT, CPT oder empirischen Korrelationen
- 6) z. B. nach Bishop, mit horizontalen Erdbebenersatzlasten und Porenwasserüberdrücke (Kapitel 3.1.4.2, Anhang 1 Kapitel 4)
- 7) Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen mit Porenwasserüberdrücke (Kapitel 3.1.7)
- 8) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis für Dämme ist erfüllt.
- 9) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis für Dämme ist nicht erfüllt. Es sind Maßnahmen erforderlich (z. B. verfeinerte Berechnung mittels weniger konservativen, dafür besser abgesicherten Eingabegrößen; bauliche Maßnahmen; Absenken des Staubeckenspiegels).

3.2.3.1 ERHEBUNG DER GEOLOGISCHEN UND GEOTECHNISCHEN VERHÄLTNISSE DES UNTERGRUNDES SOWIE DER MATERIALKENNWERTE VON DAMMKÖRPER UND UNTERGRUND

Die Erhebung der lokalen geologischen und geotechnischen Verhältnisse sowie der Materialkennwerte erfolgt mittels geotechnischer Standard-Untersuchungen (inkl. SPT-, CPT- oder ähnliche Versuche) und Laborversuchen (siehe Kapitel 3.1.3). Dynamische Versuche sind im Allgemeinen nicht notwendig.

3.2.3.2 BEWERTUNG DES POTENZIELLEN ERDBEBENINDUZIERTEN PORENWASSERDRUCKANSTIEGS

Der erdbebeninduzierte Porenwasserdruckanstieg wird anhand folgender Einflussfaktoren bewertet (siehe Kapitel 3.1.4.1):

- Korngrößenverteilung
- Lagerungsdichte

Zeigt sich aus der Bewertung, dass mit größeren Dammbereichen oder mit durchgehenden Materialschichten (z. B. im Untergrund) zu rechnen ist, bei welchen die folgenden drei Kriterien

- Korngrößenverteilung liegt innerhalb der kritischen Bereiche 2 nach Anhang 1 Kapitel 4 mit Ungleichförmigkeitszahl U kleiner 4,
- lockere oder mitteldichte Lagerung gemäß Anhang 1 Kapitel 5,
- gesättigtes Material

alle erfüllt sind, dann ist eine Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs nach Kapitel 3.1.4.2 Fall 3 vorzunehmen.

Alternativ können empirische Korrelationen zwischen dem Verflüssigungspotenzial eines Bodens und den Resultaten von Eindringversuchen - wie SPT-, CPT- oder ähnlichen Versuchen - zur Bewertung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs benutzt werden. Die Bewertung des Verflüssigungsverhaltens von Sand aufgrund von SPT- und CPT-Versuchen kann nach Anhang 1 Kapitel 4, 6 bzw. 7 durchgeführt werden.

3.2.3.3 VEREINFACHTE ERDBEBEN-STABILITÄTSANALYSEN

Der Erdbebensicherheitsnachweis mit vereinfachten Erdbeben-Stabilitätsanalysen umfasst folgende Rechenschritte (siehe Kapitel 3.1.4.1):

- Bestimmung der potenziellen Gleitkörper, mit der geringsten Sicherheit unter statischer Lasteinwirkung (ohne Erdbeben).
- Berechnung der Gleitsicherheit für die gewählten Gleitkörper, mit Berücksichtigung des Eigengewichts und einer statischen horizontalen Erdbebenersatzkraft, welche gleich dem Produkt des Eigengewichts des Gleitkörpers mit der 1,0-fachen horizontalen Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$) ist.

Es wird keine vertikale Erdbebenersatzkraft berücksichtigt.

Der Nachweis gilt als erfüllt, wenn:

- für das Betriebserdbeben der Gesamtsicherheitsbeiwert von 1,2 und
- für das Bemessungserdbeben der Gesamtsicherheitsbeiwert von 1,1 eingehalten ist.

Folgt aus dieser Berechnung, dass ein Gleitkörper eine ungenügende Sicherheit aufweist, können die Gleitverschiebungen berechnet werden. Sie sind zu bewerten (siehe Kapitel 3.1.7).

Hinweis

Das Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Gleitdeformationen berücksichtigt das Eigenschwingverhalten des Dammes sowie die Verstärkung über die Dammhöhe (Amplifikation). Deshalb können im Allgemeinen auch in dem Bereich $1,0 < \gamma < 1,1$ oder 1,2 Gleitdeformationen berechnet werden. Sie werden voraussichtlich klein sein.

3.2.3.4 STABILITÄTSANALYSE NACH DEM ERDBEBEN MIT BERÜCKSICHTIGUNG DES ERDBEBENINDUZIERTEN POREN- WASSERDRUCKANSTIEGS

Zusätzlich zu den Erdbebennachweisen nach DIN 19700 wird empfohlen, die Gleitsicherheit nach dem Erdbeben ohne Trägheitskräfte infolge Erdbeben mit Berücksichtigung eines möglichen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs zu untersuchen. Es ist die statische Sicherheit von $\gamma = 1,1$ nachzuweisen, wobei in der Gleitfläche nur die Restscherfestigkeit ϕ'_r angenommen werden darf.

Hinweis

Es wird davon ausgegangen, dass der Porenwasserüberdruck im Dammkörper bzw. im Untergrund nach dem Erdbeben nicht sofort abklingt, und ein Nachweis der Böschungsstabilität mit reduzierten Scherfestigkeitswerten erforderlich ist, wenn ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckanstieg zu erwarten ist.

3.3 STAUDÄMME DER TALSPERRENKLASSE 1 UND GROSSE HRB, BEIDE MIT $H \leq 40$ M

3.3.1 ÜBERSICHT DER ANFORDERUNGEN AN DAMMBAUWERKE

Als Nachweisgrundsätze gelten:

- Durch Versuche erhaltene statische Materialkennwerte (Neubauten und bestehende Bauten).
- Empirische Bestimmung der Anfälligkeit des Dammmaterials in Hinsicht auf einen Porenwasserdruckaufbau infolge zyklischer Anregung.
- Stabilitätsanalyse von potenziellen Gleitkörpern unter horizontaler Erdbebenanregung. Es wird für Dämme mit $H > 20$ m empfohlen, die ersatzstatische Stabilitätsberechnung mit dem Spektralwert der Grundperiode (siehe Anhang 1 Kapitel 9.1) und zusätzlich der vertikalen Erdbebenanregung (siehe Kapitel 3.1.6.2) durchzuführen (Empfehlung für Baden-Württemberg).
- Wenn nötig Bestimmung der bleibenden Gleitverschiebung (mit empirischer Berücksichtigung des dynamischen Dammverhaltens).

Daraus ergeben sich folgende Anforderungen:

Tab. 3.2: Anforderungen an Dammbauwerke der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m

Wiederholungsperiode Nachweisbeben	Gemäß Betriebs- und Bemessungserdbeben
Materialeigenschaften und Vorgehensweise	<p>Benötigte Materialkennwerte für relevante Materialzonen:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Scherfestigkeitsparameter (statisch) ▪ Korngrößenverteilung ▪ Lagerungsdichte ▪ evtl. SPT-, CPT- oder ähnliche Versuche (vgl. Kapitel 3.3.3.2) ▪ evtl. dynamische Materialkennwerte (vgl. Kapitel 3.3.3.5) <p>Vorgehensweise:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Neubauten: Kennziffern aus statischen Versuchen; dynamische Versuche empfohlen, z.B. bei $H > 20$ m ▪ bestehende Bauten: Kennziffern aus Baudokumentation, gegebenenfalls ergänzende Versuche bzw. Betrachtungen ▪ bei empfindlichen Materialien: Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbaus, z. B. mittels SPT-, CPT-Versuchen oder zyklischen Laborversuchen
Modellbildung	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Geometrie, geotechnisches Modell des Untergrundes und des Dammkörpers (inkl. Sickerlinie) ▪ zweidimensionales Dammmodell ▪ dynamische Wasserdrücke vernachlässigbar
Berechnungsmethoden	<ul style="list-style-type: none"> ▪ einfache Bewertung des Porenwasserdruckanstiegs ▪ Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalyse (Ersatzlastverfahren), Horizontalanregung; Empfehlung: bei Dammhöhen > 20 m Erdbebenanregung in horizontaler und vertikaler Richtung sowie Verwendung des Spektralwertes der Grundperiode ▪ evtl. einfache Berechnung der Gleitverschiebungen, falls Gleiten möglich (vgl. Kapitel 3.3.3.3 und 3.3.3.4) ▪ evtl. Berechnung der Gleitverschiebung mit Beschleunigungszeitverlauf (vgl. Kapitel 3.3.3.4)

3.3.2 MODELLBILDUNG

Das geotechnische Modell des Dammkörpers und des Untergrundes ist durch Untersuchungen zu ermitteln, welche den Aufbau von Dammkörper und Untergrund nachweislich dokumentieren. Insbesondere sind auch die Lage der Sickerlinie und die damit verbundenen Strömungsverhältnisse zu untersuchen.

Im Allgemeinen ist ein zweidimensionales Modell ausreichend, mit einer horizontalen und vertikalen Erdbebenanregung.

Die dynamische Einwirkung des gestauten Wassers wird vernachlässigt.

Der Einfluss der lokalen Untergrundverhältnisse auf die Erdbebenanregung ist zu berücksichtigen (verschiedene Spektren für die verschiedenen Untergrundverhältnisse).

3.3.3 ABLAUSCHHEMA FÜR DIE BERECHNUNG VON DAMMBAUWERKEN DER TALSPERRENKLASSE 1 UND FÜR GRO- SE HRB, BEIDE MIT $H \leq 40$ M

Die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und von großen HRB, beide mit $H \leq 40$ m erfolgt gemäß folgendem Ablaufschema:

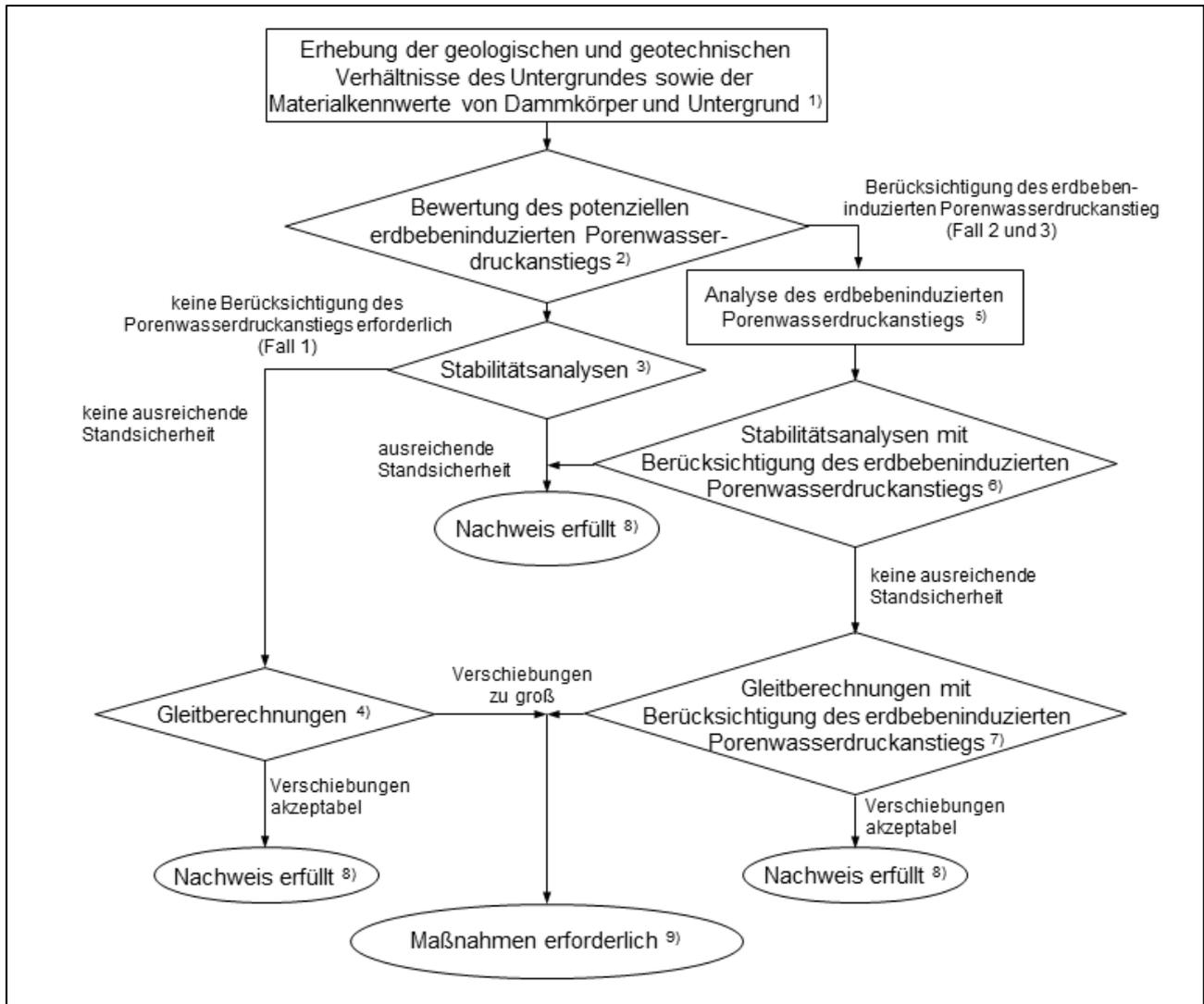


Abb. 3.2: Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und von großen HRB, beide mit $H \leq 40$ m (nach [BWG 2003])

Legende:

- 1) Statische geotechnische Standard-Untersuchungen und Laborversuche (Kapitel 3.3.3.1)
- 2) nach Kapitel 3.1.4.2 und 3.3.3.2 und Anhang 1 Kapitel 4
- 3) z. B. nach Bishop, mit Erdbebenersatzlasten (Kapitel 3.1.4.1 und 3.3.3.3)
- 4) Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen (Kapitel 3.3.3.4)
- 5) Ansatz des erdbebeninduzierten Porenwasserdrucks nach Kapitel 3.1.4.2 für unterschiedliche Fälle, bei Verflüssigungspotenzial Untersuchung mit SPT, CPT oder zyklischen Laborversuchen (Kapitel 3.3.3.5)
- 6) z. B. nach Bishop, mit Erdbebenersatzlasten und Porenwasserüberdrücke, reduzierte Scherfestigkeit (Kapitel 3.1.4.3)
- 7) Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen mit Porenwasserüberdrücke, reduzierte Scherfestigkeit (Kapitel 3.1.7)
- 8) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis für Dämme ist erfüllt.
- 9) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis für Dämme ist nicht erfüllt. Es sind Maßnahmen erforderlich (z. B. verfeinerte Berechnung mittels weniger konservativen, dafür besser abgesicherten Eingabegrößen; bauliche Maßnahmen; Absenken des Staubeckenspiegels).

3.3.3.1 ERHEBUNG DER GEOLOGISCHEN UND GEOTECHNISCHEN VERHÄLTNISSE DES UNTERGRUNDES SOWIE DER MATERIALKENNWERTE VON DAMMKÖRPER UND UNTERGRUND

Die Erhebung der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der Materialkennwerte von Dammkörper und Untergrund erfolgt anhand von Feld- und Laborversuchen. Dynamische Versuche sind in der Regel nicht notwendig.

3.3.3.2 BEWERTUNG DES POTENZIELLEN ERDBEBENINDUZIERTEN PORENWASSERDRUCKANSTIEGS

Der erdbebeninduzierte Porenwasserdruckanstieg wird mit folgenden Materialparametern bewertet (siehe Kapitel 3.1.4.2):

- Korngrößenverteilung
- Lagerungsdichte

Zeigt sich aus der Bewertung, dass mit größeren Dammbereichen oder mit durchgehenden Materialschichten (z. B. im Untergrund) zu rechnen ist, bei welchen die folgenden 3 Kriterien

1. Korngrößenverteilung liegt innerhalb des kritischen Bereiches 2 nach Anhang 1 Kapitel 4 mit Ungleichförmigkeitszahl U kleiner 4,
2. lockere und mitteldichte Lagerung gemäß Anhang 1 Kapitel 5,
3. gesättigtes Material

alle erfüllt sind, dann ist eine Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs nach Kapitel 3.3.3.5 vorzunehmen.

Alternativ können empirische Korrelationen zwischen dem Verflüssigungspotenzial eines Bodens und den Resultaten von Eindringversuchen wie SPT- oder CPT-Versuche zur Bewertung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs benutzt werden.

Die Bewertung des Verflüssigungsverhaltens von Sand aufgrund von SPT- und CPT-Versuchen kann nach Anhang 1 Kapitel 4, 6 bzw. 7 durchgeführt werden.

3.3.3.3 VEREINFACHTE ERDBEBEN-STABILITÄTSANALYSE

Der Erdbebensicherheitsnachweis mit vereinfachten Erdbeben-Stabilitätsanalysen für Dämme der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m umfasst folgende Rechenschritte (siehe Kapitel 3.1.4.1):

- Bestimmung der potenziellen Gleitkörper, mit der geringsten Sicherheit unter statischer Lasteinwirkung (ohne Erdbeben).
- Berechnung der horizontalen und vertikalen Erdbebenersatzkräfte für bestimmte Gleitkörper nach Anhang 1 Kapitel 9.
- Stabilitätsanalyse von potenziellen Gleitkörpern unter der horizontalen und vertikalen Erdbebenanregung nach Anhang 1 Kapitel 9. Es wird empfohlen, die Stabilitätsberechnung mit den Spektralwerten des ersten Modus (Grundperiode siehe Anhang 1 Kapitel 9) durchzuführen.
- Für Dämme bis 20 m Höhe genügt der Ansatz der horizontalen Erdbebenanregung.

Der Nachweis gilt als erfüllt, wenn:

- für das Betriebserdbeben der Gesamtsicherheitsbeiwert größer als 1,2,
- für das Bemessungserdbeben der Gesamtsicherheitsbeiwert größer als 1,1 ist.

Folgt aus dieser Berechnung, dass ein Gleitkörper eine ungenügende Sicherheit aufweist, können die Gleitverschiebungen nach Kapitel 3.1.7 bzw. 3.3.3.4 berechnet werden. Sie sind zu bewerten (siehe Kapitel 3.1.7).

3.3.3.4 VEREINFACHTE BERECHNUNG DER GLEITVERSCHIEBUNGEN

Die Ermittlung der Gleitverschiebung erfolgt gemäß Kapitel 3.1.7. Die Ermittlung der Gleitverschiebungen für Dämme der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m, mit einer solchen vereinfachten Methode ist zulässig, solange die berechneten Verschiebungen unter dem zulässigen Verschiebungswert der Berechnungsmethode (Makdisi & Seed 1978, siehe Kapitel 1 Kapitel 9) von 0,5 m für Gleitkörper liegen.

Werden größere Gleitverschiebungen mit der vereinfachten Berechnungsmethode ermittelt, müssen detailliertere Berechnungsverfahren angewendet werden, z. B. die Berechnung der Gleitverschiebungen im Zeitbereich (siehe Anhang 1 Kapitel 11). Dabei ist anzumerken, dass das Resultat der Berechnung nach Makdisi & Seed (1978) einen Bereich möglicher Gleitverschiebungen angibt. Dieser Bereich ist zu diskutieren und zu bewerten.

3.3.3.5 ANALYSE DES ERDBEBENINDUZIERTEN PORENWASSERDRUCKANSTIEGS

Die Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs erfolgt nach dem allgemeinen Vorgehen im Kapitel 3.1.4.2.

Bei Neubauten wird empfohlen, für Dammbaumaterialien zyklische Laborversuche gemäß Anhang 1 Kapitel 10 durchzuführen oder mit ähnlichen Methoden zu arbeiten.

3.3.3.6 STABILITÄTSANALYSE NACH DEM ERDBEBEN MIT BERÜCKSICHTIGUNG DES ERDBEBENINDUZIERTEN PORENWASSERDRUCKANSTIEGS

Zusätzlich zu den Erdbebennachweisen nach DIN 19700 wird empfohlen, die Gleitsicherheit nach dem Erdbeben ohne Trägheitskräfte infolge Erdbeben mit Berücksichtigung eines möglichen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs zu untersuchen. Es ist die statische Sicherheit von $\gamma = 1,1$ nachzuweisen, wobei in der Gleitfläche nur die Restscherfestigkeit φ'_r angenommen werden darf.

Es wird davon ausgegangen, dass der Porenwasserüberdruck im Dammkörper bzw. in der Gründungsschicht nach dem Erdbeben nicht sofort abklingt, und ein Nachweis der Böschungsstabilität mit reduzierten Scherfestigkeitswerten erforderlich ist, wenn ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckanstieg zu erwarten ist.

3.4 STAUDÄMME DER TALSPERRENKLASSE 1 UND GROSSE HRB, BEIDE MIT $H > 40$ M

3.4.1 ÜBERSICHT DER ANFORDERUNGEN AN DAMMBAUWERKE

Als Nachweisgrundsätze gelten:

- Durch Untersuchungen erhaltene statische und dynamische Materialkennwerte (Neubauten und bestehende Bauten): Prinzipiell sollten dynamische Versuche durchgeführt werden. Falls dies nicht möglich ist, z. B. bei grobkörnigen Haufwerken, sind die Kennziffern über Korrelationen und Erfahrungswerte zu bestimmen. In diesem Fall ist auf eine ausreichende Konservativität zu achten.
- Das Dammverhalten ist dynamisch zu berechnen. Dabei wird empfohlen, eine Finite-Element-Berechnung im Zeitbereich unter horizontaler und vertikaler Erdbebenanregung und unter Berücksichtigung von möglichen Porenwasserüberdrücken infolge zyklischer Anregung durchzuführen.

- Die Stabilitätsanalyse von potenziellen Gleitkörpern nach dem Erdbeben, solle unter Berücksichtigung von möglichen bleibenden Porenwasserüberdrücken erfolgen (Empfehlung).
- Wenn nötig empirische Bestimmung der bleibenden Gleitverschiebung, gestützt auf die Zeitbereich-Erdbebenberechnung des gesamten Dammaufbaus und falls erforderlich, Analyse von erdbebeninduzierten Setzungen durch Bodenverdichtung.

Daraus ergeben sich folgende Anforderungen:

Tab. 3.3: Anforderungen an Dammbauwerke der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit Höhe > 40 m

Wiederholungsperiode Nachweisbeben	Gemäß Betriebs- und Bemessungserdbeben
Materialeigenschaften und Vorgehensweise	<p>Benötigte statische und dynamische Materialkennwerte für relevante Materialzonen:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Scherfestigkeitsparameter (statisch) ▪ Korngrößenverteilung ▪ Lagerungsdichte ▪ evtl. SPT-, CPT- oder ähnliche Versuche (vgl. Kapitel 3.3.3.2) ▪ dynamische Materialkennwerte (vgl. Kapitel 3.3.3.5) <p>Vorgehensweise:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Neubauten: Kennziffern aus statischen und dynamischen Versuchen, Prinzipiell sollten dynamische Versuche durchgeführt werden. Falls dies nicht möglich ist, z. B. bei grobkörnigen Haufwerken, sind die Kennziffern über Korrelationen und Erfahrungswerte zu bestimmen. ▪ bestehende Bauten: Kennziffern aus Baudokumentation, gegebenenfalls ergänzende Versuche bzw. Betrachtungen
Modellbildung	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Geometrie, geotechnisches Modell des Untergrundes und des Dammkörpers (inkl. Sickerlinie); Bewertung des Untergrundes ▪ zweidimensionales Dammmodell, evtl. dreidimensionales Modell ▪ Erdbebenanregung in horizontaler und vertikaler Richtung ▪ dynamische Wasserdrücke auf Damm vernachlässigbar
Berechnungsmethoden	<ul style="list-style-type: none"> ▪ dynamische (FE)-Berechnung zur Bestimmung potenzieller Gleitflächen und Deformationen unter Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrucks ▪ ggf. vereinfachte dynamische Deformationsanalyse (vgl. Anhang 1 Kapitel 9) ▪ evtl. Berechnung der Gleitverschiebung mit Beschleunigungszeitverlauf, falls Gleiten möglich (vgl. Anhang 1 Kapitel 11) ▪ evtl. Bestimmung der Verdichtungssetzungen (siehe Anhang 1 Kapitel 12)

3.4.2 MODELLBILDUNG

Im Allgemeinen ist eine zweidimensionale FE-Berechnung ausreichend (horizontale und vertikale Anregung gleichzeitig). Es genügt, die Anregung in den Hauptachsen der Talsperre anzusetzen.

In besonderen Fällen ist eine dreidimensionale Berechnung notwendig. Dies gilt vor allem bei

- engen V-Tälern, in denen $L/H < 3$ ist (vgl. Abb. 3.3),
- variablen Untergrundverhältnissen in der Längsrichtung des Dammes

In diesen Fällen sind alle 3 Raumrichtungen der Erdbebenanregung zu berücksichtigen.

Ungleichförmige Bodenbewegungen müssen nicht berücksichtigt werden.

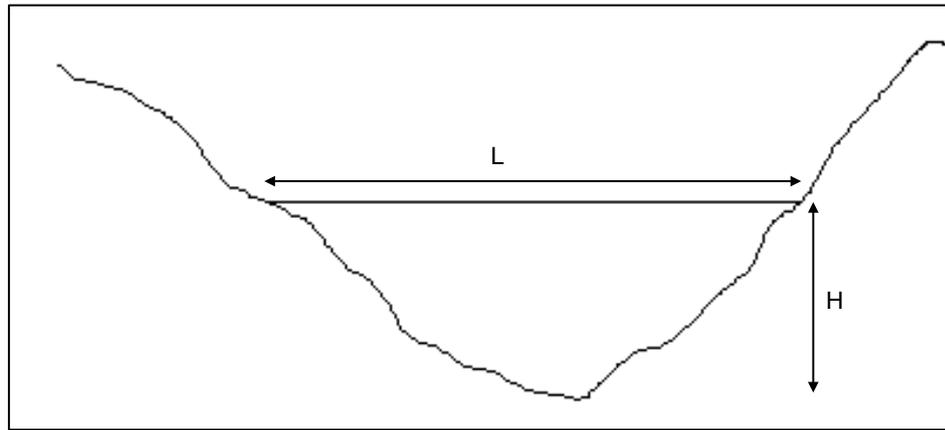


Abb. 3.3: Definition von Kronenlänge L und Kronenhöhe H (aus [BWG 2003])

Die dynamische Einwirkung des gestauten Wassers kann vernachlässigt werden.

Der Untergrund des Dammkörpers wird als starr angenommen, sofern die Bedingung

$$\frac{B}{v_s} < 0.2s$$

eingehalten ist (Dibaj & Penzien 1969), mit B = Basisbreite des Dammkörpers und v_s = Scherwellengeschwindigkeit im Untergrundmaterial (Anhang 1 Kapitel 2).

Falls die obige Bedingung nicht erfüllt ist, so ist eine genauere Analyse der dynamischen Interaktion zwischen Untergrund und Dammkörper erforderlich.

3.4.3 ABLAUSCHSCHEMA FÜR DIE BERECHNUNG VON DAMMBAUWERKEN DER TALSPERRENKLASSE 1 UND FÜR GROßE HRB, BEIDE MIT $H > 40$ M

Die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H > 40$ m erfolgt gemäß folgendem Ablaufschema:

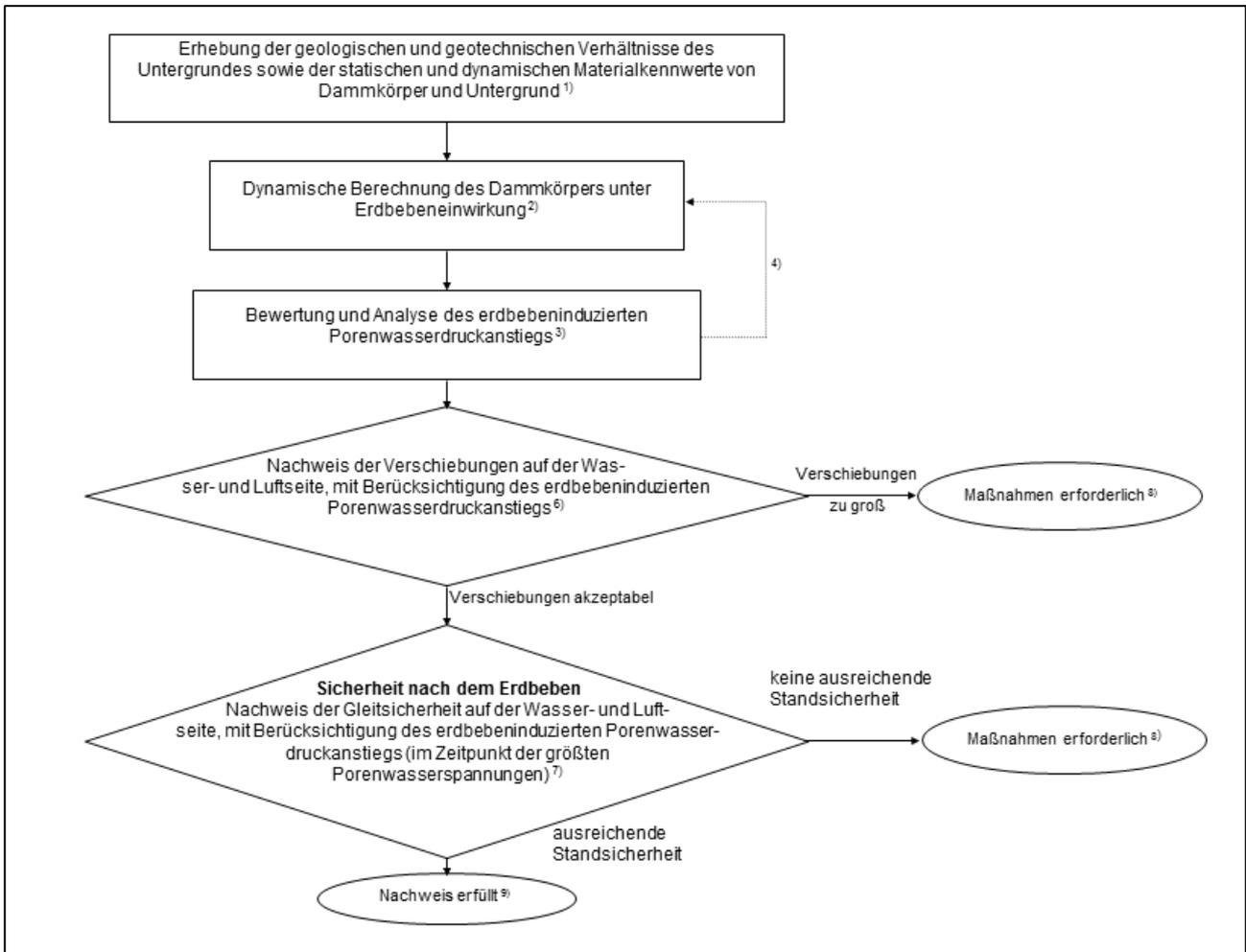


Abb. 3.4: Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und für große HRB, beide mit $H > 40$ m (nach [BWG 2003])

Legende:

- 1) Bestimmung der benötigten Kennwerte (statische und dynamische) (Kapitel 3.4.3.1)
- 2) dynamische FE-Berechnungen (Kapitel 3.4.3.2)
- 3) zyklische Laborversuche zur Bestimmung der erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücke (Kapitel 3.4.3.3)
- 4) evtl. Rückkopplung (Kapitel 3.4.3.4)
- 6) Berechnung der Gleitverschiebungen (Kapitel 3.4.3.5)
- 7) Stabilitätsanalysen z. B. nach Bishop, ohne Berücksichtigung von Trägheitskräften infolge Erdbeben, aber mit Berücksichtigung des Porenwasserdruckanstieges infolge zyklischer Belastung; es wird der maximale Porenwasserdruckanstieg in Rechnung gesetzt; Nachweise auf der Wasser- und Luftseite
- 8) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis für Dämme ist nicht erfüllt. Es sind Maßnahmen erforderlich. (z. B. bauliche Maßnahmen; Absenken des Staubeckenspiegels).
- 9) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis für Dämme ist erfüllt.

3.4.3.1 ERHEBUNG DER GEOLOGISCHEN UND GEOTECHNISCHEN VERHÄLTNISSE DES UNTERGRUNDES SOWIE DER MATERIALKENNWERTE VON DAMMKÖRPER UND UNTERGRUND

Die Erhebung der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der Materialkennwerte von Dammkörper und Untergrund erfolgt anhand von Feld- und Laborversuchen.

Es ist zu prüfen, ob bzw. in wie weit die Ermittlung der dynamischen Materialeigenschaften, wie Schubmodul, Materialdämpfung, Festigkeitseigenschaften, Verflüssigungspotenzial, im Dammkörper und im Untergrund mit dynamischen Laborversuchen erforderlich ist (Anhang 2 Kapitel 1).

3.4.3.2 DYNAMISCHE BERECHNUNG DES DAMMKÖRPERS

Die Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit Höhen über 40 m, erfolgt mit dynamischen Berechnungsverfahren. Dabei wird empfohlen, eine Finite-Element-Berechnung im Zeitbereich unter horizontaler und vertikaler Erdbebenanregung und unter Berücksichtigung von möglichen Porenwasserüberdrücken infolge zyklischer Anregung durchzuführen.

Für die dynamische Berechnung kann mit linear äquivalenten Bodenkennziffern gearbeitet werden (Anhang 2 Kapitel 1).

Die Resultate dieser Berechnung sind:

- Spannungen (Maximalwerte und Zeitverläufe),
- Dehnungen und Deformationen bzw. Verschiebungen,
- Beschleunigungen (Maximalwerte und Zeitverläufe)

in repräsentativen Punkten des Dammkörpers.

3.4.3.3 UNTERSUCHUNG DER ERDBEBENINDUZIERTEN PORENWASSERÜBERDRÜCKE

Erdbebeninduzierte Porenwasserüberdrücke sind in der dynamischen Analyse zu berücksichtigen. Liegen empfindliche Bodenmaterialien vor, ist deren Verhalten weitergehend zu untersuchen (z. B. CPT-Feldversuche, siehe Anhang 1 Kapitel 4 und 10, und/oder zyklische Laborversuche).

3.4.3.4 RÜCKKOPPLUNG

Bei Verwendung von Programmen, die den erdbebeninduzierten Porenwasserdruck nicht gekoppelt durch das Boden- bzw. Stoffmodell berücksichtigen können, ist eine schrittweise Analyse angebracht. Porenwasserüberdrücke sind in den einzelnen Zeitschritten, z. B. entsprechend den Ergebnissen zyklischer Laborversuche, in die Berechnung einzuführen.

3.4.3.5 GLEITVERSCHIEBUNGEN

Die Berechnung der Gleitverschiebung kann entsprechend Kapitel 3.1.7 unter Berücksichtigung erdbebeninduzierter Porenwasserüberdrücke erfolgen, die z. B. aus zyklischen Laborversuchen abgeschätzt werden können.

3.4.4 BEWERTUNG DER GESAMTSICHERHEIT BEI DYNAMISCHEN BERECHNUNGEN

Bei dynamischen Berechnungen mittels der Finite-Elemente-Methode erfolgt im Allgemeinen kein Nachweis der Gesamtsicherheit über einen kraftbasierten Ansatz durch den Vergleich von treibenden und haltenden Kräften. Einzelne ersatzstatische Stabilitätsanalysen zu bestimmten Zeitpunkten innerhalb einer Zeitverlaufsrechnung sind allgemein wenig aussagekräftig für die Beurteilung der Gesamtsicherheit eines Dammes. Bei dynamischen Berechnungen wird vorgeschlagen, die Gesamtsicherheit des Dammes durch die Be-

wertung der bleibenden Deformationen, die durch das Erdbeben eintreten, entsprechend eines verformungs-basierten Ansatzes zu bestimmen. In diesem Fall sind zulässige und erdbebeninduzierte Deformationen zu beurteilen (siehe Kapitel 3.1.7).

3.5 MÖGLICHE ERTÜCHTIGUNGSMASSNAHMEN

Für den Fall, dass der Nachweis der Erdbebensicherheit mit vereinfachten Berechnungsverfahren nicht erbracht werden kann, ist eine detaillierte Berechnung mit dynamisch numerischen Methoden ratsam. Aufgrund der genaueren Berechnung wird die Konservativität in vereinfachten Berechnungen reduziert.

Wenn die Erdbebensicherheitsüberprüfung eines bestehenden Staudammes doch Mängel aufzeigt, ist eine Reihe von Ertüchtigungsmaßnahmen möglich. Diese beziehen sich auf Versagen gegen Überströmen, innere Erosion, Bodenverflüssigung oder Kombinationen hiervon. Im Folgenden soll kurz eine Liste möglicher Maßnahmen gegeben werden, die in der Praxis schon angewendet worden sind.

Ertüchtigung des Dammkörpers:

- Abflachen der Böschungen oder Errichten von Bermen auf der Wasser- oder Luftseite
- Verbreiterung der Dammkrone
- Erhöhung des Freibords bzw. der Dammkrone
- Rammpfähle oder Dübel auf der Wasserseite zur Erhöhung der Böschungsstabilität
- Verdichtungsinjektionen
- Fußdrän (ggf. mit Stützkonstruktion) und ggf. Filter
- Einsatz von Geokunststoffen (z. B. Geogitter) zur Bewehrung

Verbesserung der Gründung:

- Rüttelstopf- oder Rütteldruckverdichtung, Schottersäulen, dynamische Tiefenverdichtung und Verdichtungsinjektion
- Zementinjektionen, Dichtwände oder Dichtschleier
- Dränagen
- Bodenaustausch oder Bodenstabilisierung

Die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen, wie z. B. Entnahmeeinrichtungen, Hochwasserentlastungsanlagen, Kontrollgänge und Betriebsgebäude, müssen in ein Ertüchtigungskonzept integriert werden.

4 Nachweisführung bei Staumauern

4.1 GRUNDSÄTZE

4.1.1 VORGEHENSWEISE

Dieser Teil der Arbeitshilfe bezieht sich auf Beton- und gemauerte Staumauern. Die vorliegenden Ausführungen gelten sowohl für das Hauptbauwerk als auch für die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen.

Die Anforderungen an die Materialkennwerte und an deren Bestimmung sind primär in Bezug auf Beton angegeben. Beim Vorliegen von anderen Materialien sind sie sinngemäß anzuwenden. Bei inhomogenen Materialien (z. B. Mauerwerk) sind die unterschiedlichen Eigenschaften der einzelnen Komponenten sinngemäß zu berücksichtigen, insbesondere bei den Sicherheits- und Stabilitätsnachweisen.

Die tatsächliche Geometrie der Staumauer ist im Detail zu erfassen und zu dokumentieren. Dazu gehört auch der genaue Verlauf der Kontaktzone Staumauer/Untergrund. Fehlen genaue Angaben zu den Untergrundverhältnissen, so müssen konservative Annahmen für den Erdbebensicherheitsnachweis getroffen werden.

Bei der Erfassung des Zustands der Talsperre sind bestehende Sicherheitsberichte und alle sicherheitsrelevanten Informationen der Anlage zu sichten und mögliche Schwachstellen im Hinblick auf den Erdbebensicherheitsnachweis zu berücksichtigen.

Das generelle Nachweisvorgehen ist wie folgt:

- Sammlung der maßgebenden Unterlagen betreffend Aufbau und Verhalten der Staumauer und deren Umgebung
- Identifizierung von potenziellen Schwachstellen im System
- Bestimmung der zugehörigen Nachweisbeben anhand der Klassifizierung
- Bestimmung des zugehörigen Nachweismodells
- Modellbildung
- Ermittlung der notwendigen Materialkennwerte
- Bestimmung der statischen Anfangsbedingungen
- Durchführung des Nachweises der Staumauer samt Untergrund, der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen und der unmittelbaren Umgebung des Beckens
- Bewertung des Erdbebenverhaltens
- Berichterstattung mit Benennung des evtl. erforderlichen Handlungsbedarfes

Hinweise für Nebenanlagen

Für die sicherheitsrelevanten Betriebsorgane (Grundablässe, Hochwasserentlastungsanlagen u. a. m.) ist die Funktionstüchtigkeit nach dem Bemessungserdbeben zu bewerten (siehe Kapitel 2.2.6).

4.1.2 BENÖTIGTE UNTERLAGEN

Zur einwandfreien Bewertung des Verhaltens einer Staumauer unter Erdbebeneinwirkung sind folgende Unterlagen erforderlich und entsprechend aufzubereiten:

- Geometrie und Beschaffenheit der Staumauer.
- Eigenschaften der eingesetzten Baumaterialien in der Staumauer in Bezug auf statische und dynamische Beanspruchungen.

- Geologische und geotechnische Verhältnisse des Untergrundes.
- Langfristiges Verhalten der Staumauer gemäß vorhandenen Sicherheitsberichten.

Zusätzliche Unterlagen werden nötig bei erkannten Problemstellen oder bei nicht ausreichend vorhandenen Informationen. Dann sind weitere Untersuchungen erforderlich.

4.1.3 MATERIALKENNWERTE

Um das Verhalten der Talsperre unter Erdbebenlast möglichst genau abzubilden, sind für das Verformungsverhalten die wahrscheinlichsten Kennwerte (Medianwerte) einzusetzen.

Es ist dabei ausreichend, für die Staumauer ein linear-elastisches und isotropes Material mit viskoser Dämpfung vorzusetzen. Folgende Parameter sind zu bestimmen:

- Dynamischer Elastizitätsmodul E_d
- Querdehnungszahl ν
- Dichte ρ
- Materialdämpfung ξ

In den Fällen, in denen dynamische Kennwerte aus entsprechenden Laborversuchen oder Schwingungsuntersuchungen am Bauwerk vorliegen (siehe Anhang 4), sind diese der Berechnung zu Grunde zu legen. Liegen keine Versuchsergebnisse vor, so wird empfohlen, die dynamischen Kennwerte der Materialien anhand dynamischer Laborversuche zu ermitteln. Dabei sind diejenigen Werte, welche den Dehngeschwindigkeiten beim maßgebenden Erdbeben entsprechen, zu verwenden. Der dynamische E-Modul von Massenbeton kann beim Fehlen dynamischer Versuchsergebnisse mittels einer Erhöhung des statischen E-Moduls (E_s) wie folgt abgeschätzt werden:

$$E_d = 1,25 E_s$$

Wenn Kennwerte des statischen E-Moduls aus Laborversuchen bauwerkspezifisch vorliegen, sind diese der Berechnung zu Grunde zu legen.

Für bestehende Bauwerke muss das Alter der Konstruktion berücksichtigt werden.

Erfahrungswerte dürfen sowohl für die Querdehnungszahl ν als auch für die Dichte ρ verwendet werden.

Die Materialdämpfung ist in Abhängigkeit des Anregungsniveaus bzw. den zu erwartenden Schäden festzulegen. Die viskose Materialdämpfung kann anhand von Laborversuchen ermittelt werden (siehe Anhang 4 Kommentar 3). Falls keine Laborergebnisse vorliegen, kann für die Materialdämpfung höchstens ein Wert von 5 % angenommen werden.

Festigkeit der Staumauer

Zum Zweck der Bewertung des Spannungszustands der Staumauern, der gestützt auf eine linearelastische Analyse mit viskoser Dämpfung bestimmt wird, gelten die dynamischen uniaxialen Festigkeiten auf Druck f_{cd} und auf Zug f_{ctd} .

Um die Tragreserve der Talsperre nicht zu überschätzen, müssen die Festigkeitskennwerte konservativ angenommen werden. Mittelwerte dürfen nur dann eingesetzt werden, wenn eine genügend große Versuchsreihe

mit statistischer Auswertung vorliegt. Bei einer geringen Anzahl an Prüfkörpern ist eine Abminderung vom Mittelwert vorzunehmen.

Bei einer Bestandsanalyse sind konservative Werte zu verwenden, die das Alter und den Zustand des Bauwerks berücksichtigen.

Es ist zugelassen, die dynamischen Festigkeiten aus den statischen Festigkeiten empirisch herzuleiten:

- dynamische Druckfestigkeit f_{cd} als Funktion der statischen Druckfestigkeit f_{cm}

$$f_{cd} = 1,3 f_{cm}$$

- dynamische Zugfestigkeit f_{ctd} als Funktion der statischen Zugfestigkeit f_{ctm}

$$f_{ctd} = 1,3 f_{ctm}$$

- statische Zugfestigkeit f_{ctm} als Funktion der statischen Druckfestigkeit f_{cm}

$$f_{ctm} = 3/8 f_{cm}^{(2/3)} \text{ [MPa]}$$

- dynamische Zugfestigkeit f_{ctd} als Funktion der statischen Druckfestigkeit f_{cm}

$$f_{ctd} = 0,5 f_{cm}^{(2/3)} \text{ [MPa]}$$

Die empirischen Zusammenhänge der dynamischen Festigkeiten basieren auf Arbeiten von Raphael (1984) bzw. ICOLD (2009). Die Formulierung der statischen Zugfestigkeit f_{ctm} nach DIN EN 1992-1-1 ist etwas konservativer als die oben angegebenen Werte. Der Ansatz größerer Festigkeitswerte muss durch Versuche belegt werden. Beim Ansatz von Zugfestigkeiten sind die Eigenschaften von Block und Arbeitsfugen zu berücksichtigen. Bei Staumauern mit hohem Gefährdungspotenzial werden grundsätzlich Laborversuche zur Bestimmung der Zug- und Druckfestigkeit empfohlen. Die Untersuchungen sollten sowohl zur Analyse bestehender Anlagen sowie bei Neubauten vorgenommen werden.

Falls nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden, können je nach verwendeter Methode verschiedene Arten von Materialmodellen und/oder Bruchkriterien zum Einsatz kommen. Alle Modellierungsannahmen müssen ebenfalls durch Laborversuche, die mit ähnlichen Materialien durchgeführt wurden, verifiziert werden. Die Verifikation muss klar und verständlich dokumentiert sein.

Festigkeit der Kontaktfläche Staumauer - Untergrund

Die Kontaktfläche Staumauer / Untergrund kann als Ebene betrachtet werden. Bei der Berücksichtigung der Einbindung des Staumauerkörpers in den Untergrund ist die Wirkung plausibel nachzuweisen. Fehlt dieser Nachweis oder sind die Ausführungsunterlagen mangelhaft, darf keine Einbindung berücksichtigt werden.

Für die Kontaktfuge zwischen Staumauer und Untergrund ist es zulässig, die folgenden Parameter aus der Literatur abzuschätzen (Medianwerte):

Bei Fels (z. B. nach Vutukari & Lama 1974, Link 1967, Link 1969, Soriano & Sanchez 1998):

- Reibungswinkel φ' (Reibungswinkel der Materialien Beton/Gestein).
- Dilatationswinkel i (Dilatationswinkel aus mechanischer Verzahnung des Untergrundes Mauer/Fels).
- Kohäsion c' (Kohäsion der Materialien Beton/Gestein durch Mikroverzahnung).

Ist die Talsperre auf Lockergestein gegründet, so gelten die Ausführungen im Kapitel Dämme betreffend Untergrund.

4.1.4 BERECHNUNGSMETHODEN

4.1.4.1 ALLGEMEINE ANFORDERUNGEN

Die minimalen Anforderungen an die Berechnungsverfahren sind von der Klassifizierung der Stauanlage abhängig. Es gilt grundsätzlich:

- Bei Staumauern der Talsperrenklasse 2 und sehr kleinen bis mittleren HRB dürfen empirische Modellierungs- und Verhaltensansätze eingesetzt werden. Die Materialkennwerte dürfen gestützt auf Erkenntnisse aus der Literatur und aus ähnlichen Objekten geschätzt werden.
- Bei Staumauern der Talsperrenklasse 1 und bei großen HRB sind die dynamischen Eigenschaften aus einer sperrenspezifischen Modellierung abzuleiten. Die dynamischen Sperrenbeanspruchungen dürfen durch einfache Methoden bestimmt werden. Die dynamischen Materialkennwerte sind aus sperrenspezifischen statischen Versuchen zusammen mit Erkenntnissen aus der Literatur und aus ähnlichen Objekten abzuleiten.
- Bei Staumauern der Talsperrenklasse 1 und bei großen HRB, beide mit Höhe > 40 m, sind sowohl die dynamischen Eigenschaften wie die dynamischen Beanspruchungen durch eine detaillierte Modellierung der Staumauer und des Untergrundes zu bestimmen. Die dynamischen Materialkennwerte sind aus sperrenspezifischen statischen Versuchen zusammen mit Erkenntnissen aus der Literatur und aus ähnlichen Objekten abzuleiten.

Gewichtsmauern und Pfeilerkopfmauern können in der Regel 2-dimensional modelliert werden. Der maßgebende Querschnitt ist zu evaluieren und dessen Wahl zu begründen. Wenn die geometrischen und die konstruktiven Gegebenheiten einer Gewichtsstaumauer oder einer Pfeilerkopfmauer jedoch so sind, dass ein 3-dimensionales Verhalten im Falle eines Erdbebens zu erwarten ist, dann muss die entsprechende Modellbildung auch 3-dimensional erfolgen.

Bogenmauern sind in der Regel 3-dimensional zu modellieren.

4.1.4.2 STATISCHE ANFANGSBEDINGUNGEN

Das Nachweisbeben ist als außergewöhnliche Einwirkung zu betrachten. Die entsprechenden Beanspruchungen sind mit denjenigen der gewöhnlichen statischen Betriebslasten zu überlagern. Dazu zählen:

- Eigengewicht
- Wasserdruck
- Temperatur (entsprechend Stauziel)
- Kriechen und Schwinden des Betons
- Erddruck aus luftseitigen Auffüllungen oder von Sedimenten im Staubecken

Es ist ausreichend, die Sicherheitsnachweise gegen Erdbeben bei Stauziel Z_S für Talsperren bzw. Dauerstauziel Z_D für Hochwasserrückhaltebecken zu führen. Bei Trockenbecken wird der Nachweis des Bemessungs-erdbebens ohne Wasserdruck geführt, und der Nachweis des Betriebsbebens darf entfallen.

Auf der Luftseite einer Mauer darf nur ein Wasserdruck als rückhaltende Kraft berücksichtigt werden, wenn ein Abfall des Wasserspiegels unter diese Kote aus topografischen Gründen ausgeschlossen werden kann. Es ist sowohl auf der Wasserseite wie auf der Luftseite ein hydrostatischer Druckverlauf anzunehmen. Der Wasserdruck wirkt senkrecht zur Sperrenoberfläche.

Der in der Kontaktfuge Staumauer/Untergrund wirkende Auftrieb ist nur für den Stabilitätsnachweis zu berücksichtigen. Dabei ist beim Vorhandensein von Messungen der effektive Druckverlauf bei Vollstau anzusetzen. Bei fehlenden Messungen ist ein linearer Verlauf von der Wasserseite zur Luftseite anzunehmen. Der Auftrieb wirkt senkrecht zur Aufstandsfläche.

Es ist ausreichend, die Temperaturverteilung in der Staumauer abzuschätzen. Dabei kann eine lineare Temperaturverteilung über den Querschnitt angenommen werden.

Die ermittelten Verformungen und Beanspruchungen bilden die statischen Anfangsbedingungen beim Erdbebennachweis und werden mit den Erdbebenlasten überlagert.

4.1.4.3 SPANNUNGSNACHWEIS

Beim Spannungsnachweis (Tragsicherheitsnachweis) ist nachzuweisen, dass die maßgebenden Beanspruchungen aus der Kombination statischer Beanspruchung und Erdbebenbeanspruchung die dynamischen Festigkeiten nicht überschreiten (sowohl auf Zug wie auf Druck; siehe Tab. 2.3). Dazu werden die Hauptspannungen aus den überlagerten Spannungskomponenten für jeden Lastfall berechnet.

Kann der Nachweis nicht erbracht werden, muss nachgewiesen werden, dass

- eine Umlagerung der Spannungen in benachbarte Zonen möglich ist, und
- die entstehende Beschädigung der Staumauer (Risse) zu keinem unkontrollierten Ausfließen des Staubeckenwassers führen kann.

Allenfalls können auch präzisere Nachweisvorgehen, z. B. nach der Zeitverlaufsmethode, herangezogen werden.

Können die geforderten Nachweise nicht erbracht werden, sind entsprechende bauliche oder betriebliche Maßnahmen zu treffen.

4.1.4.4 STABILITÄTSNACHWEISE

Beim Stabilitätsnachweis ist nachzuweisen, dass während des Erdbebens kein Gleiten oder Kippen der Staumauer oder Teilen davon stattfinden kann. Beide Nachweise erfolgen an einem Starrkörpermodell mit der tatsächlichen Geometrie von Staumauer und Untergrund.

Gleiten

Beim Gleitsicherheitsnachweis muss der maximal mobilisierbare Widerstand zwischen Staumauer und Untergrund größer als der gesamte Schub sein gemäß

$$c' + \sigma'_m \tan(\varphi'_r + i) \geq \tau_m$$

Mit

φ'_r	Reibungswinkel Mauer/Fels in der Kontaktfuge für die Restscherfestigkeit (siehe Anhang 1 Kapitel 1)
i	Dilatationswinkel Mauer/Fels in der Kontaktfuge (siehe Anhang 1 Kapitel 1)
c'	Kohäsion Mauer/Fels der Kontaktfuge
σ'_m	Mittlere effektive Normalspannung über die Kontaktfuge
τ_m	Mittlere Schubspannung über die Kontaktfuge

Die Einbindung der Staumauer in den Untergrund (Untergrundaushub) darf nur als Widerstand mittels einer Kohäsion mitberücksichtigt werden, wenn nachweislich ein Verbund zwischen Staumauer und Fels besteht. Kann dieser Beweis nicht erbracht werden, ist nur der Widerstand in der horizontalen Kontaktfuge (Aufstandsfläche) anzusetzen.

Alternativ zum Ansatz von $(\varphi'_r + i)$ kann auch der maximale Reibungswinkel φ'_{peak} angesetzt werden (siehe Anhang 1 Kapitel 1).

Kippen

Es ist der Nachweis zu führen, dass die Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Staumauer und Untergrund innerhalb der dynamischen Festigkeiten liegen. Werden die zulässigen dynamischen Zugspannungen an der Wasserseite der Staumauer überschritten, ist nachzuweisen, dass die luftseitigen Druckspannungen die Druckfestigkeit nicht überschreiten. Eine eventuell entstehende klaffende Fuge ist zu berücksichtigen.

Eine klaffende Fuge ist für das Betriebs- und Bemessungserdbeben bis zur Querschnittsmitte der Mauer zulässig (siehe DIN 19700-11, Abschnitte 7.3.6 und 7.3.7).

Stabilität des Untergrundes

Beim Stabilitätsnachweis des Untergrundes selbst ist nachzuweisen, dass während des Erdbebens kein lokales Versagen des Untergrundes, welches die Staumauerstabilität gefährden könnte, auftritt.

Nachweiserfüllung

Ist der Stabilitätsnachweis nicht erbracht, muss nachgewiesen werden, dass

- die Stabilität der gesamten Staumauer unter Berücksichtigung der Teilinstabilität nicht gefährdet ist, und
- die entstehende Beschädigung der Staumauer (Risse, Instabilität einzelner Blöcke etc.) zu keinem unkontrollierten Ausfließen des Staubeckenwassers führen kann.

Können die geforderten Nachweise nicht erbracht werden, dann sind entsprechende bauliche oder betriebliche Korrekturmaßnahmen zu treffen.

4.1.4.5 WEITERE NACHWEISE

Nachweis der Integrität des Untergrundes

Beim Vorliegen von schlechten Untergrundverhältnissen ist die Integrität des Untergrundes im Falle eines Erdbebens zu prüfen.

Nachweis der Stabilität der Beckenhänge und Böschungen

Sind instabile Hänge oder sonstige Zonen im Uferbereich des Staubeckens bekannt, muss nachgewiesen werden, dass unter den Nachweisbeben kein Rutschen von solchen Zonen ins Staubecken stattfinden kann, das zu einem untragbaren Überschwappen der Staumauer oder Schädigung der Anlage führen könnte.

Nachweis der Funktionstüchtigkeit der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen

Es ist nachzuweisen, dass die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen, insbesondere die Sicherheitsorgane wie Abflüsse und Hochwasserentlastung, nach einem Bemessungserdbeben funktionstüchtig bleiben bzw. ihre Funktionstüchtigkeit umgehend wiederhergestellt werden kann.

Die Modellierung der Nebenanlagen kann mittels üblicher statischer Modellbildung (Stäbe, Fachwerke, Platten) erfolgen. Die Dämpfungswerte für verschiedene Materialien sind im Anhang 3 Kapitel 13 angegeben. Die aus der Erdbebenberechnung resultierenden Verformungen werden als Zwängungen eingeführt und daraus die Beanspruchung ermittelt. Für den Tragsicherheitsnachweis muss die Beanspruchung kleiner als die Festigkeit des entsprechenden Bauteils sein. Für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis sind die Verformungen mit den für den Betrieb der Abschlussorgane zulässigen Toleranzen zu vergleichen.

4.1.5 NUMERISCHE LÖSUNGSMETHODEN

Die je nach Talsperrenklasse in Frage kommenden Berechnungsmethoden sind die Folgenden:

- Pseudostatische Methode
- Antwortspektrenmethode, nur eine modale Verformung
- Antwortspektrenmethode, mehrere modale Verformungen
- Zeitverlaufsmethode

4.1.5.1 PSEUDOSTATISCHE METHODE

Die pseudostatische Methode darf bei Staumauern mit Höhen bis 40 m eingesetzt werden. Dabei wird eine Horizontalbeschleunigung statisch eingeführt, die einheitlich auf die ganze Staumauer wirkt. Die Höhe dieser Beschleunigung ergibt sich aus der Multiplikation der Spitzenbodenbeschleunigung mit dem Amplifikationsfaktor nach Kapitel 4.1.7.1. Die Beanspruchungen werden nach dem üblichen statischen Vorgehen abgeleitet. Zur Kontrolle sollte die Resonanzfrequenz der Staumauer empirisch bestimmt werden, um zu prüfen, ob die Anregerbeschleunigung nicht unterschätzt wurde.

4.1.5.2 ANTWORTSPEKTREN METHODE, NUR EINE MODALE VERFORMUNG

Die Antwortspektrenmethode mit Berücksichtigung einer einzigen modalen Verformung darf bei Staumauern mit einer Höhe bis 40 m eingesetzt werden. Dabei werden statische Ersatzlasten eingeführt, welche näherungsweise die gleiche Verformung und Beanspruchung erzeugen wie die Erdbebenkräfte. Diese Ersatzlasten und Beanspruchungen lassen sich - zusammen mit der zugehörigen Amplifikation - aus der modalen Verformung, die mit der ersten Resonanzfrequenz zusammenhängt, ableiten (Antwortspektrum). Die erste modale Verformung und die zugehörige Eigenfrequenz dürfen mit Hilfe von empirischen Näherungsformeln ermittelt werden.

4.1.5.3 ANTWORTSPEKTREN METHODE, MEHRERE MODALE VERFORMUNGEN

Die Antwortspektrenmethode mit Berücksichtigung von mehreren modalen Verformungen darf bei allen Staumauern und muss bei Staumauern mit Höhen größer 40 m eingesetzt werden. Dabei werden – ähnlich zur Antwortspektrenmethode mit Berücksichtigung einer einzigen modalen Verformung – statische Ersatzlasten eingeführt, welche näherungsweise die gleiche Verformung und Beanspruchung erzeugen wie die Erdbebenkräfte. Diese Ersatzlasten und Beanspruchungen werden jedoch aufgrund einer Kombination der maximalen Antwort von mehreren modalen Verformungen bestimmt. Diese lassen sich aus den Amplifikationswerten ableiten, die zu den entsprechenden Resonanzfrequenzen gehören (Antwortspektrum). Die entsprechende Überlagerung der verschiedenen Anteile erfolgt mit Hilfe der SRSS-Methode (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate) oder vorzugsweise der CQC-Methode (Complete Quadratic Combination).

Die modalen Verformungen und die zugehörigen Resonanzfrequenzen sind mit Hilfe einer modalen Analyse, welche an einem sperrenspezifischen Modell durchgeführt wird, zu berechnen.

4.1.5.4 ZEITVERLAUFSMETHODE

Die Zeitverlaufsmethode darf bei allen Talsperrenklassen eingesetzt werden. Dabei wird das Gesamtsystem, das entsprechend diskretisiert (Modell) wird, an den Rändern mit den Erdbebenzeitverläufen angeregt. Die Beanspruchungen lassen sich in beliebigen Punkten Zeitschritt per Zeitschritt berechnen.

Diese Methode ist nur in Ausnahmefällen und für Staumauern der Talsperrenklasse 1 erforderlich.

4.1.6 HINWEISE ZUR NACHWEISFÜHRUNG

Vorgehen siehe Kapitel 2.1.

4.1.6.1 SPANNUNGSNACHWEIS

Beim Spannungsnachweis sind die aus der Kombination der statischen und dynamischen Beanspruchungen resultierenden Spannungen bzw. Schnittkräfte in Bezug auf die Materialfestigkeit zu prüfen. Überschreiten die kombinierten Beanspruchungen die dynamische Festigkeit des Materials, ist nachzuweisen, dass eine Spannungumlagerung möglich ist, und es zu keiner lokalen Instabilität des Bauwerks kommen kann. Dabei ist der Einsatz von bruchmechanischen Ansätzen zugelassen, vorausgesetzt, die entsprechenden bauwerkspezifischen Kennwerte liegen vor. Ferner ist nachzuweisen, dass keine Erosion der betroffenen Zonen stattfinden kann, die zu einem unkontrollierten Ausfließen des Staubeckenwassers führen kann.

4.1.6.2 STABILITÄTSNACHWEIS

Beim Stabilitätsnachweis wird geprüft, dass kein Gleiten zwischen Staumauer und Untergrund oder anderen potenziellen Gleitflächen bzw. kein Kippen der Staumauer auftritt, das zu einer lokalen oder globalen Instabilität führen kann.

Für das Bemessungserdbeben ist die Fugenklaffung maximal bis zur Querschnittsmitte zulässig. Damit ist die Außermittigkeit der Resultierenden im Mauerquerschnitt auf 1/3 der Querschnittsbreite begrenzt.

4.1.6.3 UNTERGRUNDNACHWEIS

Bei Vorhandensein von schlechten Untergrundverhältnissen ist allenfalls die Integrität des Untergrundes im Falle eines Erdbebens zu prüfen.

4.1.6.4 GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT BEI ERDBEBENEINWIRKUNG

Vorgehen siehe Kapitel 2.1.2.

4.1.7 LASTFÄLLE

Die Lastfälle sind in Kapitel 2.1.1 geregelt.

Hydrostatischer Wasserdruck in bestehenden Rissen des Untergrundes oder der Mauer sind zu berücksichtigen.

4.1.7.1 ERDBEBENERSATZLASTEN

Staumauern der Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB können mit einer quasistatischen Ersatzlast des 1,0-fachen der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$) bemessen werden.

Staumauern der Talsperrenklasse 1 und große HRB mit $H \leq 40$ m sind mit einer quasistatischen Ersatzlast des 2,5-fachen der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$) zu bemessen.

Staumauern der Talsperrenklasse 1 und große HRB über 40 m Höhe werden mit dynamischen Berechnungsmethoden analysiert.

Die Bestimmung der Erdbebenersatzlast geschieht in Abhängigkeit vom Standort, der Wiederholungsperiode des Erdbebens und den Untergrundverhältnissen.

4.1.7.2 EINWIRKUNGSRICHTUNGEN

Bei Staumauern bis 20 m (Regel für Baden-Württemberg) Höhe ist es ausreichend, nur die horizontale Erdbebenenkomponente senkrecht zum Kronenverlauf anzusetzen.

Für Staumauern mit Höhen größer 20 m (Regel für Baden-Württemberg) sind alle möglichen Einwirkungsrichtungen der Erdbebenanregung zu berücksichtigen, nämlich die Kombination der horizontalen und vertikalen Anregungsrichtungen:

→ ↑ → ↓ ← ↑ ← ↓

Für das Antwortspektrenverfahren erfolgt die Kombination der Einwirkungsrichtungen nach dem Eurocode 8 EN1998-1 Kapitel 4.3.3.5 (siehe auch Anhang 3 Kapitel 10):

- $\pm Ex \pm 0,3 Ey \pm 0,3 Ez$
- $\pm 0,3 Ex \pm Ey \pm 0,3 Ez$
- $\pm 0,3 Ex \pm 0,3 Ey \pm Ez$

Die ungünstigste Lastkombination ist zu verwenden. Bei einer 2-dimensionalen Anregung vereinfachen sich die Kombinationen.

Für die Zeitverlaufsmethode sind die zugehörigen Richtungskomponenten der Zeitverläufe zu verwenden. Die einzelnen Zeitverläufe sind unabhängig voneinander und ergeben bei Überlagerung eine entsprechende Resultierende.

4.1.7.3 DYNAMISCHER WASSERDRUCK

Der Einfluss des Wasserreservoirs auf die Staumauer muss nicht geometrisch modelliert werden. Der Einfluss des schwingenden Staubeckenwassers bei einem Erdbeben auf die Staumauer kann durch eine Wassermasse berücksichtigt werden, welche mit der Staumauer mitschwingt. Die Kompressibilitätseinflüsse des Wassers werden vernachlässigt. Die mitschwingende Wassermasse kann nach Westergaard (1931) ermittelt werden. Sie wirken senkrecht auf die wasserseitige Maueroberfläche.

Beim Erdbebennachweis von Staumauern ist es freigestellt, komplexere Staubeckenmodelle als nach Westergaard (1931) zu benutzen (siehe Anhang 4 Kommentar 5).

4.1.8 ÜBERSICHT DER GENERELLEN ANFORDERUNGEN FÜR STAUMAUERN

Die allgemeinen Anforderungen der Abschnitte 4.1.1 bis 4.1.5 für Staumauern sind in Tab. 4.1 zusammenfassend angegeben.

Tab. 4.1: Allgemeine Anforderungen an Berechnungsverfahren für Staumauern

Klassifizierung	Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB	Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m	Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H > 40$ m
Dynamische Eigenschaften	Empirisch	Spezifische Modellierung	Spezifische Modellierung
Modellbildung	Staumauer, 2-dimensional: – Stab-Modell oder analytisch Staumauer, 3-dimensional: – Trägerrost oder Finite Elemente Untergrund: – starr Staubecken: – Mitschwingende Masse (inkompressibles Wasser)	Staumauer: – Stab-Modell, analytisch oder Trägerrost Staumauer, 3-dimensional: – Trägerrost oder Finite Elemente Untergrund: – starr oder Feder Staubecken: – Mitschwingende Masse (inkompressibles Wasser)	Staumauer: – Finite Elemente Untergrund: – Finite Elemente (masselos). Staubecken: – Mitschwingende Masse (inkompressibles Wasser)
Material	Staumauer: – Linear elastisch mit viskoser Dämpfung – Kennwerte bestimmt aus Literatur oder aus Vergleichsbauwerken Kontaktfläche Staumauer-Untergrund: – Aus Berichten oder Literatur Untergrund: – starr – Kennwerte bestimmt aus Berichten, Literatur oder Vergleichsstandorten	Staumauer: – Linear elastisch mit viskoser Dämpfung – Kennwerte bestimmt aus sperrenspezifischen statischen Versuchen Kontaktfläche Staumauer-Untergrund: – Aus Berichten oder Literatur Untergrund: – starr oder Elastisch – Kennwerte bestimmt aus Berichten, Literatur, Vergleichsstandorten oder durch sperrenspezifische Versuche	Staumauer: – Linear elastisch mit viskoser Dämpfung – Kennwerte bestimmt aus sperrenspezifischen statischen Versuchen Kontaktfläche Staumauer-Untergrund: – Aus Berichten oder Literatur Untergrund: – elastisch – Standortspezifische Kennwerte bestimmt aus Versuchen, Berichten, Literatur oder Vergleichsstandorten
Lösungsmethode	statische Ersatzlast, 1,0-faches der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$)	statische Ersatzlast, 2,5-faches der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$)	dynamische Berechnungsverfahren, Antwortspektrenmethode oder Zeitverlaufsverfahren
Erforderliche Nachweise	– Spannungen – Staumauerstabilität (Kippen / Gleiten) – Integrität des Untergrundes – Sicherheitsrelevante Nebenanlagen – Beckenhänge	– Spannungen – Staumauerstabilität (Kippen / Gleiten) – Integrität des Untergrundes – Sicherheitsrelevante Nebenanlagen – Beckenhänge	– Spannungen – Staumauerstabilität (Kippen / Gleiten) – Integrität des Untergrundes. – Sicherheitsrelevante Nebenanlagen – Beckenhänge

4.2 STAUMAUERN DER TALSPERRENKLASSE 2 UND SEHR KLEINE BIS MITTLERE HRB

4.2.1 ÜBERSICHT DER ANFORDERUNGEN AN STAUMAUERN

Als Minimalanforderungen bei der Analyse des Erdbebenverhaltens von Staumauern der Talsperrenklasse 2 und von sehr kleinen bis mittleren HRB gelten empirische Modellierungs- und Verhaltensansätze sowie geschätzte Materialkennwerte.

4.2.1.1 EMPIRISCHE ANSÄTZE

Nur anerkannte und etablierte empirische Ansätze (zum Beispiel durch Publikationen in technischen Zeitschriften mit obligatorischer Revision) dürfen eingesetzt werden. Sind solche Ansätze nicht vorhanden, so muss eine sperrenspezifische Modellierung vorgenommen werden, zum Beispiel gemäß den Ausführungen in Kapitel 4.3.

4.2.1.2 AUFLAGERBEDINGUNGEN

Die Staumauer darf als starr aufgelagert betrachtet werden. Wird die Flexibilität des Untergrundes berücksichtigt, sind die entsprechenden Bestimmungen von Kapitel 4.3 zu beachten.

4.2.1.3 STAUBECKENWASSER

Der Einfluss des schwingenden Staubeckenwassers (Stauziel oder Dauerstauziel) bei einem Erdbeben ist durch eine Wassermasse zu berücksichtigen, die mit der Staumauer mitschwingt.

4.2.1.4 SICHERHEITSANFORDERUNGEN

Sowohl die lokale wie die globale Stabilität der Staumauer muss gewährleistet werden. Die Funktionstüchtigkeit der Sicherheitsorgane soll ferner nach dem Beben erhalten bleiben bzw. umgehend wiederhergestellt werden können. Es dürfen keine Rutschungen und dergleichen ins Staubecken stattfinden, die zu einem Überströmen (bis zum Stabilitätsverlust) oder einer Überbelastung (bis zum Versagen) der Staumauer führen könnten.

4.2.1.5 ERDBEBENANREGUNG

Bei der Erdbebenanregung für die Staumauern der Talsperrenklasse 2 ist es ausreichend, nur die horizontale Erdbebenkomponente zu berücksichtigen. Üblicherweise erfolgt der Ansatz in Fließrichtung.

4.2.2 ABLAUSCHHEMA FÜR DIE BERECHNUNG VON STAUMAUERN DER TALSPERRENKLASSE 2 UND FÜR SEHR KLEINE BIS MITTELER HRB

Der Erdbebensicherheitsnachweis für Staumauern der Talsperrenklasse 2 und für sehr kleine bis mittlere HRB erfolgt gemäß folgendem Flussdiagramm:

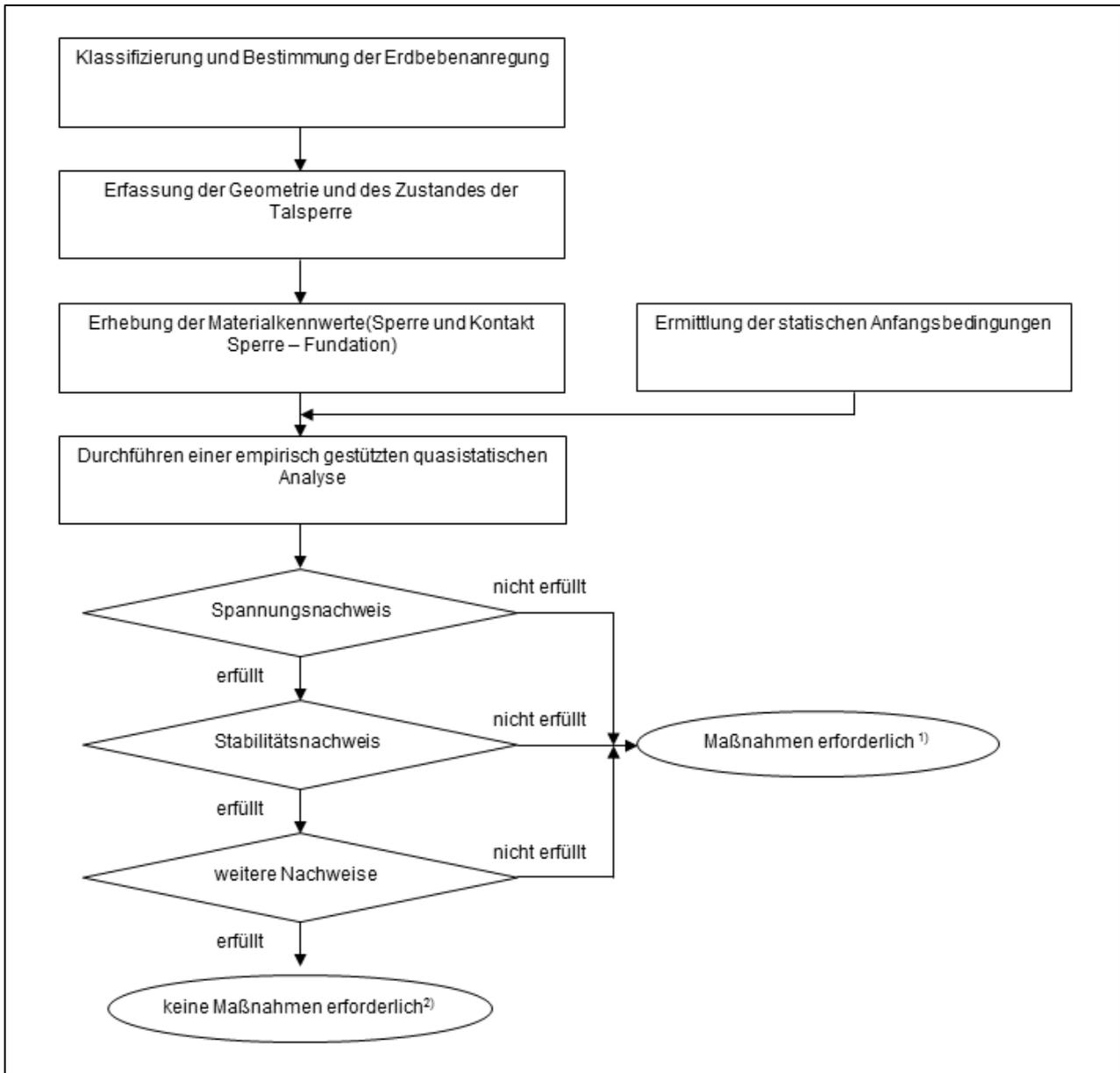


Abb. 4.1: Ablaufschema für den Erdbebensicherheitsnachweis von Staumauern der Talsperrenklasse 2 und von sehr kleinen bis mittleren HRB (nach [BWG 2003])

Legende:

- 1) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist nicht erfüllt. Es sind Maßnahmen erforderlich (z. B. verfeinerte Berechnungen, bauliche Maßnahmen, betriebliche Maßnahmen).
- 2) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis im Sinne dieser Arbeitshilfe ist erfüllt.

Die Erfassung der Geometrie und des Zustandes der Talsperre, die Erhebung der Verformungs- und Massekennwerte, die Festigkeit der Staumauer und die Festigkeit der Kontaktfläche Staumauer-Untergrund entspricht dem Vorgehen in Kapitel 4.1. Liegen keine Versuchsergebnisse vor, so dürfen für Staumauern der Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB die Werte basierend auf Vergleichen mit ähnlichen Bauten oder aus der Literatur abgeschätzt werden. Die statischen Anfangsbedingungen sind nach Kapitel 4.1.4.2 anzusetzen.

4.2.3 EMPIRISCH-GESTÜTZTE QUASISTATISCHE ANALYSE

Als Minimalanforderung beim Erdbebennachweis von Staumauern der Talsperrenklasse 2 und von sehr kleinen bis mittleren HRB gilt eine empirisch-gestützte quasistatische Analyse. Das Vorgehen ist wie folgt:

- Geometrische Modellbildung
- Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz (bzw. der ersten symmetrischen Resonanzfrequenz bei Bogenmauern)
- Quasistatische Ersatzlast: 1,0-fache Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$)
- Bestimmung der zugehörigen Verformung
- Berechnung der Erdbebenbeanspruchungen

Geometrische Modellierung

Eine analytische oder andere einfache Modellierung des Staumauerbauwerks ist zulässig. Bei Gewichtsmauern und weiteren Staumauern, die sich vorwiegend 2-dimensional verhalten, kann dies ein Stabmodell sein (Kragarm mit variablem Querschnitt). In diesem Fall genügt es, den Hauptschnitt zu betrachten.

Ein solcher Querschnitt sowie die wichtigsten Grundbegriffe sind im Anhang 3 Kapitel 1 für eine Gewichtsmauer dargestellt.

Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse

Der Einfluss einer Wassermasse, die mit der Staumauer mitschwingt, soll im Modell berücksichtigt werden. Dies soll unter der Annahme einer inkompressiblen Flüssigkeit (Anhang 3 Kapitel 2) erfolgen.

Bestimmung der horizontalen Ersatzlast

Für Berechnungen von Staumauern der TSP-Klasse 2 und von sehr kleinen bis mittleren HRB ist es ausreichend, den Wert der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$) anzusetzen. Der spektrale Amplifikationsfaktor beträgt 1,0. Die Erdbebenersatzlast ergibt sich aus der Multiplikation der horizontalen Beschleunigung und der Bauwerksmasse und wird in der schwächsten horizontalen Richtung (üblicherweise die Fließrichtung) angesetzt.

Der **Spannungsnachweis**, ein **Stabilitätsnachweis** und die **weiteren Nachweise** erfolgen entsprechend Kapitel 4.1.6.

4.3 STAUMAUERN DER TALSPERRENKLASSE 1 UND GROSSE HRB, BEIDE MIT $H \leq 40$ M

4.3.1 ÜBERSICHT DER ANFORDERUNGEN

Als minimale Anforderungen für die Analyse des Erdbebenverhaltens von Staumauern der Talsperrenklasse 1 und von großen HRB, beide mit $H \leq 40$ m sind sperrenspezifische einfache Modellierungen durchzuführen unter Verwendung von aus statischen, sperrenspezifischen Materialkennwerten hergeleiteten dynamischen Materialkennwerten.

4.3.1.1 MODELLIERUNGSANSATZ

Das Erdbebenverhalten der Staumauer kann mittels vereinfachten numerischen Modellen nachgewiesen werden, wobei das räumliche Tragverhalten der Staumauer mitberücksichtigt werden muss. Minimale Anforderung für die Nachbildung eines dreidimensionalen Tragverhaltens ist die Modellierung mit Trägerrostverfahren. In der Regel sollte jedoch die Methode der Finiten Elemente angewendet werden.

Die Beanspruchung der Staumauer darf vereinfacht mit einer statischen Ersatzlast bei Mauerhöhen bis 40 m modelliert werden.

4.3.1.2 AUFLAGERBEDINGUNGEN

Die Flexibilität des Staumaueruntergrundes ist zu berücksichtigen, wobei Vereinfachungen durch eine Federlagerung der Staumauer bei Höhen bis 40 m zulässig sind.

4.3.1.3 STAUBECKENWASSER

Der Einfluss des schwingenden Staubeckenwassers bei einem Erdbeben auf die Staumauer ist durch eine Wassermasse zu berücksichtigen, die mit der Staumauer mitschwingt.

4.3.1.4 SICHERHEITSANFORDERUNGEN

Sowohl die lokale wie die globale Stabilität der Staumauer muss gewährleistet werden. Die Funktionstüchtigkeit der Sicherheitsorgane soll ferner nach dem Beben erhalten bleiben bzw. umgehend wiederhergestellt werden können. Es dürfen keine Rutschungen ins Staubecken oder dergleichen stattfinden, die zu einem Überströmen (bis zum Stabilitätsverlust) oder einer Überbelastung (bis zum Versagen) der Staumauer führen könnten.

4.3.1.5 ERDBEBENANREGUNG

Bei der Erdbebenanregung für die Staumauern bis 20 m Höhe genügt der Ansatz der horizontalen Erdbebenkomponente. Ab einer Mauerhöhe größer 20 m ist der Ansatz der horizontalen und vertikalen Erdbebenkomponente erforderlich. Es sind die beiden Richtungskomponenten miteinander zu kombinieren (siehe 4.1.7.2).

4.3.2 ABLAUSCHHEMA FÜR DIE BERECHNUNG VON STAUMAUERN DER TALSPERRENKLASSE 1 UND GROSSE HRB, BEIDE MIT $H \leq 40$ M

Der Erdbebensicherheitsnachweis für eine Staumauer der Talsperrenklasse 1 und für große HRB, beide mit $H \leq 40$ m erfolgt gemäß dem folgenden Flussdiagramm:

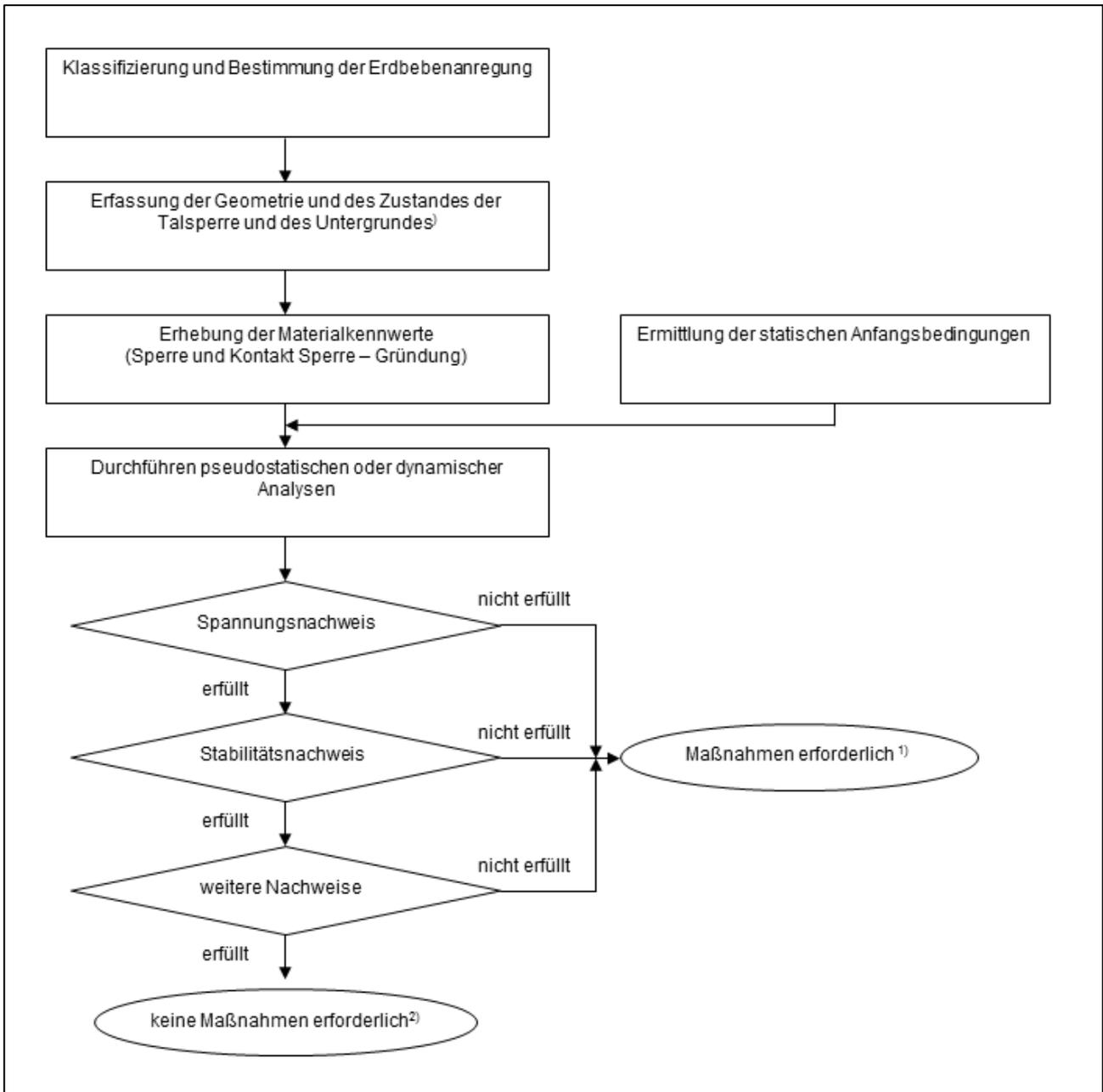


Abb. 4.2: Ablaufschema für Staumauern der Talsperrenklasse und für große HRB, beide mit $H \leq 40$ m (nach [BWG 2003])

Legende:

- ¹⁾ Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist nicht erfüllt. Es sind Maßnahmen erforderlich (z. B. verfeinerte Berechnungen, bauliche Maßnahmen, betriebliche Maßnahmen).
- ²⁾ Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis im Sinne dieser Arbeitshilfe ist erfüllt.

Das Vorgehen zur Erfassung der Geometrie und des Zustandes der Staumauer entspricht Kapitel 4.1.1. Bestehen Unsicherheiten in Hinsicht auf den Verlauf der Kontaktzone, sind diese durch in situ-Aufschlüsse zu beseitigen. Ferner ist die geologische Schichtung und Klüftung im gesamten Untergrundbereich aufzunehmen.

Die Baugeschichte der Staumauer ist bezüglich besonderer Vorkommnisse während des Bauvorgangs und anderer Aspekte, die für die Überprüfung der Erdbebensicherheit relevant werden können, zu sichten.

Bei Bogenmauern ist zur Berechnung der Spannungen aus Eigengewicht der zeitliche Verlauf der Injektionen der Vertikalfugen soweit notwendig und möglich darzulegen, ebenso der Betonierverlauf. Dies gilt auch für den Ersteinstau bei der Bestimmung des initialen Spannungszustands.

Das Vorgehen zur **Erhebung der Materialkennwerte** entspricht Kapitel 4.1. Liegen keine Versuchsergebnisse vor, so sind die Kennwerte für den statischen E-Modul der Staumauern bauwerkspezifisch anhand von Versuchen zu bestimmen. Sind Versuchsreihen aus der Bauzeit vorhanden, können die Versuchsergebnisse verwendet werden. Sind keine Versuchswerte vorhanden, so ist bei einer Bauwerksbeurteilung der statische oder dynamische E-Modul durch Versuche am Bauwerk selbst zu bestimmen.

Das Vorgehen zur Erhebung **Festigkeit der Staumauer** entspricht Kapitel 4.1. Die statischen Festigkeitskennwerte sind sperrenspezifisch anhand von Versuchen zu bestimmen. Die Versuche aus der Phase der Bauwerkserstellung sind dabei als Datengrundlage zugelassen. Sind keine Versuchswerte vorhanden, so ist bei einer Bauwerksbeurteilung die statische oder dynamische Festigkeit durch Versuche am Bauwerk selbst oder durch Probennahme zu bestimmen.

Das Vorgehen zur Erhebung **Festigkeit Kontaktfläche Staumauer - Untergrund** entspricht Kapitel 4.1.

Verformungseigenschaften des Untergrunds

Um das Verhalten von Staumauern möglichst genau abzubilden, sind für das Verformungsverhalten des Untergrunds die wahrscheinlichsten Kennwerte (Medianwerte) einzusetzen. Es ist dabei ausreichend, für den Untergrund ein linear-elastisches und isotropes Material mit viskoser Dämpfung ohne Masse vorzusetzen. Folgende Parameter sind zu bestimmen:

- Dynamischer Elastizitätsmodul E_d
- Querdehnungszahl ν
- Materialdämpfung ξ

Falls keine Angaben über den dynamischen E-Modul des Untergrunds vorliegen (siehe Anhang 4), ist wie folgt vorzugehen:

Ist die Talsperre auf Fels gegründet, kann der dynamische E-Modul des Untergrunds abgeschätzt werden. Wenn in situ-Versuche des statischen E-Moduls des Untergrunds vorliegen, ist der dynamische E-Modul über eine Erhöhung des statischen Moduls zu bestimmen (z. B. Vutukuri & Lama 1974). Liegen keinerlei Versuche vor, kann der dynamische E-Modul aus der Literatur abgeschätzt werden (z. B. Vutukuri & Lama 1974). Sind die Kennwerte aus der Literatur hergeleitet worden, sind zur Berücksichtigung der Unsicherheiten bei der Berechnung die gewählten Werte um $\pm 30\%$ zu variieren.

Ist die Talsperre auf Lockergestein gegründet, so gelten die Ausführungen im Kapitel Dämme (Kapitel 3.1.3, 3.3.3 und 3.4.3.1) betreffend Untergrund.

Die **statischen Anfangsbedingungen** werden entsprechend Kapitel 4.1 anzunehmen.

4.3.3 Spezifische Modellierung der Staumauer

Vorgehen

Als Minimalanforderung beim Erdbebennachweis der Staumauern der Talsperrenklasse und von großen HRB, beide mit $H \leq 40$ m gilt eine statische Ersatzlastberechnung.

Dem Ingenieur steht es frei, genauere dynamische Berechnungsmethoden einzusetzen. Es gelten die Empfehlungen in Kapitel 4.4.

Geometrische Modellbildung

Generell

Die seismische Berechnung muss die Einflüsse der Wechselwirkung zwischen Staumauer und Untergrund sowie zwischen Staumauer und Staubecken nachbilden können (siehe Anhang 4 Kommentar 5).

Für Staumauern der Talsperrenklasse 1 und für große HRB bis 40 m Höhe kann der Nachweis vereinfacht am Stab-Modell geführt werden.

Die Modellierung der Staumauer kann auch durch Finite Elemente oder als Trägerrost (bei Bogenmauern) erfolgen. Die Untergrundflexibilität muss durch die Modellierung des Untergrunds wiedergegeben werden, z. B. durch Federelemente, Finite Elemente, Finite Differenzen, Randelemente oder durch Kombination von mehreren dieser Elemente.

Mauern mit vorwiegend 2-dimensionalem Verhalten (z. B. Gewichtsmauern)

Gewichtsmauern können 2-dimensional berechnet werden, dabei ist der für die Erdbebensicherheit maßgebende Querschnitt zu verwenden. Der maßgebende Querschnitt ist zu evaluieren und dessen Wahl zu begründen. Der Untergrund soll im Minimum als Feder-Dämpfersystem modelliert werden. Als Grundlage für die Bestimmung der entsprechenden Parameter (Federsteifigkeiten und Dämpfungswerte) gelten die dynamischen Steifigkeiten des Untergrundes (z. B. Sieffert & Cevear 1991), welche sich bei der ersten Resonanzfrequenz der Staumauer ergeben.

Mauern mit vorwiegend 3-dimensionalem Verhalten (z. B. Bogenmauern)

Der Untergrund ist durch massenlose Finite Elemente oder diskrete Federn (so genannte Vogt-Elemente, Holland & Alstedt 1968) zu modellieren. Im ersten Fall müssen Modellgröße und Randbedingungen an die realen Steifigkeitsverhältnisse des Untergrunds angepasst werden. Die Ränder des Untergrundmodells sind unverschieblich in allen Richtungen zu lagern. Die geometrische Ausdehnung ist gemäß den Angaben im Anhang 3 Kapitel 8 zu wählen.

Eichung des Modells unter statischen Normallasten

Das Modell ist für verschiedene Lastfälle mit den vorhandenen Messresultaten der Verschiebungsmessungen zu eichen. Im Minimum ist eine Eichung für das Stauziel durchzuführen und zu dokumentieren. Aus den so bestimmten statischen Verformungswerten sind die dynamischen Kennwerte abzuleiten.

Bestimmung der mitschwingenden Wassermassen

Die mitwirkenden Wassermassen des Staubeckens können als starr gekoppelte Massen berücksichtigt werden. Diese Massen können nach Westergaard (1931) (inkompressibel, Anhang 3 Kapitel 2) ermittelt werden. Sie sind als konzentrierte Massen in den entsprechenden Modellknoten einzuführen. Sie wirken senkrecht zur wasserseitigen Maueroberfläche.

Modale Analyse

Bei Staumauern der Talsperrenklasse 1 und bei großen HRB, beide bis 40 m Höhe, ist eine modale Analyse nicht erforderlich, da der Erdbebennachweis mit einer quasistatischen Ersatzlast geführt werden kann. Die spektrale Beschleunigung entspricht dem 2,5-fachen der Bemessungs-Bodenbeschleunigung ($a_g \cdot S$).

Der **Spannungsnachweis**, ein **Stabilitätsnachweis** und die **weiteren Nachweise** erfolgen entsprechend Kapitel 4.1.6.

4.4 STAUMAUERN DER TALSPERRENKLASSE 1 UND GROSSE HRB, BEIDE MIT $H > 40$ M

4.4.1 ÜBERSICHT DER ANFORDERUNGEN

Als Minimalanforderung beim Erdbebennachweis der Staumauern mit Höhe > 40 m wird eine sperrenspezifische dynamische Analyse verlangt. Die Modellierung erfolgt üblicherweise mit der Finite-Elemente-Methode. Die Analyse kann nach dem Antwortspektrenverfahren oder nach der Zeitverlaufsmethode erfolgen. Die Materialkennwerte basieren auf bauwerkspezifischen Kennwerten.

Das Vorgehen ist wie folgt:

- Geometrische Modellbildung
- Eichung des Modells unter statischen Lasten
- Ermittlung des dynamischen Verhaltens der Staumauer mittels modaler Analyse
- Bestimmung der maximalen Beanspruchungen mit einer dynamischen Analyse mittels Antwortspektrenverfahren oder in besonderen Fällen nach der Zeitverlaufsmethode (Diskrete Integration oder Modale Superposition)

4.4.2 VORGEHEN

Es gilt das Vorgehen in Kapitel 4.3.

Im Folgenden sind Ergänzungen zu Staumauern mit $H > 40$ m dargelegt.

Spezifische Modellierung der Staumauer

Bei Staumauern mit Höhen größer 40 m ist eine dynamische Berechnung zwingend. Es empfiehlt sich eine sperrenspezifische Analyse mittels Antwortspektrenmethode oder in besonderen Fällen nach der Zeitverlaufsmethode. Das Vorgehen ist wie folgt:

- Geometrische Modellbildung.
- Eichung des Modells unter statischen Lasten.
- Bestimmung der Eigenfrequenzen, der modalen Dämpfung und der mitschwingenden Massen.
- Bestimmung der maximalen modalen Verformungen und Beanspruchungen.

Bei Staumauern mit Höhen größer 40 m muss der Untergrund ebenfalls modelliert werden.

Richtung der Erdbebenanregung

Für Staumauern mit einer Höhe größer 40 m sind die horizontalen und vertikalen Richtungskomponenten anzusetzen. Abhängig von 2-dimensionalen oder 3-dimensionalen Tragverhalten der Staumauer sind zwei oder drei Richtungskomponenten miteinander zu kombinieren (siehe 4.1.7.2).

Modale Analyse

Das dynamische Verhalten des Gesamtmodells wird anhand einer modalen Analyse bestimmt. Dabei müssen die Eigenfrequenzen, modale Dämpfungen, effektive mitschwingende Massen und deren Verhältnis zur totalen Masse in jeder Modellrichtung separat berechnet und die wichtigsten Eigenformen dargestellt werden.

Bestimmung der maximalen modalen Verformungen und Beanspruchungen (Antwortspektrenmethode)

Als seismische Lasten werden Beschleunigungs-Antwortspektren des Nachweisbebens verwendet. Für 2D-Modelle werden die Lasten in horizontaler und vertikaler Richtung, für 3D-Modelle in drei orthogonalen Richtungen eingesetzt. Die Erdbebenlasten sind gemäß Anhang 3 Kapitel 9 zu überlagern.

Die maximalen Verformungen und Beanspruchungen werden aus den Maximalwerten jeder einzelnen Eigenform nach der Antwortspektrenmethode berechnet. Dabei werden die Anteile der einzelnen Eigenformen für jede Anregungsrichtung (Komponente) separat nach der SRSS-Methode (Anhang 3 Kapitel 10) oder der CQC-Methode überlagert.

Die Summe der mitschwingenden Massenanteile aus allen berücksichtigten Eigenformen muss mindestens 80 % der totalen Masse betragen (Anhang 3 Kapitel 11).

Um den Unsicherheiten der Modellparameter Rechnung zu tragen, sollen Plausibilitätsbetrachtungen durchgeführt werden (siehe Anhang 4 Kommentar 4).

Spannungsnachweis

Für Staumauern über 40 m Höhe sind neben den Spannungsanteilen der horizontalen Erdbebeneinwirkung auch die Spannungsanteile der vertikalen Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen. Es gelten die Kombinationen der maximalen und minimalen Werte der Hauptspannungen auf Grundlage der seismischen Anregung gemäß Anhang 3 Kapitel 9. Diese Hauptspannungen werden mit den zulässigen dynamischen Materialfestigkeiten verglichen.

4.4.3 SPEZIFISCHE DYNAMISCHE MODELLIERUNG

Generell

Das Rechenmodell soll sowohl die Staumauer als auch den Untergrund enthalten (siehe Anhang 4 Kommentar 6). Die explizite Modellierung des Staubeckens ist nicht verlangt. Die Modellierung der Staumauer sollte durch Finite Elemente erfolgen.

Mauern mit vorwiegend 2-dimensionalem Verhalten (z. B. Gewichtsmauern)

Gewichtsmauern können 2-dimensional berechnet werden, dabei ist der für die Erdbebensicherheit maßgebende Querschnitt zu verwenden. Die Wahl des maßgebenden Querschnitts ist zu evaluieren und dessen Wahl zu begründen. Der Untergrund soll als Federsystem modelliert werden. Als Grundlage für die Bestimmung der entsprechenden Parameter (Federsteifigkeiten) gelten die dynamischen Steifigkeiten des Untergrundes (z. B. Sieffert & Cevear 1991), welche sich bei der ersten Resonanzfrequenz der Staumauer ergeben. Zur Absicherung müssen die Parameter in einem angemessenen Bereich variiert werden.

Mauern mit vorwiegend 3-dimensionalem Verhalten (z. B. Bogenmauern)

Bogenmauern sind 3-dimensional zu modellieren, wobei die bestehende Bauwerksgeometrie genau nachzubilden ist. Die Untergrundfläche der Mauer ist gemäß Aushub- und Bauplänen zu modellieren. Bei nichtline-

aren Berechnungen unter Berücksichtigung der Öffnungs- und Schließvorgänge der Fugen, müssen bei der Diskretisierung der Staumauer die Blockfugen beachtet werden. Das Modell soll die Standorte der Überwachungsmessinstrumente und der seismischen Instrumentierung (falls vorhanden oder geplant) als diskrete Knoten prinzipiell enthalten (für Vergleichszwecke Messung/Berechnung).

Der Untergrund ist durch massenlose Finite Elemente zu modellieren. Modellgröße und Randbedingungen müssen an die realen Steifigkeitsverhältnisse des Untergrunds angepasst werden. Die Ränder des Untergrundmodells müssen in alle Richtungen unverschieblich gelagert werden.

Anforderungen an die Finiten Elementtypen

Die maximale Größe der gewählten Finiten Elemente soll die Anforderungen an die Fortpflanzung der Schub- und Kompressionswellen für die maßgebende maximale Frequenz des Gesamtsystems erfüllen. Da die Materialeigenschaften des Untergrundes und der Staumauer unterschiedlich sind, sollen die Elementgrößen in den Übergangszonen angepasst werden. In der Übergangszone Staumauer-Untergrund ist auf die Kompatibilität bei der Kraftübertragung zu achten. Die gewählten Finiten Elementtypen sollen die realistische Darstellung der Spannungen im Staumauerkörper gewährleisten.

Die Qualität des FE-Modells ist zu gewährleisten. Ein Beispiel für die Kontrolle der Qualität des FE-Modells ist in Anhang 3 Kapitel 12 angegeben.

4.4.4 BESTIMMUNG DER MAXIMALEN BEANSPRUCHUNGEN MIT EINER DYNAMISCHEN ANALYSE NACH DER ZEITVERLAUFSMETHODE (DIREKTE INTEGRATION)

Das Gesamtsystem wird an den Rändern mit den Erdbebenzeitverläufen angeregt. Die Beanspruchungen lassen sich somit in beliebigen Punkten Zeitschritt per Zeitschritt berechnen.

Als seismische Last werden die Zeitverläufe der Beschleunigungen in drei orthogonalen Richtungen verwendet. Diese sind in einer separaten Studie zu ermitteln. Da gewisse FE-Programme als seismische Last Verschiebungs- oder Geschwindigkeitszeitverläufe benötigen, sind in diesen Fällen neben Beschleunigungszeitverläufen auch Verschiebungszeitverläufe und Geschwindigkeitszeitverläufe darzustellen.

Die Zeitverlaufsmethode liefert die Zeitverläufe der Verformungen und Beanspruchungen mit dem entsprechenden Vorzeichen. Die Resultate können bei einer linearen Berechnung direkt mit denjenigen des Normalbetriebes überlagert werden. Bei einer nichtlinearen Berechnung werden die Einwirkungen unter normalem Betrieb und Erdbeben gleichzeitig wirkend berücksichtigt.

Um den Unsicherheiten der Modellparameter Rechnung zu tragen, sollten Plausibilitätsbetrachtungen durchgeführt werden (siehe Anhang 4 Kommentar 4).

4.4.5 BESTIMMUNG DER MAXIMALEN BEANSPRUCHUNGEN MIT EINER DYNAMISCHEN ANALYSE NACH DER ZEITVERLAUFSMETHODE (MODALE SUPERPOSITION)

Das Verfahren mit Modaler Superposition setzt voraus, dass sich die gekoppelte Bewegungsgleichung mittels einer Variablentransformation entkoppeln lässt. Nur lineare Systeme mit massenproportionalen Dämpfungseigenschaften erfüllen diese Voraussetzungen. Aus diesem Grund ist die Methode nur für linear elastische Systeme mit viskoser Dämpfung einzusetzen. Unter diesen Bedingungen lassen sich die Systemantworten durch Superposition der Antworten einzelner Modes bei der Erdbebenanregung ermitteln. Um die Ge-

nauigkeit der Resultate zu gewährleisten, müssen alle Modes mit dem kumulierten mitschwingenden Massenanteil von mindestens 80 % der totalen Masse mitberücksichtigt werden.

4.4.6 SPANNUNGSUMLAGERUNG / LOKALE RISSE

Die Resultate der Zeitverlaufsmethode mit viskoelastischem Material ohne nichtlineare Elemente zeigen Schwachstellen auf, lokalisieren Spannungskonzentrationen und Bereiche, in denen mit Rissen zu rechnen ist (siehe Anhang 4 Kommentar 7). Anhand der Resultate von Zeitverlaufsanalysen können weitere Untersuchungen mit nichtlinearen Berechnungsmethoden und Modellen durchgeführt werden. Wenn nur geringe Schäden zu erwarten sind, genügt es durchaus, gewisse Bereiche, welche Festigkeitsüberschreitungen aufweisen, anhand von lokalen Modellen zu untersuchen. Es wäre auch denkbar, die gerissenen Zonen mit entsprechenden Materialeigenschaften im Gesamtmodell zu berücksichtigen und die Berechnungen zu wiederholen.

Die nichtlinearen Berechnungsmethoden sind noch jung. Es liegt keine große praktische Erfahrungsbasis vor. Zudem ist die nichtlineare dynamische Modellierung des Betons ein Thema der Forschung. Aus diesem Grund sind nichtlineare Berechnungen mit großer Vorsicht zu verwenden. Die gewählten Methoden, Annahmen und Verifikationsbeispiele sind deshalb zu dokumentieren.

Bei nichtlinearen Berechnungen sind die für die Berechnungsstabilität maßgebenden Parameter (Konvergenzkriterien, Toleranzen, max. Anzahl Iterationen, nicht ausgeglichene Restkräfte) während der gesamten Berechnungsdauer zu verfolgen. Eine nichtlineare Berechnung soll nach dem Ende des Erdbebens noch einige Sekunden weitergeführt werden.

4.5 MÖGLICHE ERTÜCHTIGUNGSMASSNAHMEN

Für den Fall, dass der Nachweis der Erdbebensicherheit mit vereinfachten Berechnungsverfahren nicht erbracht werden kann, ist eine detaillierte Berechnung mit dynamisch numerischen Methoden ratsam. Aufgrund der genaueren Berechnung wird die Konservativität in der vereinfachten Berechnung reduziert.

Wenn die Erdbebensicherheitsüberprüfung einer bestehenden Staumauer doch Mängel aufzeigt, ist eine Reihe von Ertüchtigungsmaßnahmen möglich. Diese beziehen sich auf Versagen gegen Überschreiten der Grenzspannungen, Gleiten und Fugenöffnung. Wenn der Untergrund verbessert werden muss, dann stehen Maßnahmen zur Verfügung, wie sie auch bei Dämmen angewendet werden können (siehe Kapitel 3.5). Folgenden Ertüchtigungsmaßnahmen sind in der Praxis angewandt worden.

- Vergrößerung des Querschnittes mit Beton oder Spritzbeton
- Anordnen oder Verstärken von Betonstützpfählern oder Aussteifungen
- Betoninjektionen
- Anordnen von Entspannungsbrunnen
- Anordnung eines Drainage- und Kontrollstollens
- Setzen von Vorspannkern, Dübeln oder Nägeln

Die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen, wie z. B. Entnahmeeinrichtungen, Hochwasserentlastungsanlagen, Kontrollgänge und Betriebsgebäude, müssen in ein Ertüchtigungskonzept integriert werden.

5 Literatur

5.1 ZITIERTE RICHTLINIEN, MERKBLÄTTER UND ARBEITSHILFEN

- DIN 19700-10 (2004) Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen. Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2004. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 19700-11 (2004) Stauanlagen – Teil 11: Talsperren. Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2004. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 19700-12 (2004) Stauanlagen – Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken. Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2004. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1998-1:2010-12 (2010) Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC 2009. Deutsches Institut für Normung e.V. Dezember 2010. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1998-1/NA:2011-01 (2011) Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für den Hochbau.. Deutsches Institut für Normung e.V. Januar 2011. Beuth Verlag GmbH.
- DWA Merkblatt 522 (2015) Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, DWA.
- DWA Merkblatt 542 (2015) Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Staudämme und Staumauern. (Gelbdruck). Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, DWA.
- LUBW (2007) Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken. Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, 2007.
- LUBW (2016) „Erdbebensicherheit von Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren – Kompendium für Betreiber und Wasserbehörden“, Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, 2016.

5.2 WEITERE RICHTLINIEN UND VERORDNUNGEN

- ASTM D4253 (2006) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using Vibratory Table. ASTM International, West Conshohocken, PA. www.astm.org.
- ASTM D4254 (2006) Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. ASTM International, West Conshohocken, PA. www.astm.org.
- BLF (1996) Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3, Richtlinien, 1996.
- BWG (2003) Sicherheit der Stauanlagen, Basisdokument zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit. Berichte des BWG, Serie Wasser. Bundesamt für Wasser und Geologie (Bundesamt für Energie).
- CDSA (1995) Canadian Dam Safety Association, Dam Safety Guidelines, Alberta, 1995.
- DIN 4049-2:2003-05 (2003) Baugrund – Felduntersuchungen – Teil 2: Bohrlochrammsondierung. Deutsches Institut für Normung e.V. Mai 2003. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 1054:2010-12 (2010) Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2004. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 4020:2010-12 (2010) Geotechnische Untersuchungen für Bautechnische Zwecke - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2. Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 4048:1987-01 (1987) Wasserbau Begriffe - Stauanlagen, Teil 1. Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2004. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 18126 (1996) Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2004. Beuth Verlag GmbH.

- DIN 19702:2013-02 (2013) Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Deutsches Institut für Normung e.V. Mai 2003. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 19704-1:2012-05 (2012) Stahlwasserbauten - Teil 1: Berechnungsgrundlagen. Deutsches Institut für Normung e.V. Mai 2003. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 19704-3:2012-05 (2012) Stahlwasserbauten - Teil 3: elektrische Ausrüstungen. Deutsches Institut für Normung e.V. Mai 2003. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1992-1-1: 2011-01 (2011) Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Deutsches Institut für Normung e.V. Mai 2003. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1992-1-1/NA: 2013-04 (2013) Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Deutsches Institut für Normung e.V. Mai 2003. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1996-1-1: 2013-02 (2013) Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1.1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005+A1:2012. Deutsches Institut für Normung e.V. Mai 2003. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1996-1-1/NA: 2012-05 (2012) Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1.1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005+A1:2012. Deutsches Institut für Normung e.V. Mai 2003. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1997-1:2014-03 (2014) Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013. Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1997-1/NA:2010-12 (2010) Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1997-2:2010-10 (2010) Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010. Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1997-2/NA:2010-12 (2010) Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth Verlag GmbH.
- DVWK Merkblatt 246 (1997) Freibordbemessung an Stauanlagen. Merkblätter zur Wasserwirtschaft 246/1997. Gemeinsames Merkblatt der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, des Deutschen Talsperrenkomitees und des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau.
- DWA Merkblatt 514 (2011) Bauwerksüberwachung an Talsperren. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, DWA.
- FERC (1991) Federal Energy Regulatory Commission, Office of Hydropower Licensing, Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Washington.
- ICOLD (1984) ICOLD-Bulletin Nr. 46. Seismicity and Dam Design. 1983.
- ICOLD (2009) The physical properties of hardened conventional concrete in dams. ICOLD Bulletin 145, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (2012) Selecting seismic parameters for large dams. (revision of ICOLD Bulletin 72). ICOLD Bulletin 148, International Commission on Large Dams, Paris.

- ITCOLD (1998) Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, La verifica sismica delle dighe, criteri generali e confronto con le normative, ITCOLD, Roma.
- ISI (1984) Indian Standards Institution, Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, fourth revision, Chapter 7.
- KTA (2012) Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen, Teil 2: Baugrund. KTA 2201.2.
- LGRB (2005) Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen für Baden-Württemberg 1 : 350 000, Landesamt für Geologie, für Hochwasserrückhaltebecken, Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, 2007.
- MEFI (1997) Ministère de l'économie, des finances et de l'industrie, Secrétariat d'état à l'industrie; Direction du gaz, de l'électricité et du charbon, Effets des séismes sur les barrages, Guide d'évaluation, Paris, 1997.
- Bergbau und Rohstoffe 2005.MLP (1982) Decreto ministero dei lavori pubblici, 24 marzo 1982, Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento, Roma, 1982.
- NRW (2006) Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen nach DIN 19700 in Nordrhein-Westfalen. Merkblatt 58, Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen, Essen 2006
<http://www.lanuv.nrw.de/veroeffentlichungen/merkbl/merk58/merk58start.htm>.
- StAV (1999) Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen, Stauanlagenverordnung StAV, Stand am 12. Januar 1999. Bundesamt für Energie, Schweiz.
- USBR 5525 (1989) Procedure for Determining the Minimum Index Unit Weight of Cohesionless Soil. US Department of Interior, Bureau of Reclamation, Denver Colorado.
- USBR 5530 (1989) Procedure for Determining the Maximum Index Unit Weight of Cohesionless Soil. US Department of Interior, Bureau of Reclamation, Denver Colorado.
- USBR 7250 (1989) Determination of Percent Relative Density. US Department of Interior, Bureau of Reclamation, Denver Colorado.
- USCOLD (1999) Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects, USCOLD Committee on Earthquakes, Denver, 1999.
- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Earth Manual, Part 2, Materials Engineering Branch, Research and Laboratory Services Division, Denver Office, 1990.

5.3 FACHLITERATUR

- Bachmann, H. & Wieland, M. (1979) Einführung in die Erdbebensicherung von Bauwerken; Vorlesung ETH Zürich.
- Bolton, M.D. (1986) The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique* 36(1): 65-78.
- Bureau, G. (1997) Evaluation Methods and Acceptability of Seismic Deformations in Embankment Dams. 29th International Congress on Large Dams (ICOLD), Florence, Italy, May, pp. 175–200.
- Bureau, G.J. (2003) Dams and appurtenant facilities. *Earthquake Engineering Handbook - Kapitel 26*. Hrg. Chen & Scawthorn. CRC Press.
- Byrne P.M. (1991) A model for Predicting Liquefaction Induced Displacements due to Seismic Loading, 2nd Int. Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri.
- Carraro, J.A.H.; Bandini, P.; Salgado, R., 2003, Liquefaction Resistance of Clean and Non-Plastic Silty Sands Based on Cone Penetration Resistance, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, 129(11), 965-976.
- Chopra, T. (1996) EACD-3D-96, A Computer Program for Three Dimensional Earthquake Analysis of Concrete Dams; Department of Environmental Engineering, University of California Berkeley, California.

- Darbre, G.R. (2000) State of Practice in Earthquake Analysis of Dams; Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften, Naturgefahren-Erdbebenrisiko; ETH Zürich und Volkshochschule im Schwarzwald; 15.- 19. Mai 2000.
- Darbre, G.R. (1993) Tremblements de terre: Modèles de calcul, «wasser, energie, luft – eau, énergie, air», 85. Jahrgang, Heft 1/2, Baden.
- Dibaj, M. & Penzien, J. (1969) Response of Earth Dams to Travelling Seismic Waves, JSMED, ASCE, Vol. 95, N. SM2, pp. 541-560.
- Dungar, R. & Kreuzer, H. (1992) Apparent Tensile Strength for Arch Dam Design: A Review of Rate, Site and Strength Dependency; Dam Engineering Vol III, Issue 3.
- Egglezos, D.N. & Bouckovalas, G.D. (1998) Analytical relationship for earthquake induced pore pressure in sand, clay and silt. Proceedings of 11 European Conference on Earthquake Engineering.
- Egglezos, D.N. & Bouckovalas, G.D. (1999) Permanent strain and pore pressure relations for cyclic loading of sands. Earthquake Geotechnical Engineering, ed. Seco e Pinto..
- Finn, W.D.L. (1972) Soil dynamics and liquefaction of sand, Proceedings of the International Conference on Microzonation for safer Construction-Research and Application, Seattle, Washington.
- Finn, W.D.L. (1998) Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Seismic Safety of Embankment Dams, Developments in Research and Practice 1988-1998, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver.
- Grünthal, G., Bosse, C. & Stromeyer, D. (2009) Die neue Generation der probabilistischen seismischen Gefährdungseinschätzung der Bundesrepublik Deutschland: Version 2007 mit Anwendung für die Erdbeben-Lastfälle der DIN 19700:2004-07 'Stauanlagen'. Scientific Technical Report STR 09/07, Deutsches GeoForschungsZentrum, Potsdam, 81 pp.
- Holland, I. & Alstedt, E. (1968) Arch Dam Analysis by the Finite Element Method; Division of Structural Mechanics, Technical University of Norway, Trondheim.
- Idriss, I.M. (1999) An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction Potenzial. TRB Workshop on New Approaches to liquefaction. Publication-No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
- Idriss, I.M., & Boulanger, R.W. (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction Potenzial during earthquakes. 11 Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Berkeley California, 7-9 Jan. 2004, pp. 32 - 56.
- Idriss, I.M. & Boulanger, R.W. (2007) SPT- and CPT-based relationships for residual shear strength of liquefied soils. Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering - Invited Lectures, pp 1 - 22.
- Idriss, I.M. & Boulanger, R.W. (2008) Spoil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, EERI Report No. MNO-12, Oakland, California.
- Juang, C. H., Fang, S. Y., & Khor, E. H. (2006). First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(3), 337–350.
- Kaptan, C. (1999) The Turkish approach to seismic design. Hydropower & Dams, Issue 4.
- Lee, D.-H., Ku, C.-S., and Yuan, H. (2004). “A study of the liquefaction risk Potenzial at Yuanlin, Taiwan.” *Engineering Geology* 71(1-2): 97-117.
- Liao, S.S.C. & Whitman, R.V. (1986) Overburden correction factors for SPT in sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 112(3): 373-377-
- Link H. (1967) Zur Beurteilung und Bestimmung der Gleitsicherheit von Gewicht- und Pfeilerstaumauern, Die Wasserwirtschaft 1/1967, p. 35.
- Link H. (1969) The sliding stability of dams, Water Power May 1969, pp 172-179.

- Lorenz, H. & Klein, G. (1980) Bodendynamik und Erdbeben; Grundbau Taschenbuch 3. Auflage, Teil 1.
- Makdisi, F.I. & Seed, H.B. (1977) A Simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments. Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley, California. Report-No. UCB/EERC-77/19, August 1977.
- Makdisi, F.I. & Seed, H.B. (1978) Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp 849-867.
- Martin, P.P. & Seed, H.B. (1978) "Apollo: A computer program for the analysis of pressure generation and dissipation in horizontal sand layers during cyclic or earthquake loading". Report No. UCB/EERC 78-21, EERC, University of California Berkeley.
- Meskouris, K., Könke, C. & Chudoba, R. (1999) Erdbebensicherheit von Staudämmen, Dreiländertagung DACH 24./25. 11. 1999, DGEB Publikation Nr. 19, Hrg. S.A. Savidis.
- Nakamura, Y. (1989) A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface. Quarterly Report Railway Technical Research Institute, 30(1): 25-30.
- Newmark, N.M. (1965) Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique 15, No. 2, pp 139-160.
- Persson, V.H. & Ahmad, R. (2002) Criteria for Safe Dam Performance in California; Personal Communication.
- Raphael, J.M. (1984) Tensile strength of concrete. American Concrete Institute, Document JL81-17, ACI Journal, 81(2): 158-165.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G. (1985) Liquefaction Potenzial of sands using the cone penetration test. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(3): 384-403.
- Robertson, P.K., & Wride, C.E. (1998) Evaluating cyclic liquefaction Potenzial using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 35(3), 442-459.
- Sarma, S.K. (1979) Response and stability of earth dams during strong earthquakes, miscellaneous papers, GL-79-13, US Army Engineer WES, CE, Vicksburg, Miss.
- Schmidt, H.-G., Wuttke, F., Schanz, T., *Seismische Erkundung von WEA-Standorten*, Erneuerbare Energien, 16. Jahrg., Nr. 11, 2006
- Sêco e Pinto, P.S. (1993) Dynamic analysis of embankment dams, Geotechnique Department, Lisboa, Portugal; Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering.
- Seed, H.B. & Booker, J.R. (1977) Stabilization of Potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT7): 757-768.
- Seed, H.B., & de Alba, P. (1986) Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. In Use of in situ tests in geotechnical engineering. Edited by S.P. Clemence. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication 6, pp. 281-302.
- Seed, H.B. & Idriss, I.M. (1970) Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analyses; Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, California USA.
- Seed, H.B. & Idriss, I.M. (1982) Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes, Engineering Monograph on Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records, EERC.
- Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M. & Makdisi, F. (1973) Analysis of Slides in the San Fernando Dam during the Earthquake of February 1971, Report No. EERC-73-2, Earthquake Engineering Research Centre, University of California.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. & Chung, R.M. (1980) The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, No. 5, pp. 201-255.

- Seed, H.B. (1987) Design problems in soil liquefaction, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 113, No. GT8, pp 827-845.
- Seed, H.B. & Harder, L.F. (1990) SPT-based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength, *Proceedings H. Bolton Seed Memorial Symposium*, Vol. 2, BiTech Publishers.
- Sieffert & Cevaer (1991) *Manuel des Fonctions d'Impédance; Fondations Superficielles*, 1991, Ouest Éditions.
- Soriano, A. & Sanchez, F.J. (1998) Evaluation of Safety Against Foundation Failure of Concrete Dams, *Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety* (ed. L. Berga), Barcelona, Juni 1998, pp. 537 - 544.
- Stark, T.D. & Mesri, G. (1992) Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 118 (11), pp 1727-1747.
- Studer, J.A., Laue, J. & Koller, M.G. (2007) *Bodendynamik, Grundlagen, Kennziffern, Probleme*, 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin.
- Suaris, W. & Shah, S.P. (1983) *Properties of Concrete Subjected to Impact*; ASCE, Vol. 109.
- Sun, J.I., Goleski, R. & Seed, H.B. (1988) Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils. Report UC Berkeley, EEBC 88/15.
- Susumu, M., Masami, Y., Isamu, A. & Hidekazu, T. (2000) Effects of valley shape on seismic responses of fill dams, 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand.
- Suzuki, Y., Tokimatsu, K., Koyamada, K., Taya, Y., and Kubota, Y. 1995b. Field correlation of soil liquefaction based on CPT data. In *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '95*, Linköping, Sweden. Vol. 2. SGS. Oct. pp. 583–588.
- Szczesiak, T. & Weber, B. (1992) Hydrodynamic Effects in a Reservoir with Semi-Circular Cross-Section and Absorptive Bottom; *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 11.
- Tokimatsu, K. & Yoshimi, Y. (1983) Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-Values and fines content. *Soils and Foundation*, 23(4):56-74.
- Tokimatsu, K. & Seed, H.B. (1987) Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 113(8):861-878.
- Towhata, I. (2008) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Springer-Verlag Berlin.
- Von Thun, L. & Harris, C.W. (1981) Estimation of displacements of rockfill dams due to seismic shaking. *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis. April 26 - May 3 1981. Vol. 1, pp. 417-423.
- Vucetic, M. & Dobry, R. (1991) Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107.
- Vucetic, M. & Dobry, R. (1988) Degradation of marine clays under cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 2, pp. 133-149.
- Vutukuri, V.S. & Lama, R.D. (1974) *Handbook on Mechanical Properties of Rock*, Vol. 1-4.
- Westergaard, H.M. (1931) *Water Pressures on Dams During Earthquakes*; American Society of Civil Engineers, Paper No. 1835; November 1931.
- Wieland, M. (2005) Hydrodynamic pressures. *International Water Power and Dam Construction*. October 2005: 18-24.
- Wuttke, F., Schmidt, H.-G. (2010) Demands for advanced seismic site investigation at wind power station foundation in former mining areas, *GeoFlorida – ASCE*.
- Wuttke, F., Krumb, A.M. (2009) *SeismicCone & MagCone – Entwicklungen und Anwendungen in Cone Penetration Tests*, 5. Hans-Lorenz-Symposium, Berlin.
- Youd, T.L. & Perkins, M. (1978) Mapping liquefaction-induced ground failure Potenzial. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 104(GT4): 861-871

- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F. Jr., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., & Stokoe II, K. H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(10): 817–833.
- Zienkiewicz, R.L., Taylor, R.L. & Zhu, J.Z. (2005) *The Finite Element Method Volume 1; Basic Formulation and Linear Problems*; Mc Graw Hill Book Company, 6th edition.

6 Abkürzungen

A_T	gespeicherte elastische Energie bei maximaler Verzerrung
A_Z	Energiedissipation während eines Belastungs-Entlastungs-Zyklus
a_c	kritische Beschleunigung eines Gleitkörpers
a_D	Beschleunigung an der Dammkrone
a_g	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung [m/s^2]
$a_g S$	Bemessungs-Bodenbeschleunigung
a_G	mittlere Beschleunigung eines Gleitkörpers
a_h	Horizontalbeschleunigung
a_i	i-ter Spektralwert der Beschleunigung gemäß Beschleunigungsantwortspektrum
a_s	Spektralbeschleunigung
$a_{s, max}$	Maximale Spektralbeschleunigung
a_v	Vertikale Beschleunigung
B	Basisbreite des Dammkörpers, Koeffizient zur Bestimmung des Porenwasserdruckanstiegs unter Erdbebeneinwirkung
b_2, b_3, b_4	Koeffizienten zur Bestimmung des Porenwasserdruckanstiegs unter Erdbebeneinwirkung
b_i	Breite der Lamelle i
b_s	Breite der Sperre
$CPTU$	Cone Penetration Test, mit Messung der Porenwasserdrücke u
c	Dämpfungskonstante bei viskoser Dämpfung
c'	effektive Kohäsion
c_u	undränierete Scherfestigkeit
c_w	Geschwindigkeit der Kompressionswellen im Wasser
C_σ	Koeffizient zur Berücksichtigung initialer Schubspannungen bei Bodenverflüssigung
CRR	zyklisches Widerstandsverhältnis - Cyclic Resistance Ratio
CSR	zyklisches Spannungsverhältnis - Cyclic Stress Ratio
D	Materialdämpfung
D	Lagerungsdichte
D_{max}	maximale Materialdämpfung
E	Elastizitätsmodul
E_d	dynamischer Elastizitätsmodul
E_h	horizontale Ersatzkraft
E_s	statischer Elastizitätsmodul
E_v	vertikale Ersatzkraft
$\dot{\epsilon}$	Dehngeschwindigkeit
F	Bewertungsfaktor der Gleitsicherheit
FC	Feinkornanteil $\varnothing < 0,06$ mm
FE	Finite-Elemente
f_{cd}	dynamische Druckfestigkeit Beton
f_{ck}	statische charakteristische Druckfestigkeit des Beton
f_{cm}	mittlere statische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_d	Reibungskraft
f_r	Staubeckenfrequenz

f_s	Grundfrequenz Sperre
f_{ctd}	dynamische Zugfestigkeit Beton
f_{ctm}	mittlere statische Zugfestigkeit des Betons
f_u	Untergrundfaktor
G	Schubmodul
G_0	mittlerer Schubmodul
G_{max}	maximaler Schubmodul
g	Erdbeschleunigung
H	Sperrenhöhe
HRB	Hochwasserrückhaltebecken
h	Höhe (variabel)
h_i	Höhe der Lamelle i
h_s	Höhe des Absperrbauwerkes
h_w	Höhe des Wasserspiegels
I	Erdbebenersatzkraft bei kritischer Beschleunigung
I_p	Plastizitätszahl
i	Dilatationswinkel
K_σ	Korrekturwert der Überlagerung bei der Analyse der Bodenverflüssigung
K_α	Korrekturwert der statischen Schubspannung bei der Analyse der Bodenverflüssigung
L	Kronenlänge
L	Staubeckenlänge
M_{Kipp}	Kippmoment
$M_{Rück}$	rückhaltendes Moment
M	Magnitude
m	Masse
m_i	Gesamte Masse der Lamelle i
m_s	Sperrenmasse
m_{si}	Sperrenmasse der Lamelle i
M_w	Momentenmagnitude
m_w	Wassermasse
m_{wi}	Wassermasse der Lamelle i
MSF	Magnitudenskalierungsfaktor
N	Anzahl äquivalenter Scherzyklen eines Erdbebens
$(N_1)_{60-CS}$	korrigierter Wert von N_{60} (bezüglich Energieeffekten und Gehalt an Feinmaterialien)
N_{60}	gemessene Schlaganzahl bei einem SPT-Versuch
$(N_1)_{60}$	korrigierter Wert von N_{60} bezüglich Energieeffekten
n	Anzahl der berücksichtigten Eigenformen bei der Antwortspektrenmethode
n	Porosität
n	Koeffizient zur Bestimmung des Porenwasserdruckanstieges bei Erdbebeneinwirkung
n_{max}	Porosität bei lockerster Lagerung
n_{min}	Porosität bei dichtester Lagerung
n^*	Anzahl der berücksichtigten Eigenformen bei der Antwortspektrenmethode ohne nahe beieinander liegende
OCR	Überkonsolidationsverhältnis (Overconsolidation Ratio)
p_a	atmosphärischer Luftdruck ($p_a \approx 100$ kPa)
PGA	peak ground acceleration - Spitzenbodenbeschleunigung

Q	Wert für signifikanten Kornbruch nach Bolton (1986)
QH	horizontale Erdbebenersatzlasten
QH _i	horizontale Erdbebenersatzlast der Lamelle i
QH _{tot}	totale horizontale Erdbebenersatzlast
QV _i	Vertikale Erdbebenersatzlast der Lamelle i
QV _{tot}	totale vertikale Erdbebenersatzlast
q _c	Spitzendruck des CPT-Versuchs
q _{c1N}	normierter Spitzendruck des CPT-Versuchs
q _{c1n,cs}	normierter Spitzendruck des CPT-Versuchs mit Korrektur des Feinkornanteils
R _f	räumliche Modellausdehnung des Untergrundes
r _d	Tiefen-Reduktionsfaktor für die zyklische Schubspannung
r _u	Porenwasserüberdruckverhältnis
S	Schwerpunkt
S	Untergrundparameter
S _{dyn}	Dynamische Festigkeit
S _e (T)	spektrale Beschleunigung des elastischen Antwortspektrums in Abhängigkeit von T
S _{ix}	maximale Verformung oder Beanspruchung der Eigenform i für die x-Komponente des Erdbebens
S _{iy}	maximale Verformung oder Beanspruchung der Eigenform i für die y-Komponente des Erdbebens
S _{iz}	maximale Verformung oder Beanspruchung der Eigenform i für die z-Komponente des Erdbebens
S _{jx}	maximale Verformung oder Beanspruchung der nahe bei k liegenden Eigenform j für die x-Komponente des Erdbebens
S _{kx}	maximale Verformung oder Beanspruchung der nahe bei j liegenden Eigenform k für die x-Komponente des Erdbebens
S _{stat}	Statische Festigkeit
S _{stx}	Verformung oder Beanspruchung des statischen Korrekturanteils durch die x- Komponente des Erdbebens
S _x	maximale totale Verformung oder Beanspruchung für die x-Komponente des Erdbebens
S _y	maximale totale Verformung oder Beanspruchung für die y-Komponente des Erdbebens
S _z	maximale totale Verformung oder Beanspruchung für die z-Komponente des Erdbebens
SF _L	Sicherheitsfaktor der Bodenverflüssigung
SPT	Standard Penetration Test
s _r	mobilisierbare Scherfestigkeit, mit Einbezug des Porenwasserdrucks
T	Periode
TK	Talsperrenklasse
TSP	Talsperre
T _i	i-te Eigenperiode
T ₁	1. Eigenperiode
T _s	Grundperiode Sperre (1. Eigenperiode)
t _w	Laufzeit der Kompressionswellen von der Sperre zur Stauwurzel und zurück
U	Ungleichförmigkeitszahl einer Korngrößenverteilungskurve
u	Porenwasserdruck; totale Verschiebung entlang einer Gleitfläche
v _k	Kompressionswellengeschwindigkeit
v _s	Scherwellengeschwindigkeit
\dot{x}	Verschiebungsgeschwindigkeit
Z _K	Kronenstau
Z _S	Stauziel

z	Tiefe
α	Formbeiwert zur Berechnung der Grundfrequenz der Sperre
γ	Schubdehnung
γ_d	Trockenraumgewicht
$\gamma_{d \min}$	Trockenraumgewicht bei lockerster Lagerung
$\gamma_{d \max}$	Trockenraumgewicht bei dichtester Lagerung
ζ	Materialdämpfung
ν	Querdehnungszahl
ρ	Dichte
ρ_w	Dichte Wasser
σ	Normalspannung (total)
σ'	effektive Normalspannung ($= \sigma - u$)
σ_0	initiale totale effektive Spannung
σ_m	mittlere Normalspannung (total)
σ_v	totale vertikale Normalspannung
σ'_v	effektive vertikale Normalspannung
σ'_{v0}	effektive vertikale Normalspannung im Boden, vor einem Feldversuch
τ	Schubspannung
τ_f	Bruchscherspannung
τ_m	mittlere Schubspannung
φ	Winkel der Scherfestigkeit (Reibungswinkel)
φ'	effektiver Reibungswinkel der Scherfestigkeit
φ'_{peak}	effektiver Reibungswinkel der maximalen Scherfestigkeit
φ'_r	effektiver Reibungswinkel der Restscherfestigkeit
ψ_i	Formfaktor bei der vereinfachten Antwortspektrenmethode
ψ_k	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der höheren Eigenformen bei der vereinfachten Antwortspektrenmethode
ψ_m	Massenbeiwert bei der vereinfachten Antwortspektrenmethode
Δh_i	Dicke der Lamelle i
$\Delta(N_1)_{60}$	Korrekturwert bei SPT-Versuchen, abhängig von Gehalt an Feinmaterialien
Δq_{c1N}	Korrekturwert des Spitzendrucks zur Berücksichtigung des Feinkornanteils $\varnothing < 0,06 \text{ mm}$
Δu	Porenwasserüberdruck
$\Delta u(1)$	Porenwasserüberdruck bzw. Porenwasserdruckanstieg nach dem ersten Scherzyklus
$\Delta u(N)$	Porenwasserüberdruck bzw. Porenwasserdruckanstieg nach Anzahl N äquivalenter Scherzyklen
ξ_R	Koeffizient zur Berücksichtigung initialer Schubspannungen bei Bodenverflüssigung
ω_i	i -te Eigenkreisfrequenz

7 **Abbildungsverzeichnis**

Deckblatt	LUBW – Nagoldtalsperre
Abb. 1.1	LUBW
Abb. 3.1 bis 3.4	aus BWG 2003
Abb. 4.1 bis 4.2	aus BWG 2003

Anhang	
Abb. 1 bis 25	aus BWG 2003

Nutzungserlaubnis der Abbildungen aus BWG 2003 am 22. Januar 2016 erteilt durch das:
Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Energie BFE
Sektion Aufsicht Talsperren
Herrn Rocco Panduri

Inhaltsverzeichnis der Anhänge

Anhang 1: Berechnungsgrundlagen für Staudämme (zu Kapitel 3)	82
1 Effektiver Reibungswinkel der Scherfestigkeit.....	82
2 Untergrundverhältnisse.....	82
3 Abschätzung der Scherwellengeschwindigkeiten für verschiedene Bodenarten	83
4 Bewertung des Porenwasserdruckanstiegs	83
5 Lagerungsdichte, lockere Lagerung	86
6 Auswertung von SPT-Schlagzahlen und Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit verflüssigter Sande für Stabilitätsanalysen	86
7 Bestimmung des Verflüssigungspotenzials von Böden mittels CPT.....	87
8 Zyklische Schubspannung τ	90
8.2 Dammkörper	91
9 Berechnung erdbebeninduzierter Gleitverschiebungen von Dämmen.....	91
9.1 Berechnung der Erdbebenersatzkräfte für einen Gleitkörper.....	91
9.2 Maximale Beschleunigung auf der Dammkrone und im Schwerpunkt des Gleitkörpers	92
9.2.1 Maximale Beschleunigung auf der Dammkrone.....	92
9.2.2 Maximale Beschleunigung a_G im Schwerpunkt des Gleitkörpers	93
9.3 Berechnung der kritischen Beschleunigung a_c für eine potenzielle Gleitfläche ...	94
9.4 Ermittlung der Verschiebung des Gleitkörpers	95
10 Analyse der Verflüssigung mit zyklischen Laborversuchen	96
11 Verschiebungsberechnungen mit Beschleunigungszeitverläufen.....	96
12 Setzungsbestimmung nach der Methode Bureau (1997)	96
Anhang 2: Kommentare zu Kapitel 3 (Staudämme)	98
1 Allgemeines	98
2 Dämme der Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB.....	105
3 Dämme der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m	107
4 Dämme der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H > 40$ m.....	108
Anhang 3: Berechnungsgrundlagen für Staumauern (zu Kapitel 5).....	110
1 2D-Modellierung einer Gewichtsstaumauer	110
2 Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse	110
3 Empirische Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz von Gewichtsstaumauern	111
4 Spektrale Beschleunigung	111
5 Empirische Bestimmung der ersten modalen Verformung bei Gewichtsstaumauern	113
6 Bestimmung der Erdbebenlasten nach vereinfachter Antwortspektrenmethode (erster Mode der Eigenschwingformen)	113
7 Bestimmung der Erdbebenlasten nach pseudostatischer Methode mit einheitlicher modaler Verformung	114

8	Modellierung des Untergrundes mit Finiten Elementen	116
9	Kombination der seismischen Lasten.....	116
10	Berechnung der maximalen Verformungen und Beanspruchungen aus den Maximalwerten der Eigenform	117
11	Mitschwingende Massenanteile	117
12	Überprüfung der Diskretisierung	118
13	Dämpfungswerte für die Nachweise der Nebenanlagen.....	118
Anhang 4: Kommentare zum Kapitel 5 (Staumauern)		119
Anhang 5: Sonstige Hinweise		126
1	Hinweise zu Seismologischen Gutachten	126
2	Dynamischer Wasserdruck in Rohrleitungen und Tunneln bzw. Stollen.....	127

Anhang 1: Berechnungsgrundlagen für Staudämme (zu Kapitel 3)

1 Effektiver Reibungswinkel der Scherfestigkeit

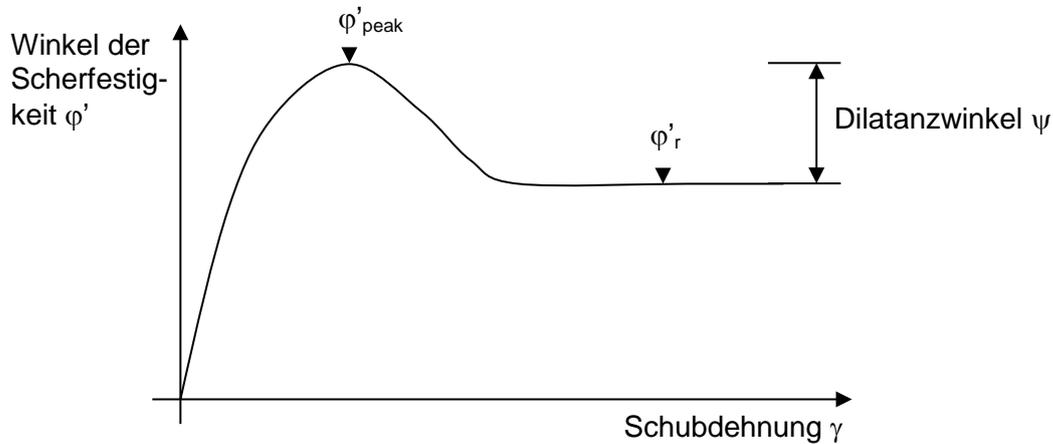


Abbildung 1: Schematische Darstellung eines Direktscherversuches (aus [BWG 2003])

Bei Berechnungen von Gleitverschiebungen muss der Winkel der Restscherfestigkeit φ'_r angesetzt werden.

2 Untergrundverhältnisse

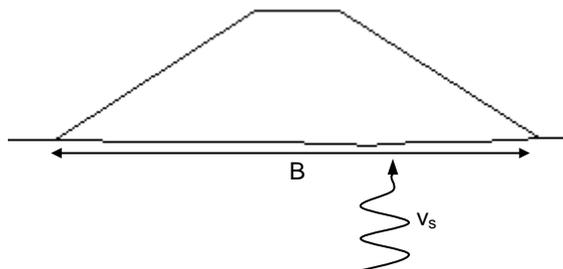


Abbildung 2: Basisbreite B und Scherwellengeschwindigkeit v_s (aus [BWG 2003])

Der Untergrund des Dammkörpers wird als starr angenommen, sofern die Bedingung

$$\frac{B}{v_s} < 0,2 s$$

eingehalten ist, mit B = Basisbreite des Dammkörpers und v_s = Scherwellengeschwindigkeit im Untergrundmaterial (Dibaj & Penzien 1969). Bei mangelnder in situ-Angabe der Scherwellengeschwindigkeit kann sie näherungsweise gemäß Anhang 1 Kapitel 3 abgeschätzt werden.

3 Abschätzung der Scherwellengeschwindigkeiten für verschiedene Bodenarten

Tabelle 1: Richtwerte für Scherwellengeschwindigkeiten verschiedener Bodenarten (Studer et al. 2007)

Bodenart	v_s (m/s)
Lockergesteine	
Deckschichten, locker gelagert, verwittert, nicht gesättigt (Tiefe 3 bis 6 m)	110...480
Schotter (Kiessand), nicht gesättigt	220...450
Schotter, grundwassergesättigt	400...600
Verkitteter Schotter	1000...1500
Seebodenlehm, nicht vollständig gesättigt	290...540
Seebodenlehm, gesättigt	390...530
Gehängelehm, nicht gesättigt	120...400
Moräne	500...1150
Löss	150...300
Fels	
Molasse-Mergel und Molasse-Sandstein, weich, verwittert	520...1050
Mergel, nicht verwittert	1000...1900
Molasse-Sandstein, hart	1100...2200
Nagelfluh	600...2500
Schiefer	1100...3100
Kalk	1800...3700
Gneis	1900...3500
Granit	2500...3900

Tabelle 1 gibt Richtwerte von Scherwellengeschwindigkeiten für verschiedene Böden und Felsuntergründe an. Für eine genaue Bestimmung der Scherwellengeschwindigkeiten des Untergrundes sollten Feldversuche durchgeführt werden. Vor allem geeignet sind dafür seismische Verfahren der Geophysik, z. B. Tauchwellentomographie, Spectral Analysis of Surface Wave (SASW) und Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) oder Bohrlochseismik.

In der Literatur gibt es empirische Korrelationen zur Bestimmung des maximalen Schermoduls G_{max} und daraus abgeleitet der Scherwellengeschwindigkeit v_s von Lockergesteinen in Abhängigkeit der effektiven Überlagerungsspannung, der Porenzahl, des Plastizitätsindex, der undrainierten Scherfestigkeit bzw. des Überkonsolidationsverhältnis, vgl. z. B. Studer et al (2007) oder Towhata (2008).

4 Bewertung des Porenwasserdruckanstiegs

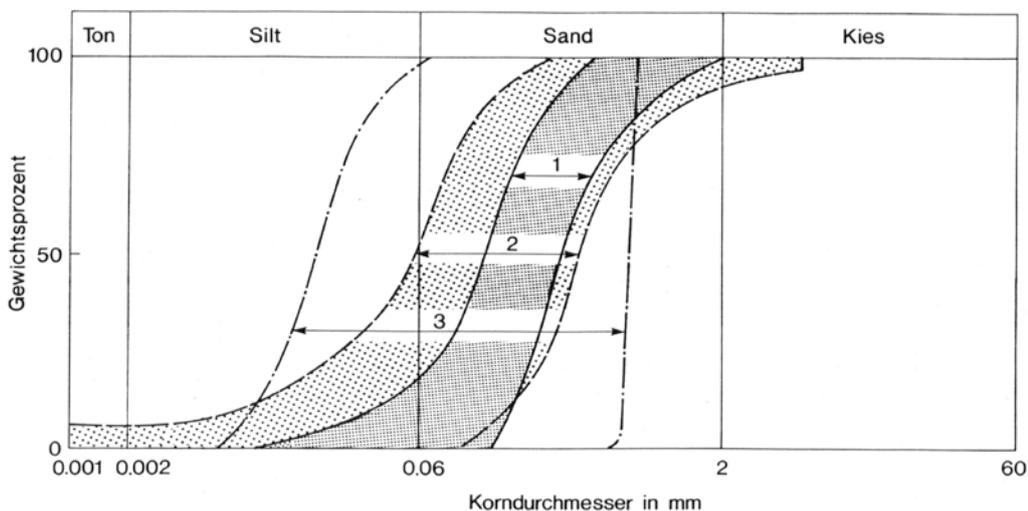


Abbildung 3: Kornverteilungsbereiche von Böden, die sich verflüssigen können (Studer et al. 1997) (aus [BWG 2003])

1: Niigata Sand; 2: Umhüllende von 19 Sanden aus Japan, die sich unter Erdbebeneinwirkung verflüssigt haben; 3: nach Laborversuchen von Lee und Focht

Abbildung 3 zeigt die Bodentypen, welche bei Sättigung und zyklischer Belastung signifikante Porenwasserdruckanstiege erfahren, was im Extremfall zu einem vollständigen Verlust der Scherfestigkeit führen kann. Wesentlich ist der Kornverteilungsbereich zwischen 10 % und 90 % (Gewichtsprozent) sowie die Ungleichförmigkeitszahl $U = d_{60}/d_{10}$ der Korngrößenverteilungskurve. Alternativ kann die Korngrößencharakteristik zur Beurteilung der Bodenverflüssigung nach KTA (2012) verwendet werden.

Bewertungskriterien:

Wenn die Kornverteilungskurve eines Materials innerhalb des Bereiches 2 in der obigen Abbildung 3 liegt und die Ungleichförmigkeitszahl U kleiner als 4 ist, so ist der Porenwasserdruckaufbau genauer zu untersuchen (z. B. mittels SPT-, CPT-Versuchen oder mittels zyklischen Laborversuchen). Bei lockerer und mitteldichter Lagerung, $D < 0,5$, liegt eine erhöhte Wahrscheinlichkeit der Verflüssigung vor.

Weiterführende Hinweise:

Youd & Perkins (1978) haben das Verflüssigungspotenzial von sandigen Ablagerungen bezüglich ihres geologischen Alters untersucht. Besonders gefährdet sind sehr junge Ablagerungen von wenigen hundert Jahren und Ablagerungen im Holozän. Ältere Ablagerungen, im Pleistozän bzw. älter, besitzen nach Youd & Perkins (1978) eine geringe Gefährdung durch Bodenverflüssigung, die mit zunehmendem Alter noch abnimmt. Towhata (2008) bestätigt die geringe Wahrscheinlichkeit der Bodenverflüssigung pleistozäner Ablagerungen anhand Beobachtungen in Japan, wobei jedoch Porenwasserdruckanstiege in Sandablagerungen des Pleistozäns beim Kobe-Erdbeben 1995 beobachtet wurden.

Die Analyse des Porenwasserdruckanstieges unter Erdbebeneinwirkungen in Lockergesteinen ist von der Erdbebeneinwirkungsdauer und von der Anregungsamplitude abhängig. Die Einwirkungsdauer eines Erdbebens kann nach Seed & Idriss (1982) bzw. Idriss (1999) mit der Anzahl äquivalenter Spannungszyklen beschrieben werden. Die Anzahl der Spannungszyklen sind von der durch die Gefährdung maßgeblich geprägten Magnitude M_w bestimmt. Für Magnituden, die für Baden-Württemberg relevant sind, kann die äquivalente Anzahl Spannungszyklen nach Idriss (1999) angegeben werden:

Tabelle 2: Anzahl äquivalenter Spannungszyklen nach Idriss (1999)

Magnitude M_w	5.0	5.5	6.0	6.5
Anzahl äquivalenter Spannungszyklen N	2	3	5	7

Abhängig von der Anzahl der Belastungszyklen geben Egglezos & Bouckovalas (1998, 1999) basierend auf Arbeiten von Seed & Booker (1977) einen Zusammenhang zur Bestimmung des Porenwasserdruckanstiegs an:

$$\Delta u(N) = \frac{\pi}{2} \sigma_0 \arcsin \left(N^{1/2\alpha} \sin \left(\frac{\pi \Delta u(1)}{2 \sigma_0} \right) \right)$$

Dabei beschreiben $\Delta u(N)$ - Porenwasserüberdruck nach N Zyklen, σ_0 - Initialspannungszustand, N - Anzahl äquivalenter Zyklen, α - empirischer Koeffizient im Bereich von [0,4 - 2,5], $\Delta u(1)$ - Porenwasserüberdruck nach dem ersten Zyklus. Den Porenwasserüberdruck nach dem ersten Zyklus gibt Egglezos & Bouckovalas (1998) wie folgt an:

$$\Delta u(1) = B \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{b_2} \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)^{b_3} \cdot e^{b_4}$$

Dabei beschreiben B , b_2 , b_3 , b_4 - empirische Koeffizienten aus Laborversuchen, p_a - atmosphärischer Druck, σ' - mittlere effektive Spannung, τ - aufgebrauchte zyklische Schubspannung, e - Porenzahl.

Egglezos & Bouckovalas (1998) geben für die empirischen Parameter aus einer Versuchsserie an Sanden und Schluffen folgende Werte:

Tabelle 3: empirische Parameter aus Versuchen nach Egglezos & Bouckovalas (1998)

Parameter	Sand	Sand und Schluff
B	4,73	1,50
b_2	1,04	1,17
b_3	1,61	1,46
b_4	4,22	-

Basierend auf projektspezifisch durchgeführten zyklischen Laborversuchen können die Formulierungen nach Egglezos & Bouckovalas (1998,1999) zur Abschätzung des Porenwasserdruckanstieges verwendet werden. Die Empirischen Parameter in Tabelle 3 dienen als Vergleichswerte.

Eine vereinfachte Abschätzung des Porenwasserdruckanstieges beschreibt Towhata (2008) basierend auf dem Sicherheitsfaktor der Bodenverflüssigung SF_L . Towhata bezieht sich dabei auf Arbeiten von Tokimatsu & Yoshimi (1983) sowie Tokimatsu & Seed (1987) und empfiehlt folgende Formulierung:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'} = SF_L^{-n} \quad \text{für } SF_L \geq 1,0$$

Das Konzept des r_u -Wertes als Quotient des Porenwasserüberdrucks Δu und der mittleren effektiven Spannung σ' ist international recht verbreitet. Im Falle der totalen Verflüssigung beträgt der Wert $r_u = 1,0$. Towhata (2008) benennt n -Werte im Bereich zwischen 4 und 10, und empfiehlt im Mittel $n = 7$. Der Exponent n ist abhängig von der Lagerungsdichte und kann für dichtere Lagerung größer gewählt werden. Graphisch sieht der Zusammenhang wie folgt aus:

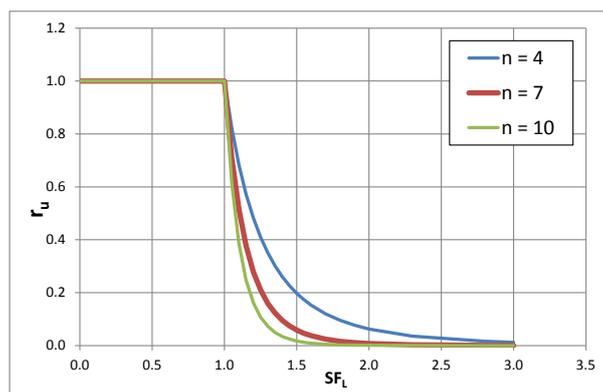


Abbildung 4: empirische Korrelation zwischen dem Sicherheitsfaktor der Bodenverflüssigung SF_L und der Entwicklung des Porenwasserdrucks in Form r_u (nach Towhata 2008)

Der Porenwasserüberdruck ergibt sich dann in Abhängigkeit des Sicherheitsfaktors der Bodenverflüssigung SF_L :

$$\Delta u = \sigma' \cdot SF_L^{-n}$$

Der Sicherheitsfaktor der Bodenverflüssigung SF_L kann entsprechend Anhang 1 Kapitel 7 nach der Methodik von Idriss & Boulanger (2008) basierend auf CPT-Versuchen ermittelt werden. Einflussgrößen, wie Zyklenzahl, maßgebende Magnitude und in situ-Spannungszustand, sind im Sicherheitsfaktor der Bodenverflüssigung SF_L bereits berücksichtigt.

5 Lagerungsdichte, lockere Lagerung

Die Lagerungsdichte eines Bodens wird mit der relativen Dichte D dargestellt und beträgt:

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d}$$

wobei n die Porosität des Bodens in der Natur, n_{\max} bzw. n_{\min} die Porositäten bei dichtester bzw. lockerster Lagerung, γ_d das Trockenraumgewicht und $\gamma_{d \min}$ bzw. $\gamma_{d \max}$ das Trockenraumgewicht in lockerster bzw. dichtester Lagerung der Probe darstellen.

$\gamma_{d \min}$ bzw. $\gamma_{d \max}$ werden dabei gemäß den Verfahren nach DIN 18126, USBR 5525, 5530 und 7250 oder ASTM D4253 und D4254 bestimmt.

Ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckanstieg ist zu untersuchen, wenn die Lagerungsdichte D weniger als 0,5 beträgt.

6 Auswertung von SPT-Schlagzahlen und Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit verflüssigter Sande für Stabilitätsanalysen

Stark & Mesri (1992) geben eine Übersicht, wie aus SPT-Versuchen die Restscherfestigkeit verflüssigter Sande abgeschätzt werden kann. Die aus SPT-Versuchen direkt erhaltenen Messungen der Schlaganzahl werden als N_{60} bezeichnet. Eine erste Korrektur zu $(N_1)_{60}$ (entsprechend dem Eindringwiderstand bei einer effektiven vertikalen Normalspannung von 100 kPa) erfolgt gemäß der Gleichung

$$(N_1)_{60} = \frac{N_{60}}{\sqrt{\sigma'_v}}$$

mit σ'_v als die effektive vertikale Normalspannung vor dem Versuch in der entsprechenden Tiefe. Sowohl N_{60} als auch $(N_1)_{60}$ sind dimensionslos (Anzahl Schläge). Für σ'_v muss in der obigen Gleichung der entsprechende Wert in [kN/m²] eingesetzt werden.

$(N_1)_{60}$ wird schließlich zu $(N_1)_{60-CS}$ korrigiert gemäß:

$$(N_1)_{60-CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60-Sr}$$

wobei $\Delta(N_1)_{60}$ vom Feinanteil des Materials (Fraktion < 0,06 mm der Kornverteilungskurve) abhängt und mit Tabelle 4 bestimmt wird. Die Berechnung der Restscherfestigkeit nach Stark & Mesri (1992) erfolgt dann entsprechend der Formulierung in Kapitel 3.1.4.3

Tabelle 4: Korrektur der SPT Schlagzahlen aufgrund des Feinanteils

Feinanteil in % (Fraktion < 0,06mm)	$\Delta(N_1)_{60-Sr}$
10	1
25	2
35	3
50	4
75	5

In DIN 4094-2:2003-05 sind Korrelation zwischen Bohrlochrammsondierungen und Resultaten anderer schwerer Rammsondierungen angegeben. Bei der Verwendung dieser Korrelationen der DIN 4094-2:2003-

05 ist äußerste Vorsicht geboten, da an die Korrelation zwischen SPT und Bodenverflüssigungspotenzial spezielle Anforderungen an die Durchführung und Auswertung der SPT-Messungen gestellt werden, insbesondere hinsichtlich eingetragener Schlagenergie.

Einen alternativen Ansatz zur Bestimmung der Restscherfestigkeit von verflüssigten Sanden beschreiben Idriss & Boulanger (2008) basierend auf CPT-Versuchen. Entsprechend dem Vorgehen bei SPT-Versuchen sind auch die CPT-Spitzenwertwerte zu normieren. Die Korrekturwerte zur Bestimmung der Restscherfestigkeit sind in Tabelle 5 angegeben. Der korrigierte CPT-Spitzenwert zur Bestimmung der Restscherfestigkeit ergibt sich dann zu:

$$q_{c1N,cs-Sr} = q_{c1N,cs} + \Delta q_{c1N-Sr}$$

Tabelle 5: Korrektur der CPT-Spitzenwertwerte für die Bestimmung der Restscherfestigkeit bei Verflüssigung (Idriss & Boulanger 2008)

Feinanteil in % (Fraktion < 0,06 mm)	Δq_{c1N-Sr}
10	10
25	25
50	45
75	55

Die Korrektur des CPT-Spitzenwertes zu $q_{c1N,cs}$ erfolgt nach Idriss & Boulanger (2008) entsprechend Anhang 1 Abschnitt 7. Die Formulierung zur Berechnung der Restscherfestigkeit s_r nach Idriss & Boulanger (2008) lautet dann unter Verwendung des korrigierten CPT-Spitzenwertes:

$$\frac{s_r}{\sigma'_{v'}} = e^{\left(\frac{q_{c1N,cs-Sr}}{24.5} - \left(\frac{q_{c1N,cs-Sr}}{61.7}\right)^2 + \left(\frac{q_{c1N,cs-Sr}}{106}\right)^3 - 4.42\right)} \leq \tan \varphi'$$

7 Bestimmung des Verflüssigungspotenzials von Böden mittels CPT

Aufgrund der großen weltweiten Datenbasis sind die besten Korrelationen zwischen Verflüssigungspotenzial und SPT-Versuchen vorhanden. In den letzten Jahren hat jedoch die Drucksondierung (CPT – Cone Penetration Test) vor allem in Europa an Verbreitung zugenommen. Mittlerweile gibt es auch gute Korrelationen zwischen CPT-Messungen und Bodenverflüssigungspotenzial. Die folgende kurze Übersichtsdarstellung basiert hauptsächlich auf Literatur von Robertson & Wride (1998) und Youd et al. 2001. Weitere Informationen finden sich in Robertson & Campanella (1985), Suzuki et al. (1995), Idriss & Boulanger (2004), Juang et al. (2006).

Zur Einschätzung des Verflüssigungspotenzials von Böden unter Erdbebeneinfluss kann auf Basis von CPT-Versuchen das zyklische Widerstandsverhältnis (Cyclic Resistance Ratio – CRR) bestimmt und dem zyklischen Spannungsverhältnis (Cyclic Stress Ratio - CSR) gegenübergestellt werden. Ist das CRR größer als das CSR gilt der Nachweis gegen Verflüssigung als erbracht. Der Sicherheitsfaktor für Bodenverflüssigung SF_L kann entsprechend als Quotient der Spannungsverhältnisse dargestellt werden:

$$SF_L = \frac{CRR}{CSR}$$

In einem ersten Schritt muss der CPT-Spitzenwert q_c normiert und korrigiert werden. Die Normierung und Korrektur erfolgt gemäß der Gleichung nach Liao & Whitman (1986):

$$q_{c1N} = (q_c/p_a) (p_a/\sigma'_{v'})^{0.5} \quad [\text{kPa}],$$

mit p_a als der vorherrschende Luftdruck und σ'_v als die effektive Vertikalspannung der entsprechenden Tiefe. Durch die Normierung wird der Gesamtausdruck q_{c1N} dimensionslos, die Werte in der Gleichung allerdings in [kPa] eingesetzt. Um den Feinanteil des Bodenmaterials (Fraktion < 0,06 mm) zu berücksichtigen, ist eine weitere Korrektur von q_{c1N} auf $q_{c1N,cs}$ erforderlich. Dieses ist notwendig, um die Verringerung der Gefährdung mit zunehmendem Feinkornanteil berücksichtigen zu können. Die Korrektur erfolgt nach Gleichung

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

mit $\Delta q_{c1N} = 2(FC - 5); [FC (\%)]$

Der Term FC kennzeichnet den Feinkornanteil in % der Kornfraktion < 0,06 mm in der Sieblinie. In einem letzten Schritt wird der CRR-Wert, skaliert auf die Magnitude 7,5, bestimmt (Robertson & Wride 1998):

$$CRR_{7,5} = 93 (q_{c1N,cs}/1000)^3 + 0,08 \quad \text{for } 50 \leq q_{c1N,cs} < 160$$

$$CRR_{7,5} = 0,833 (q_{c1N,cs}/1000) + 0,05 \quad \text{for } q_{c1N,cs} < 50$$

Im Falle einer anderen Magnitude, z. B. $M = 6$, kann ein Magnituden-Skalierungsfaktor (MSF) nach Youd et al. (2001) genutzt werden:

$$MSF = (M/7,5)^{-2,56}$$

Das Zyklische Spannungsverhältnis CSR wird aus dem Quotienten der zyklischen Schubspannung (siehe Anhang 1 Abschnitt 8) und der effektiven Vertikalspannung incl. vorhandener Überlagerungsspannungen bestimmt:

$$CSR = \tau / \sigma'_v$$

Nach Idriss & Boulanger (2004) kann auch eine Korrelation der Eindringwiderstände zwischen CPT- und SPT-Versuchen aufgrund der Umrechnung der Lagerungsdichte erfolgen. In der anschließenden Auswertung kann dann auf die Methoden für SPT-Versuche zurückgegriffen werden, z. B. Stark und Mesri (1992).

Anwendungen in Deutschland und International finden sich unter anderen in den Publikationen von Wuttke & Schmidt (2010), Wuttke & Krumb (2009), Schmidt et al. (2006) und Lee et al. (2004) zu Untersuchungen von Verflüssigungsrisiken bei der Gründung von Windenergieanlagen, Gründung einer Biogas-Anlage in Kanada, zur Minimierung des Verflüssigungsrisikos der künstlichen Inseln in Dubai und anderen Anwendungen.

Alternative Betrachtung des Verflüssigungspotenzials nach Idriss & Boulanger (2008):

Alternative Formulierungen zur Bestimmung des CRR (Cyclic Resistance Ratio) und zur Beurteilung der Verflüssigungsgefährdung von sandigen Böden auf der Basis von CPT-Versuchen wurden von Idriss & Boulanger (2008) vorgeschlagen. Das Vorgehen ist ähnlich wie oben angegeben. Der CPT-Spitzenruck bedarf verschiedener Korrekturen, bevor der CRR-Wert und die Sicherheit berechnet werden kann.

1) Korrektur der CPT in situ-Ergebnisse:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^m \quad [\text{kPa}]$$

$$m = 0.784 - 0.524 D$$

Die CPT-Testergebnisse werden mit dem atmosphärischen Luftdruck p_a normiert und aufgrund der Überlagerung korrigiert. Der Exponent m ist nach Idriss & Boulanger (2008) abhängig von der Lagerungsdichte D , kann aber auch nach Liao & Whitman (1986) vereinfacht mit $m = 0,5$ angenommen werden.

2) Korrektur der CPT-Werte aufgrund des Feinkornanteils $FC < 0,06$ mm (FC in [%]):

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \left(5,4 + \frac{q_{c1N}}{16}\right) \cdot e^{\left(1,63 + \frac{9,7}{FC+0,01} - \left(\frac{15,7}{FC+0,01}\right)^2\right)}$$

3) Berechnung des zyklischen Widerstandsverhältnisses CRR:

$$CRR_{M=7,5, \sigma'_v=1} = e^{\left(\frac{q_{c1Ncs}}{540} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{67}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{80}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{114}\right)^4 - 3\right)}$$

Der Wert $CRR_{M=7,5, \sigma'_v=1}$ ist bezogen auf eine Referenzmagnitude M_w 7,5. Bei Standorten mit einer anderen seismischen Gefährdung kann der CRR-Wert angepasst werden. Vereinfachend können für Baden-Württemberg folgende repräsentative Magnituden M_w gelten: $M_w = 5,0$ für 100 Jahre Wiederkehrperiode, $M_w = 5,5$ für 500 Jahre Wiederkehrperiode, $M_w = 6,0$ für 1.000 Jahre Wiederkehrperiode und $M_w = 6,5$ für 2.500 Jahre Wiederkehrperiode. Im Einzelfall sollte geprüft werden, ob eine detaillierte Ermittlung der repräsentativen Magnituden im Seismologischen Gutachten erforderlich ist.

4) Korrektur der Magnitude des CRR-Wertes mittels Magnitudenskalierungsfaktor MSF:

$$MSF = 6,9 \cdot e^{\left(\frac{-M_w}{4}\right)} - 0,058$$

$$MSF \leq 1,8$$

5) Korrektur des CRR-Wertes aufgrund Überlagerung mit Korrekturwert K_σ :

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_v}}{CRR_{\sigma'_v=1}}$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right) \leq 1,1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 17,3D} \leq 0,3$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37,3 - 8,27(q_{c1N})^{0,264}} \leq 0,3$$

Der Wert $CRR_{M=7,5, \sigma'_v=1}$ ist bezogen auf eine Referenzspannung von $\sigma'_v = 1$ atm = 100 kPa. Für andere Spannungszustände muss der CRR-Wert mit dem Korrekturwert K_σ umgerechnet werden. Der Beiwert C_σ kann entweder in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D oder des korrigierten Spitzendrucks q_{c1N} bestimmt werden.

6) Korrektur bei statischen Schubspannungen mit Korrekturwert K_α :

Ist eine verflüssigungsgefährdete Schicht durch eine statische Schubspannung τ_s vorbelastet, z. B. in Böschungen oder Dammkörpern, hat dies Auswirkungen auf den Verflüssigungswiderstand. Der Korrekturwert K_α kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$K_\alpha = a + b \cdot e^{\left(\frac{-\xi_R}{c}\right)}$$

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634e^\alpha - 632e^{-\alpha}$$

$$b = e^{(-1,11 + 12,3\alpha^2 + 1,31 \ln(\alpha + 0,0001))}$$

$$c = 0,138 + 0,126\alpha + 2,52\alpha^3$$

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_v} \leq 0,35$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1+2K_0)\sigma'_v}{3p_a}\right)} - (0,478(q_{c1N})^{0,264} - 1,063) \quad , \text{ mit: } -0,6 \leq \xi_R \leq 0,1$$

Q entspricht dabei dem Wert nach Bolton (1986) für signifikanten Kornbruch mit $Q = 10$ für Quarz/Feldspat und $Q = 8$ für Kalkstein.

7) Berechnung des zyklischen Spannungsverhältnisses CSR:

Das zyklische Spannungsverhältnis CSR wird basierend auf der zyklischen Schubspannung (Anhang 1 Abschnitt 8) und der effektiven vertikalen Spannung wie folgt berechnet:

$$CSR_{M,\sigma'_v} = \frac{\tau}{\sigma'_v} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_h}{g} r_d$$

8) Berechnung des Sicherheitsfaktors gegen Verflüssigung SF_L :

Abschließend kann der Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung für die betreffende Bodenschicht bestimmt werden. Wichtig ist dabei, dass das zyklische Widerstandsverhältnis mit dem Magnitudenskalierungsfaktor und dem Korrekturwert K_σ für die Überlagerung korrigiert wird. Der Korrekturbeiwert K_α gewinnt allgemein erst bei größeren Böschungsneigungen oder in Dammkörpern an Bedeutung. Für Untersuchungen des Untergrundes bei flachem Gelände kann $K_\alpha = 1,0$ angesetzt werden:

$$SF_L = \frac{CRR_{M,\sigma'_v}}{CSR_{M,\sigma'_v}}$$

$$CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7,5,\sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha$$

8 Zyklische Schubspannung τ

8.1 Untergrund in Tiefe z

Die zyklische Schubspannung τ wird in dem Untergrund in jeder Tiefe (vgl. Abbildung 5) aus der Gleichung

$$\tau = 0,65 \frac{a_h}{g} \sigma_v \cdot r_d$$

berechnet,

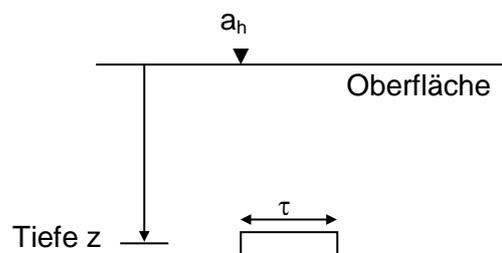


Abbildung 5: Begriffsklärung zur zyklischen Schubspannung (aus [BWG 2003])

wobei a_h ($a_h = a_g \cdot S$) die horizontale Bemessungs-Bodenbeschleunigung, g die Erdbeschleunigung, σ_v die totale vertikale Normalspannung in der Tiefe z und r_d den Reduktionsfaktor gemäß Abbildung 6 bedeuten.

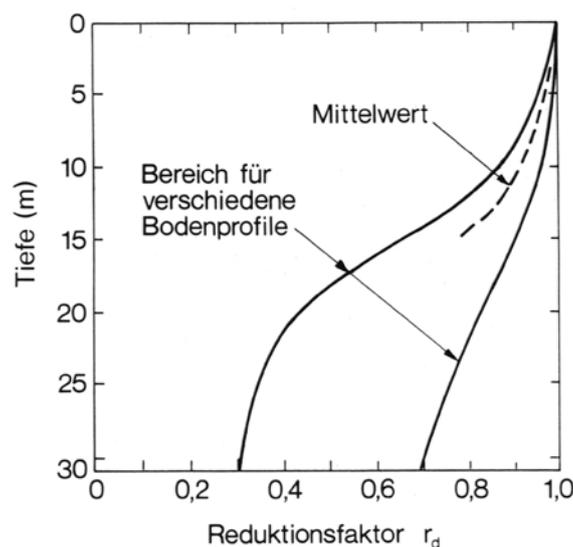


Abbildung 6: Reduktionsfaktor für zyklische Schubspannungen (Seed & Idriss 1982) (aus [BWG 2003])

Idriss (1999) präzisiert die Formulierung des Reduktionsfaktors in Abhängigkeit der Magnitude M_w und der Tiefe z . Diese können alternativ für die Werte nach Seed & Idriss (1982) verwendet werden:

$$r_d = e^{(\alpha(z)+\beta(z)M_w)}$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right)$$

8.2 Dammkörper

Analog wird die zyklische Schubspannung τ im Dammquerschnitt in der Tiefe z im Schwerpunkt einer Gleitfläche berechnet mit der Gleichung

$$\tau = 0,65 \frac{a_G}{g} \sigma_v,$$

mit a_G gemäß Anhang 1 Kapitel 10 und σ_v als die totale vertikale Normalspannung (im Allgemeinen ist die Überlagerung $\gamma \cdot z$ ausreichend) im untersuchten Schwerpunkt (vgl. Abbildung 7):

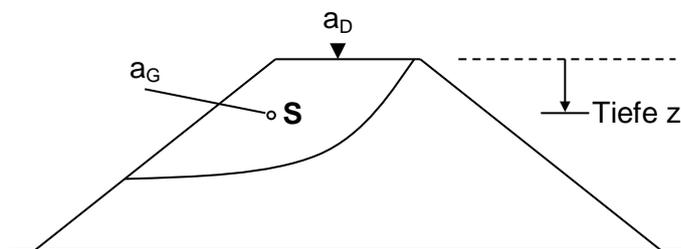


Abbildung 7: Schwerpunkt des Bruchkörpers eines Dammes (aus [BWG 2003])

9 Berechnung erdbebeninduzierter Gleitverschiebungen von Dämmen

9.1 Berechnung der Erdbebenersatzkräfte für einen Gleitkörper

Die horizontale Erdbebenersatzkraft für einen untersuchten potenziellen Gleitkörper wird berechnet aus der Gleichung

$$E_h = a_G \cdot m,$$

wobei a_G der mittlere Beschleunigungswert im Schwerpunkt des Gleitkörpers und m die Masse des Gleitkörpers darstellt. Bei Anwendung des Lamellenverfahrens kann jede Lamelle einzeln betrachtet werden.

Die vertikale Erdbebenersatzkraft E_v wird analog berechnet, wobei angenommen wird, dass das dynamische Verhalten in der Vertikalrichtung näherungsweise starr und somit die Vertikalbeschleunigung im Dammkörper identisch ist mit derjenigen an der Bodenoberfläche:

$$E_v = a_v \cdot m,$$

a_v ist die vertikale Komponente der Erdbebenankregung des Nachweisbebens.

9.2 Maximale Beschleunigung auf der Dammkrone und im Schwerpunkt des Gleitkörpers

9.2.1 Maximale Beschleunigung auf der Dammkrone

a) Damm auf Fels

Der maximale Beschleunigungswert a_D auf der Dammkrone wird gemäß der folgenden Formel ermittelt (Makdisi & Seed 1978):

$$a_D = \sqrt{(1,60 \cdot a_1)^2 + (1,06 \cdot a_2)^2 + (0,86 \cdot a_3)^2}$$

mit a_1 , a_2 bzw. a_3 als die Spektralwerte der Beschleunigungen gemäß dem Spektrum auf Fels des Nachweissbebens (mit Dämpfungsmaß 5 %) für die drei ersten Eigenkreisfrequenzen ω_1 , ω_2 bzw. ω_3 . Diese Formel ist für einen Damm auf Felsuntergrund abgeleitet.

ω_1 , ω_2 und ω_3 können dabei gemäß den Formeln

- $\omega_1 = 2,40 \text{ v}_s/h$
- $\omega_2 = 2,30 \omega_1$
- $\omega_3 = 3,60 \omega_1$

berechnet werden, mit h = Dammhöhe und v_s = mittlere Scherwellengeschwindigkeit im Dammmaterial. Diese Werte sind die Eigenfrequenzen eines starr gelagerten homogenen Dammes. Die zu ω_1 , ω_2 und ω_3 zugehörigen Perioden T_1 bis T_3 werden berechnet aus $T = 2\pi/\omega$.

Dieses vereinfachte Verfahren zur Abschätzung der Beschleunigung auf der Dammkrone sollte bei Dämmen mit Höhe > 40 m nur als überschlägige Näherungsberechnung eingesetzt werden. Es empfiehlt sich eine genaue modale Analyse.

b) Damm auf steifem Lockergestein mit hoher Scherwellengeschwindigkeit

Der maximale Beschleunigungswert a_D auf der Dammkrone kann näherungsweise wie oben gemäß der folgenden Formel ermittelt werden (Makdisi & Seed 1978):

$$a_D = \sqrt{(1,60 \cdot a_1)^2 + (1,06 \cdot a_2)^2 + (0,86 \cdot a_3)^2}$$

mit a_1 , a_2 bzw. a_3 als die Spektralwerte der Beschleunigungen gemäß dem Spektrum auf Fels des Nachweissbebens für die drei ersten Eigenperioden T_1 , T_2 bzw. T_3 . Diese Formel ist eigentlich für einen Damm auf Felsuntergrund abgeleitet, kann aber näherungsweise bei steifem Untergrund mit hoher Scherwellengeschwindigkeit verwendet werden. Die Scherwellengeschwindigkeit des Untergrundes sollte mindestens der Scherwellengeschwindigkeit im Dammkörper entsprechen.

Die 1. Eigenperiode T_1 des Dammes wird mit Hilfe von Abbildung 8 abgeschätzt:

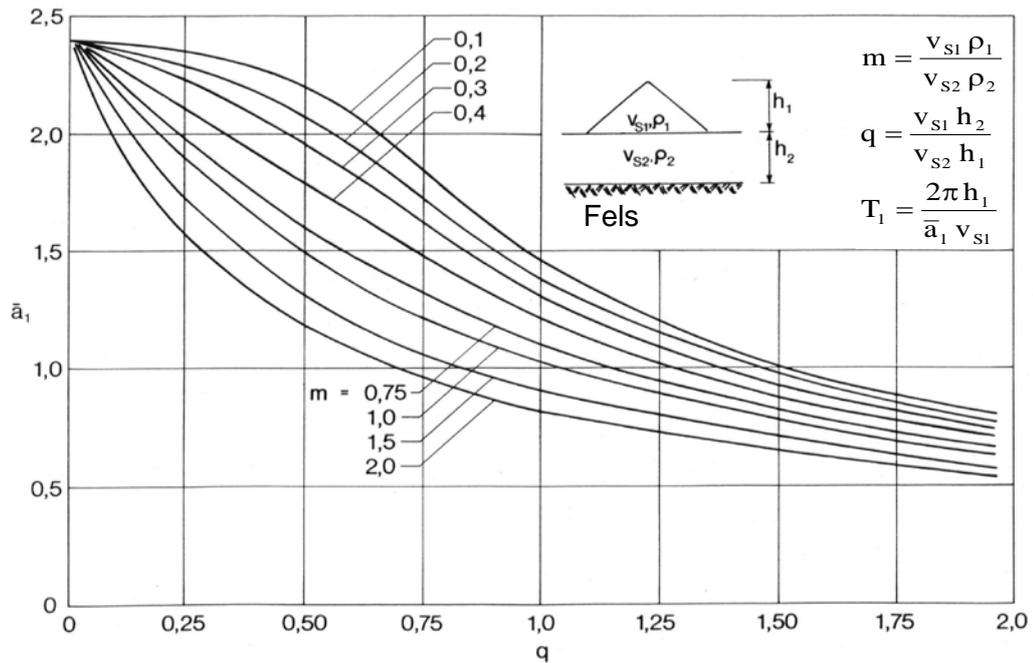


Abbildung 8: Grundperiode T_1 eines Damms auf einer elastischen Schicht (Sarma 1979) (aus [BWG 2003])

v_s bedeutet dabei die Scherwellengeschwindigkeit und ρ die Dichte des erdfeuchten bzw. gesättigten Schicht- bzw. Erdmaterials. Die Scherwellengeschwindigkeit ist unter Berücksichtigung der während des Erdbebens auftretenden Schubdehnungen zu bestimmen. Eine durch geophysikalische Messungen ermittelte Scherwellengeschwindigkeit ist entsprechend abzumindern. Für die berechneten Werte m und q wird aus Abbildung 8 die Größe \bar{a}_1 abgelesen. Damit wird schließlich T_1 berechnet.

Die höheren Eigenperioden T_2 und T_3 können wie folgt näherungsweise abgeschätzt werden:

$$T_2 = T_1 / 2,30$$

$$T_3 = T_1 / 3,60$$

Anwendungsgrenzen:

Bei Dämmen auf mächtigen Sedimentschichten ($q > 2$; vgl. Abbildung 8) sind die Eigenfrequenzen mit anderen Methoden zu bestimmen (z. B. modale Analyse einer FE-Berechnung), oder bei bestehenden Bauwerken zu messen (z. B. mit Ambient Vibrations-H/V nach Nakamura (1989)).

c) Damm auf weichem Lockergestein mit geringer Scherwellengeschwindigkeit

Die maximale Beschleunigung auf der Dammkrone muss für Dämme auf weichen Lockergesteinsschichten mit geringer Scherwellengeschwindigkeit anderweitig bestimmt werden, z. B. durch Berechnung mittels der FE-Methode. Dieser Fall trifft zu, wenn die Scherwellengeschwindigkeit des Untergrundes kleiner ist als die Scherwellengeschwindigkeit des Dammkörpers.

9.2.2 Maximale Beschleunigung a_G im Schwerpunkt des Gleitkörpers

Der Beschleunigungswert a_G wird je nach der Lage der Gleitfläche mit Hilfe der folgenden Figur ermittelt:

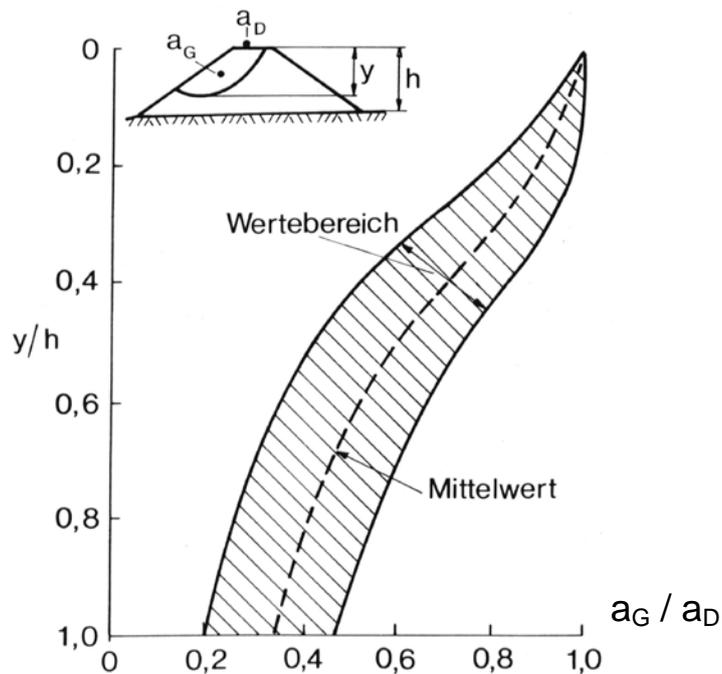


Abbildung 9: Verlauf der Spitzenbeschleunigung des Gleitkörpers als Funktion der Lage der Gleitfläche (Maksidi & Seed 1978) (nach [BWG 2003])

In Abbildung 9 wird ausgehend von der Tiefe y des Gleitkörpers das Verhältnis von a_G zum maximalen Beschleunigungswert a_D auf der Dammkrone abgelesen. Der Bereich in obiger Figur wurde von Maksidi & Seed (1978) aufgrund zahlreicher Berechnungen bestimmt, wobei die Werte für den Schubmodul G und für die Dämpfung D in den in der Praxis üblichen Wertebereichen liegen. Bei Bruchfiguren mit dem Verhältnis $y/h > 1,0$ können die Werte für $y/h = 1,0$ konservativ angesetzt werden.

9.3 Berechnung der kritischen Beschleunigung a_c für eine potenzielle Gleitfläche

Als erster Schritt zur Bestimmung der kritischen Beschleunigung a_c wird eine konventionelle Stabilitätsanalyse mit wahrscheinlichen (median) bzw. charakteristischen (konservativ) Bodenkennwerten durchgeführt.

Als statische Methoden für die Gleitberechnung kommen z. B. Lamellenverfahren nach Bishop bzw. Janbu oder andere vereinfachte Verfahren in Frage.

Der Beitrag zum Gesamtwiderstand einer einzelnen Lamelle wird mit der Gleichung der Scherfestigkeit nach Coulomb

$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan \varphi' + c'$$

berechnet. Der Gesamtsicherheitsbeiwert γ berechnet sich dann aufgrund der Scherfestigkeit τ_f und der Spannung τ infolge der Erdbebenanregung und sämtlicher statischer Lasten wie folgt:

$$\gamma = \frac{\sum \tau_f}{\sum \tau}$$

mit Summation über alle Lamellen entlang der maßgebenden Gleitfläche.

Die kritische Beschleunigung a_c des maßgebenden Gleitkörpers ist diejenige resultierende Beschleunigung, bei welcher die Gesamtsicherheit γ des Gleitkörpers 1,0 beträgt.

Für Sperren der Talsperrenklasse 2 und für sehr kleine bis mittlere HRB wird in der Stabilitätsberechnung nur die horizontale Erdbebenersatzkraft angesetzt.

Für Sperren der Talsperrenklasse 1 und große HRB mit $H \leq 40$ m wird die ungünstig wirkende horizontale und die vertikale Erdbebenersatzkraft angesetzt.

9.4 Ermittlung der Verschiebung des Gleitkörpers

Die totale bleibende Gleitverschiebung u wird gemäß Abbildung 10 ermittelt:

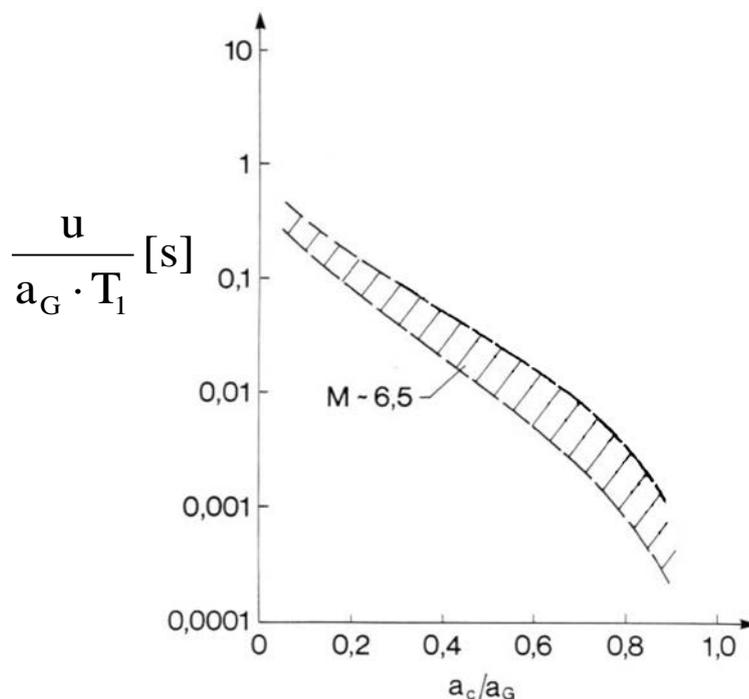


Abbildung 10: Bleibende Verschiebung entlang einer Gleitfläche entsprechend der Magnitude 6.5 (nach Makdisi & Seed 1978), repräsentativ für Baden-Württemberg (aus [BWG 2003])

Mit a_c - kritische Beschleunigung, a_G - Beschleunigung des Gleitkörpers und T_1 - erste Eigenperiode des Dammes.

Anmerkung:

Diese berechnete totale Verschiebung u entspricht nach Makdisi und Seed (1978) derjenigen totalen Deformation, welche entlang einer äquivalenten horizontalen Gleitfläche aufgrund der Erdbebeneinwirkung zu erwarten ist, nachdem der Gleitkörper infolge Überschreitung der kritischen Beschleunigung zu gleiten beginnt. Die Verschiebung entlang einer geneigten Gleitfläche ist aufgrund von Untersuchungen ca. 20 % größer (Makdisi & Seed 1977).

Da einerseits in obiger Figur nur ein Verformungsbereich angegeben ist und andererseits eine logarithmische Skala vorliegt, gilt in erster Näherung, dass u sowohl der totalen vertikalen Einsenkung als auch der totalen horizontalen Verschiebung des Gleitkörpers entspricht.

10 Analyse der Verflüssigung mit zyklischen Laborversuchen

Das Nachweisbeben ist bei den dynamischen Laborversuchen mit einer mittleren Schubspannung τ_m und einer äquivalenten Anzahl Belastungszyklen zu modellieren.

Die mittlere Schubspannung τ_m in einer bestimmten Tiefe des Untergrundes oder des Dammkörpers wird nach Anhang 1 Kapitel 8 (für Sperren der Talsperrenklassen 1 und 2) bzw. durch die FE-Berechnung (Talsperrenklasse 1 und große HRB mit $H > 40$ m) bestimmt.

Es sind mindestens 15 Belastungszyklen durchzuführen.

Von besonderem Interesse sind die Ergebnisse unter zyklischer Belastung:

- Porenwasserdruckanstieg
- inelastische Verformungen

Anhand des Anstieges des Porenwasserdrucks in zyklischen undrainierten Scherversuchen lässt sich die Reduktion der Scherfestigkeit des Bodenmaterials abschätzen.

11 Verschiebungsberechnungen mit Beschleunigungszeitverläufen

Die totale Verschiebung entlang einer Gleitfläche ergibt sich aus der zweifachen Integration der Beschleunigungen infolge Erdbebeneinwirkung, welche die kritische Beschleunigung nach Anhang 1 Kapitel 9.3. überschreiten (maßgebend ist die Differenz zwischen kritischer Beschleunigung und Beschleunigung infolge Erdbebenanregung).

Die Berechnung basiert auf der Gleitblockmethode nach Newmark (1965).

12 Setzungsbestimmung nach der Methode Bureau (1997)

Die Erdbebenanalyse mit der linear-äquivalenten Methode und Gleitverschiebungsberechnungen nach Newmark (1965) oder die Methode nach Makdisi & Seed (1978) berücksichtigen keine Setzungen der Dammkrone aufgrund eintretender Verdichtungen des Dammkörpers. Für Erddämme mit Höhen größer 40 m gewinnen derartige Verdichtungssetzungen langsam an Bedeutung. Mit der Methode nach Bureau (1997, 2003) kann dieser Effekt der verdichtungsinduzierten Dammkronensetzungen für Dämme auf Fels aus verdichtetem Bodenmaterial, welches keinen relevanten erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstieg zeigt, abgeschätzt werden. Diese Methode basiert auf einem empirischen Zusammenhang der Auswertung der Setzungen von Versuchen an Steinschüttedämmen und numerischen Berechnungen. Genau genommen beinhalten die Setzungen nach Bureau (1997) neben den Verdichtungssetzungen bereits Setzungen aus Gleitverschiebungen. Die Berücksichtigung der Setzungen nach Bureau (1997) zusätzlich zu Setzungen aus Gleitverschiebungen ist somit eine konservative Betrachtung.

Die wesentliche Eingangsgröße der Berechnung, der Erdbeben-Schweregrad-Index (ESI - Earthquake Severity Index), wird wie folgt bestimmt.

$$ESI = PGA (M - 4.5)^3$$

Die Spitzenbodenbeschleunigung PGA ($a_g \cdot S$) geht als Koeffizient der Erdbeschleunigung g [m/s^2] ein. M ist die zu erwartete Momentenmagnitude M_w des Erdbebens. Die relative Dammkronensetzung kann dann in abhängig vom Reibungswinkel abgeschätzt werden [Bureau 1997]. Die relative Dammkronensetzung wird dann mit der Dammhöhe multipliziert.

Vereinfachend können für Baden-Württemberg folgende repräsentative Magnituden M_w gelten: $M_w = 5,0$ für 100 Jahre Wiederkehrperiode, $M_w = 5,5$ für 500 Jahre Wiederkehrperiode, $M_w = 6,0$ für 1.000 Jahre Wiederkehrperiode und $M_w = 6,5$ für 2.500 Jahre Wiederkehrperiode. Im Einzelfall sollte geprüft werden, ob eine detaillierte Ermittlung der repräsentativen Magnituden im Seismologischen Gutachten erforderlich ist.

Anhang 2: Kommentare zu Kapitel 3 (Staudämme)

1 Allgemeines

Grundsätze zur erdbebengerechten Gestaltung von Erddämmen

Dammarten

Homogene Dämme sind in Abhängigkeit des jeweiligen Schüttstoffes nur für Bauwerke mit relativ geringer Höhe geeignet. Auch bei homogenen Dämmen ist ein Drän vorzusehen, um einen möglichen Wasseraustritt im Bereich der luftseitigen Böschung zu verhindern. Dies erfordert u. U. entsprechende Filterzonen zwischen dem eigentlichen Dammmaterial und dem Drän.

Höhere Dämme sind zoniert auszubilden, wobei den verschiedenen Materialzonen klare Funktionen zuzuordnen sind.

Die verschiedenen Funktionen der Materialzonen sind:

- Stützfunktion
- Dichtungsfunktion
- Filterfunktion
- Dränfunktion
- Erosionsschutzfunktion

Filter- und Kernzonen sind zur Erreichung eines guten Erdbebenverhaltens dicker auszubilden als dies aufgrund von üblichen hydraulischen und statischen Gesichtspunkten erforderlich wäre. Es ist anzustreben, dass nach der maßgebenden Erdbebeneinwirkung diese Zonen noch eine genügende Dicke (in der Größenordnung von mindestens 50 % der ursprünglichen Dicke) aufweisen, damit sie ihre Funktion weiterhin erfüllen.

Materialien

Folgende Materialien sind grundsätzlich zu vermeiden:

- Materialien mit organischen Beimengungen
- Wasserempfindliche Materialien
- Materialien mit wasserlöslichen Substanzen (Alterungseffekte)

Freibord

Bei der Bewertung des vorhandenen Freibords sind aus Erdbebensicht folgende Punkte zu beachten:

- Wellenhöhen infolge erdbebeninduzierten Rutschungen im Staubecken, unter Berücksichtigung des Aufbaus der Wellen an der Dammböschung
- Erdbebeninduzierte Setzungen und Rutschungen im Dammkörper

Benötigte Unterlagen

In der Regel sind zur Erlangung der benötigten Unterlagen Untersuchungen wie Feld- und Laborversuche erforderlich.

Falls vorhanden, werden Resultate von bereits durchgeführten Untersuchungen in der Umgebung oder Erkenntnisse aus ähnlichen Bauten für eine erste Abschätzung des Erdbebenverhaltens des Dammes zu Hilfe gezogen.

Für die Analyse der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauten sind vorhandene Baudokumentationen und Ergebnisse aus früheren Untersuchungen eingehend zu studieren. Besondere Beachtung ist dem bisherigen Verhalten der Anlage aufgrund von verschiedenen Messungen im Betrieb zu schenken. Eventuell aufgetretene Verhaltensanomalien sind kritisch in Hinsicht auf deren Ursachen zu untersuchen.

Bei Neubauten ist es zu empfehlen, für die Baumaterialien nicht nur Laborversuche, sondern auch Felduntersuchungen während und ggf. nach dem Bau vorzusehen. So lässt sich das Verhalten des Bodens in seinem in situ anstehenden Zustand untersuchen.

Materialkennwerte

Eigenschaften

Untergrund- und Damm-Materialien bestehen aus verschiedenen Phasen. Dies kann das Festigkeitsverhalten unter Erdbebeneinwirkung stark beeinflussen. Der Sicherheitsnachweis muss diese Gegebenheiten adäquat berücksichtigen.

Im Allgemeinen sind sowohl Labor- wie auch Feldversuche durchzuführen. Die verschiedenen Resultate aus Labor- und Feldversuchen für bestimmte Eigenschaften eines Materials sind zu vergleichen und miteinander zu korrelieren. Dabei sind die unterschiedlichen Versuchsbedingungen des Labors im Gegensatz zu den Bedingungen im Feld zu berücksichtigen.

Die Materialfestigkeiten sind bei zyklischer Beanspruchung im Allgemeinen geringer als bei statischer Beanspruchung. Als wichtigste Kenngröße gilt die Scherfestigkeit des Materials.

Bei dicht gelagerten Materialien werden die Porenwasserüberdrücke infolge Dilatanzeffekte bei den auftretenden Deformationen reduziert.

Nichtlinearitäten und linear äquivalente Bodenkennziffern

Das Verhalten der Materialien bei einer zyklischen Anregung ist nicht linear und unelastisch. In Abbildung 11 und Abbildung 12 sind mögliche Verläufe des Schubmoduls G und der Dämpfung D als Funktion der Schubdehnung und der Plastizitätseigenschaften dargestellt.

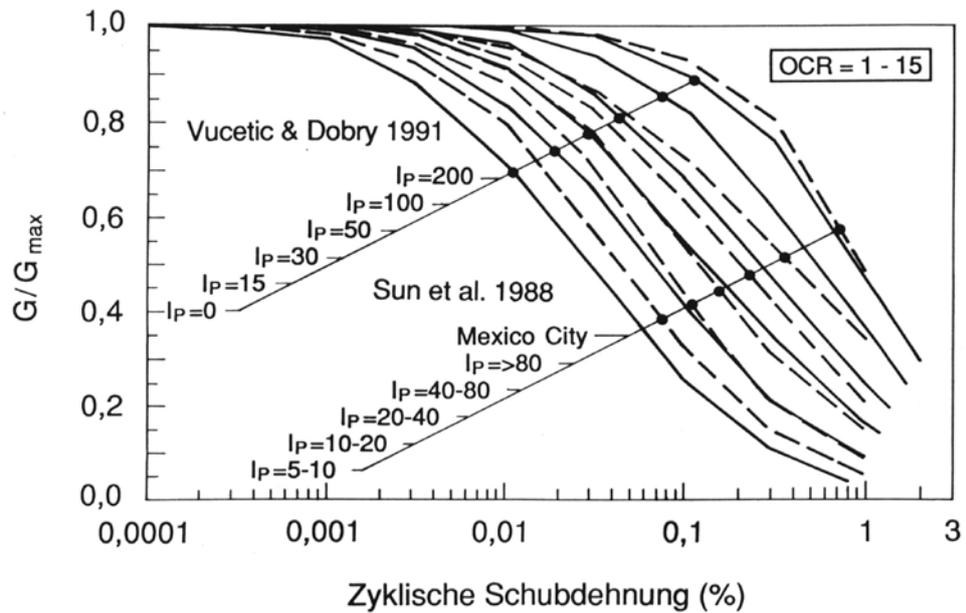


Abbildung 11: Verlauf des Schubmoduls G in Funktion der zyklischen Schubdehnung und der Plastizitätseigenschaften (nach Vucetic & Dobry, 1991 bzw. Sun et al., 1988), gestrichelte Linien: nach Versuchen von Sun et al., volle Linien: nach Versuchen von (Vucetic & Dobry 1991) (aus [BWG 2003])

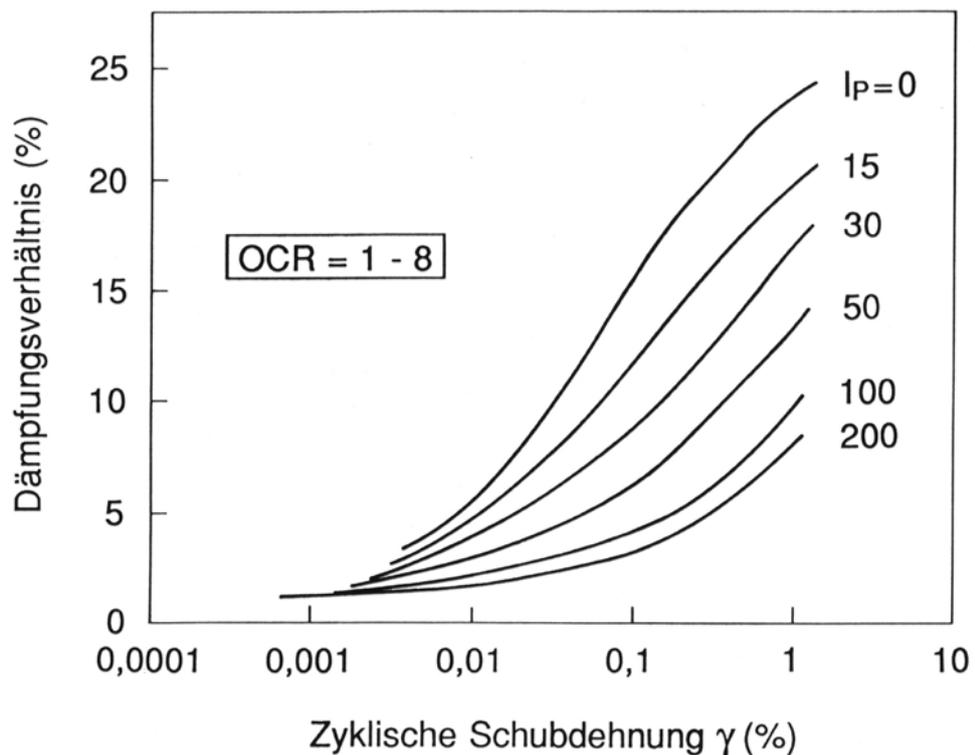


Abbildung 12: Verlauf der Dämpfung D in Funktion der zyklischen Schubdehnung und der Plastizitätseigenschaften (nach Vucetic & Dobry 1991) (aus [BWG 2003])

Bei jedem Be- und Entlastungszyklus wird Energie dissipiert. Um dieses Verhalten zu berücksichtigen, ist im Allgemeinen eine Berechnung in Zeitschritten notwendig.

Um die nichtlineare und unelastische Antwort der Materialien auf eine zyklische Belastung einfacher zu modellieren, sind verschiedene Methoden einsetzbar. Die einfachste ist die Methode mit linear äquivalenten Bodenkennziffern, in der die nichtlineare Berechnung durch eine linear elastische Berechnung ersetzt wird, welche iterativ die Schubdehnungen ermittelt. Dabei werden bei jedem Iterationsschritt sowohl der Schub-

modul als auch die Dämpfung aufgrund der berechneten Schubdehnungen neu bestimmt. Nachteilig ist, dass bei der Verwendung von linear äquivalenten Bodenkennziffern keine bleibenden Verformungen berechenbar sind.

Bei Verwendung von linear äquivalenten Bodenkennwerten in einer dynamischen Berechnung bestimmt sich die Dämpfung in Abhängigkeit der Erdbebenanregung und der daraus resultierenden Schubdehnungen. Bei vereinfachten Berechnungen mit dem Ersatzkraftverfahren kann die viskose Materialdämpfung des Bodens entsprechend der linear-äquivalenten Bodenparameter und der zu erwartenden Schubdehnung angepasst werden (siehe Abbildung 11 und Abbildung 12). DIN EN 1998-5 schlägt in Abhängigkeit der Spitzenbodenbeschleunigung $a_g \cdot S$ angepasste Dämpfungswerte vor, bei $a_g \cdot S = 2 \text{ m/s}^2$ - $\xi = 6 \%$ und bei $a_g \cdot S = 3 \text{ m/s}^2$ - $\xi = 10 \%$. Der Spektralwert der Erdbebenanregung wird entsprechend DIN EN 1998-1 für das geänderte Dämpfungsverhältnis bestimmt.

Untersuchungsmethoden

Untersuchungsprogramm

Sowohl Labor- wie Felduntersuchungsmethoden zur Erfassung der Materialeigenschaften haben ihre Stärken und Schwächen. Das Untersuchungsprogramm hat darauf Rücksicht zu nehmen und projektspezifisch auszurichten.

Zur Untersuchung der dynamischen Untergrundverhältnisse werden primär Felduntersuchungsmethoden empfohlen, da bei ihnen die Lagerungsbedingungen im ungestörten Material am besten erfasst werden.

Zur Untersuchung der Dammmaterialien für einen Neubau oder für einen Ergänzungsbau sind Laborversuche empfohlen bzw. erforderlich. Der Nachteil gestörter Lagerungsbedingungen entfällt, da bei Neu- und Ergänzungsbauten die Materialien aufbereitet werden.

Bei der Verwendung von Erfahrungswerten ist auf eine hinreichende Konservativität zu achten.

Feldmethoden:

Die in diesem Abschnitt aufgeführten Feldmethoden dienen der Bestimmung

- von Schichtverläufen im Baugrund
- der Materialzonen bei bestehenden Dämmen
- von dynamischen Bodenkennwerten
- des Verflüssigungspotenzials eines Bodenmaterials

Dabei sind hauptsächlich Versuche erwähnt, die besonders bei dynamischen Fragen eingesetzt werden.

Geophysikalische Versuche

Geophysikalische Versuche, wie Crossholeseismik, Refraktionsseismik etc., erlauben einerseits Schichtgrenzen und andererseits dynamische Kenngrößen (Schub- und E-Moduln) für ganze Schichten und Schichtpakete zu ermitteln. Dabei sind zur Interpretation von seismischen Profilen geologische Aufschlüsse beizuziehen.

Solche geophysikalische Versuche eignen sich allerdings nur für den kleinen Dehnungsbereich.

Durch Anwendung der Methode des kritischen Zustandes lässt sich mit geophysikalischen Versuchen auch das Verflüssigungspotenzial bestimmter Schichten ermitteln.

Dynamische Eindringversuche und Drucksondierungen (SPT- und CPT-Versuche)

Die in situ-Verhältnisse (z. B. Verkittungen, spezielle Lagerungsverhältnisse, etc.) werden mit Feldversuchen, wie dynamische Eindringversuche (SPT), Drucksondierungen (CPT etc.) und auch Flügelsondierungen, am besten erfasst.

Der „Standard Penetration Test“ (SPT) ist dabei der am häufigsten verwendete und am besten abgestützte Versuch, was empirische Korrelationen der Messwerte mit verschiedenen statischen und dynamischen Materialeigenschaften betrifft.

SPT- und CPT-Versuche sind jedoch nur in relativ feinkörnigen Materialien gut geeignet. Für grobkörnigere Materialien kommt der Versuch mit dem „Becker Hammer“ in Frage, dessen Durchführung aber teurer als SPT- und CPT-Versuche ist. Außerdem sind die empirischen Korrelationen der Messwerte eines solchen Versuchs mit den Materialeigenschaften weniger gut abgestützt als bei den anderen Versuchen.

Sowohl der SPT- als auch der CPT-Versuch dienen zunächst der Erfassung der verschiedenen Schichten des Baugrundes und der Klassifikation dieser Schichten in die entsprechenden Bodentypen.

Aus SPT-Versuchen lässt sich außerdem das Verhalten eines Bodens bezüglich eines erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbaus abschätzen, indem empirische Korrelationen angewandt werden. Auch für CPT-Versuche existieren ähnliche Korrelationen. Damit lässt sich die restliche Festigkeit s_r bei hohen erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücken abschätzen.

Labormethoden

Die in diesem Abschnitt aufgeführten Labormethoden dienen der Bestimmung

- der dynamischen Bodenkennwerte (Schubmodul, Materialdämpfung) und
- des Verflüssigungspotenzials eines Bodens.

Mittels Laborversuchen wird das Materialverhalten in einem größeren Dehnungsbereich ermittelt. Im Gegensatz zu Feldversuchen sind zudem Parametervariationen möglich. Nachteilig ist, dass bei der Probenentnahme stets mit Probenstörungen zu rechnen ist. Deshalb sind Resultate aus Laborversuchen mit denjenigen aus Feldversuchen zu vergleichen und zu korrelieren.

Die durchgeführten Laborversuche haben den Spannungsbereich abzudecken, der im Feld bei einem Erdbebenereignis auftritt.

Bei Neubauten ist es zu empfehlen, für die Baumaterialien nicht nur Laborversuche, sondern auch Felduntersuchungen während und nach dem Bau vorzusehen. So lässt sich das Verhalten des Bodens in seinem in situ anstehenden Zustand untersuchen.

Nebst den nachfolgend genannten Laborversuchen, welche vor allem für dynamische Zwecke eingesetzt werden, ist die Durchführung von anderen Standardlaborversuchen notwendig. Zu diesen gehören beispielsweise die Bestimmung der Korngrößenverteilung und der Dichte des Bodens oder die Ermittlung von Fes-

tigkeitseigenschaften für statische Einwirkungen. Eine wichtige Kenngröße ist dabei die Restscherfestigkeit φ'_r , welche sich nach sehr großen Deformationen einstellt. Diese wird mittels Ringscherversuchen ermittelt oder mit triaxialen Scherversuchen angenähert.

Resonant-Column-Versuch (RC-Versuch)

Der RC-Versuch ist der Standardversuch zur Bestimmung der Deformationsmodule (G-Modul und E-Modul) nach der Elastizitätstheorie.

Mit dem RC-Versuch kann zudem die Dämpfung des Materials bestimmt werden.

Zyklische Scherversuche

Zu den zyklischen Scherversuchen gehören die zyklischen Triaxial-, Torsions- und einfachen Scherversuche.

Nebst den Festigkeitseigenschaften lassen sich mit zyklischen Scherversuchen auch die dynamischen Verformungseigenschaften sowie das Verflüssigungspotenzial des Materials ermitteln.

Berechnungsmethoden

Modellbildung

Die Energieabstrahlung in den Untergrund darf berücksichtigt werden, jedoch sind die konkreten geologischen Verhältnisse sorgfältig zu beurteilen.

Die dynamische Einwirkung des gestauten Wassers darf in der Regel wegen den flachen Böschungsneigungen vernachlässigt werden.

Vereinfachte Berechnungen der Gleitverschiebung

Für eine Abschätzung der Gleitverschiebungen und der Gleitsicherheit von Böschungen sind vereinfachte Methoden z. B. gemäß Makdisi & Seed (1978), basierend auf Methoden nach Newmark, entwickelt worden.

Gleitblockmethode nach Newmark (1965)

Bei dieser Methode wird zunächst mittels einer vereinfachten Stabilitätsanalyse die kritische Bodenbeschleunigung a_c berechnet, bei welcher die untersuchte Böschung einen Bruch entlang einer Gleitfläche erfährt.

Wird diese Böschung dem Bemessungserdbeben ausgesetzt, so tritt jedes Mal eine inkrementelle Gleitbewegung auf, wenn die Beschleunigung infolge Erdbeben die kritische Beschleunigung a_c überschreitet. Die totale Verschiebung ergibt sich als Summe der inkrementellen Verschiebungen:

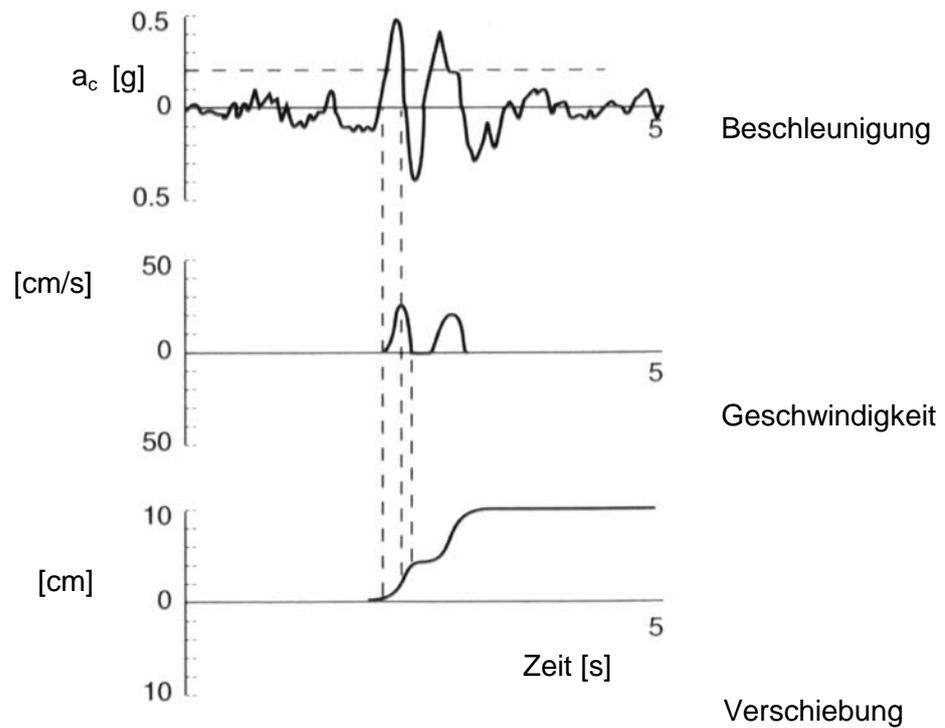


Abbildung 13: Bestimmung der inkrementellen Verschiebungen nach Newmark (1965) (aus [BWG 2003])

Vereinfachte Methoden

Das Ausmaß der totalen Gleitverschiebung wird vereinfacht z. B. mit Hilfe von Diagrammen nach Makdisi & Seed (1978) berechnet. In Abbildung 14 zeigt die totale Verschiebung, in Abhängigkeit der Größe des Erdbebens:

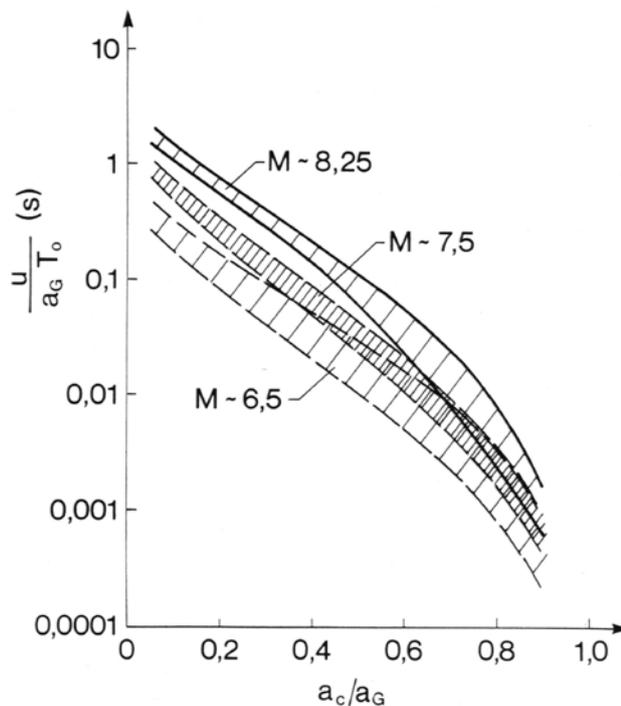


Abbildung 14: Diagramm nach Makdisi & Seed (1978) (aus [BWG 2003])

Im Anhang 1 Kapitel 9.4 wurde dabei der Bereich entsprechend einer Magnitude von 6,5 gewählt. Dadurch ergeben sich für Baden-Württemberg allgemein repräsentative Werte.

Dynamische Finite-Element-Analysen

Finite-Element-Berechnungen basieren auf einer Zerlegung der untersuchten Struktur in einzelne Elemente, welche in den Knotenpunkten miteinander verbunden sind.

Die als Unbekannte eingeführten Verschiebungen (und Rotationen) in den einzelnen Knoten werden mit Hilfe von kinematischen Beziehungen und Stoffgesetzen aufgrund der Gleichgewichtsbedingungen in den Knoten berechnet. Aus den Verschiebungen der Knoten folgen die Verzerrungen und Spannungen in den Elementen.

Bei der linear-äquivalenten Methode wird das Materialverhalten bei dynamischer Beanspruchung mittels linear-äquivalenten Bodenkennziffern genügend genau modelliert. Solche Analysen beruhen im Allgemeinen auf totalen Spannungen. Sie erlauben es nicht, bleibende Deformationen zu berechnen. Als Alternative können elasto-plastische Materialgesetze verwendet werden, womit auch die Berechnung von bleibenden Deformationen möglich ist.

Die verschiedenen Berechnungsmethoden basieren auf einer Zeitintegration, um den Einfluss der Nichtlinearitäten zu berücksichtigen. Der Einfluss des Porenwasserdruckanstiegs ist aus Laborversuchen abzuleiten und in der Zeitberechnung stufenweise durch Anpassung der Verformungs- und Festigkeitseigenschaften zu berücksichtigen.

Für besondere Untersuchungen sind wirklichkeitsgetreuere Modelle mit Berücksichtigung der Nichtlinearitäten zu verwenden. Solche nichtlinearen Analysen beruhen auf effektiven Spannungen. Die Berechnungsmethoden basieren auf einer direkten Integration der nichtlinearen Bewegungsgleichungen. Die Porenwasser-spannungen werden in die Bewegungsgleichungen miteinbezogen.

2 Dämme der Talsperrenklasse 2 und sehr kleine bis mittlere HRB

Materialeigenschaften

Neubauten

Für die Bestimmung der verschiedenen Schichtverläufe sowie für deren Klassifikation eignen sich besonders Kernbohrungen mit anschließenden Untersuchungen im Labor und womöglich zusätzlich auch Sondierungen wie SPT oder CPT (bei feinkörnigen Böden).

Die Eigenschaften von Probenmaterial aus Kernbohrungen im Untergrund lassen sich wie die Eigenschaften der Dammschüttmaterialien mit Laborversuchen bestimmen. Die zu bestimmenden Eigenschaften umfassen mindestens

- Kornverteilung
- Raumgewicht der Festsubstanz
- Plastizitätseigenschaften bei feinkörnigen Böden (Atterberg-Grenzen und Plastizitätsindex)
- Statische Festigkeitseigenschaften
- Verflüssigungspotenzial
- Verdichtungseigenschaften

Bestehende Bauten

Zur Erfassung der Materialeigenschaften bei bestehenden Bauten gelten grundsätzlich die gleichen Überlegungen wie bei Neubauten.

Die Baudokumentationen und Messungen während des Betriebes sind, falls vorhanden, eingehend zu studieren.

Aufgrund der Materialeigenschaften (Korngrößenverteilung, Lagerungsdichte) lassen sich die Bereiche, in denen ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckaufbau zu erwarten ist, identifizieren. Für diese Materialien sind Untersuchungen anzuordnen, welche ihre dynamischen Eigenschaften erfassen. Werden ausnahmsweise keine Neuuntersuchungen vorgesehen, so ist mit sehr konservativen Annahmen der Materialeigenschaften zu rechnen.

Die Untersuchungen bei bestehenden Bauten sind nach den Grundsätzen für Neubauten durchzuführen.

Modellbildung

Eine mögliche asynchrone Anregung des Untergrundes in Bezug auf die Längsrichtung des Dammes wird vernachlässigt.

Bewertung des potenziellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Es sind insbesondere locker gelagerte, kohäsionslose, homogene Sande, welche im gesättigten Zustand bei zyklischer Belastung zur Entwicklung von hohen Porenwasserüberdrücken neigen. Dicht gelagerte Sande zeigen beim Bruch ein dilatantes Verhalten, so dass die erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücke im Allgemeinen wieder abgebaut werden.

Die Bewertung aufgrund von SPT-Versuchen basiert auf empirischen Korrelationen nach Seed & Idriss (1982, vgl. Abbildung 15):

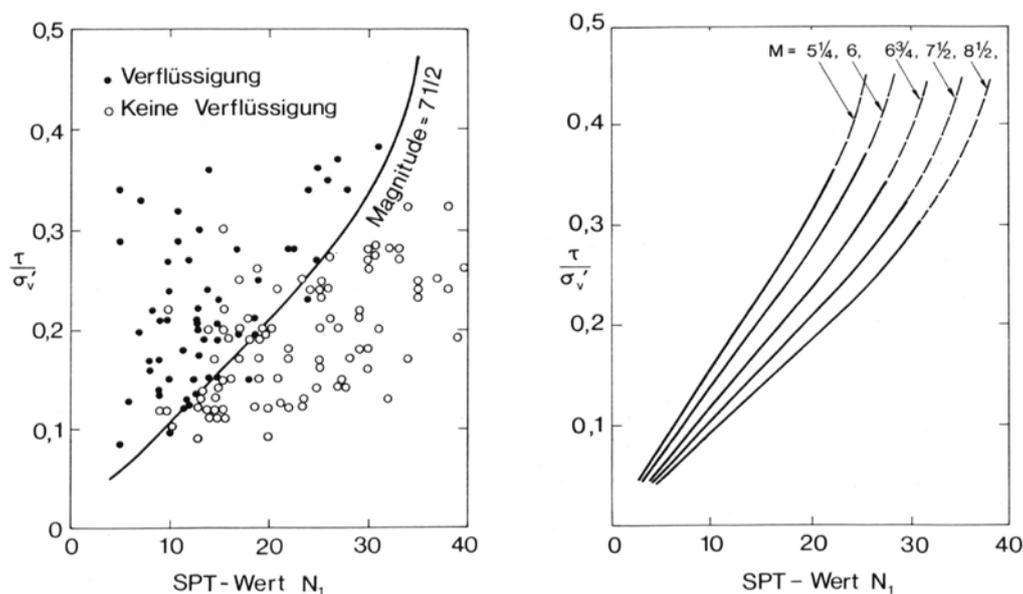


Abbildung 15: Bewertung des Verflüssigungspotenzials nach Seed und Idriss (1982) (aus [BWG 2003])

Zur Abschätzung der mobilisierbaren Scherfestigkeit sind aufgrund der Untersuchungen von H.B. Seed weitere Korrelationen entwickelt worden. Die Gleichung in Kapitel 3.1.4.3 zur Berechnung der restlichen Scherfestigkeit basiert auf SPT-Versuchen gemäß Abbildung 16 (nach Stark & Mesri 1992):

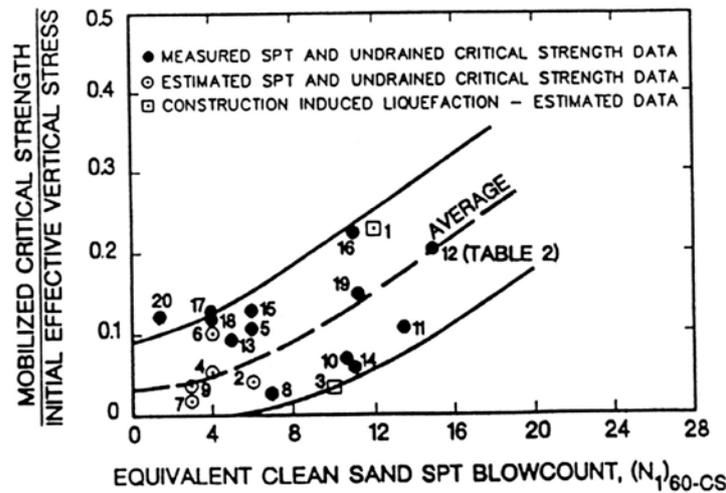


Abbildung 16: Mobilisierbare Scherfestigkeit aufgrund von SPT-Versuchen, nach Stark und Mesri (1992) (aus [BWG 2003])

Die Punkte 1 bis 20 in Abbildung 16 stellen dabei verschiedene Ereignisse von Bodenverflüssigungen dar. Mit Berücksichtigung des undrained Verhaltens des jeweiligen Materials ergibt sich schließlich der Zusammenhang gemäß Abbildung 17:

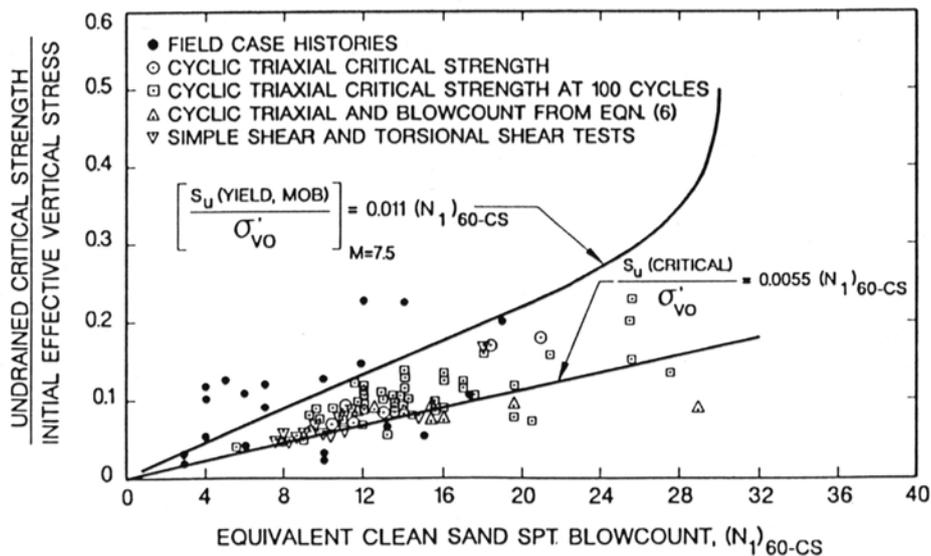


Abbildung 17: Korrelation zwischen den Resultaten aus SPT-Versuchen und der undrained Scherfestigkeit, nach Stark und Mesri (1992) (aus [BWG 2003])

3 Dämme der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H \leq 40$ m Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden

Neubauten

In der Literatur sind verschiedene Ansätze zu finden, welche für eine bestimmte Materialart den Verlauf des Schubmoduls G bzw. der Materialdämpfung D mit den Schubdehnungen γ beschreiben. Diese Ansätze beschreiben in der Regel den Verlauf der Funktion G/G_{\max} bzw. D/D_{\max} in Abhängigkeit der Schubdehnungen γ . G_{\max} bzw. D_{\max} bedeuten dabei die Werte des maximalen Schubmoduls bzw. der maximalen Dämpfung.

Zur Anpassung dieser Kurven an die lokalen Verhältnisse (Lagerungsdichte etc.) ist in dynamischen Untersuchungen mindestens der Wert für G_{\max} zu bestimmen. Das Dämpfungsverhältnis D kann in der Regel konservativ aus ähnlichen Materialien abgeleitet werden.

Bestehende Bauten

Zur Erfassung der Materialeigenschaften bei bestehenden Bauten gelten grundsätzlich die gleichen Überlegungen wie bei Neubauten.

Die Baudokumentationen und Messungen während des Betriebes sind eingehend zu studieren.

Aufgrund der Materialeigenschaften (Korngrößenverteilung, Lagerungsdichte) lassen sich die Bereiche, in denen ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckaufbau zu erwarten ist, identifizieren. Für diese Materialien sind Untersuchungen anzuordnen, welche ihre dynamischen Eigenschaften erfassen. Werden ausnahmsweise keine Neuuntersuchungen vorgesehen, so ist mit sehr konservativen Annahmen der Materialeigenschaften zu rechnen.

Modellbildung

Eine mögliche asynchrone Anregung des Untergrundes in Bezug auf die Längsrichtung des Dammes wird vernachlässigt.

Grundsätzlich entspricht das Vorgehen zur Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und große HRB dem Vorgehen in Kapitel 3.2.3 für Dammbauwerke der Talsperrenklasse 2 und kleine bis mittlere HRB.

Die einzigen Unterschiede zu der Berechnung von Dammbauwerken der Talsperrenklasse 1 und große HRB sind:

- die vertiefte Analyse der Verflüssigung mit Feldversuchen
- die Berechnung der Gleitverschiebungen mit engeren Grenzwerten der Zulässigkeit

4 Dämme der Talsperrenklasse 1 und große HRB, beide mit $H > 40$ m

Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden

Neubauten

Methoden zur Erfassung der Eigenschaften des Untergrundes:

Zur Ermittlung der statischen und dynamischen Eigenschaften der Materialien sind Laborversuche mit möglichst ungestörten Bodenproben aus Kernbohrungen durchzuführen.

Empirische Korrelationen von Feldversuchen mit diesen Materialeigenschaften sind nur für Vorstudien erlaubt.

Methoden zur Erfassung der Eigenschaften der Dammschüttmaterialien:

Zu berücksichtigen ist das unterschiedliche Verhalten der Materialien im Labor im Gegensatz zum Verhalten im Dammkörper. Im Allgemeinen sind deshalb während und nach dem Bau des Dammes zusätzliche Feldversuche durchzuführen. So lassen sich die getroffenen Annahmen kontrollieren.

Bestehende Bauten

Grundsätzlich wird davon ausgegangen, dass bei Dämmen der Talsperrenklasse 1 und bei große HRB in die vorhandenen Baudokumente eine ausführliche Beschreibung sowohl der Untergrundverhältnisse als auch des Dammkörpers enthalten. Diese umfassen jedoch im Allgemeinen nur statische Kenngrößen.

Diese Dokumente sind eingehend zu evaluieren. Zudem geben die während dem Betrieb durchgeführten Messungen der Deformationen und der Porenwasserdrücke weitere Erkenntnisse über das Verhalten des Dammes und über eventuelle Anomalien.

Aufgrund der Materialeigenschaften (Korngrößenverteilung, Lagerungsdichte) lassen sich die Bereiche, in denen ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckaufbau zu erwarten ist, identifizieren. Für diese Materialien sind Untersuchungen anzuordnen, welche ihre dynamischen Eigenschaften erfassen. Werden ausnahmsweise keine Neuuntersuchungen vorgesehen, so ist mit sehr konservativen Annahmen der Materialeigenschaften zu rechnen.

Untersuchungen bestehender Bauten sind nach den Grundsätzen für Neubauten durchzuführen.

Anhang 3: Berechnungsgrundlagen für Staumauern (zu Kapitel 5)

1 2D-Modellierung einer Gewichtsstaumauer

In Abbildung 18 sind ein Schnitt einer Gewichtsstaumauer sowie die für die Berechnung wichtigsten Grundbegriffe dargestellt.

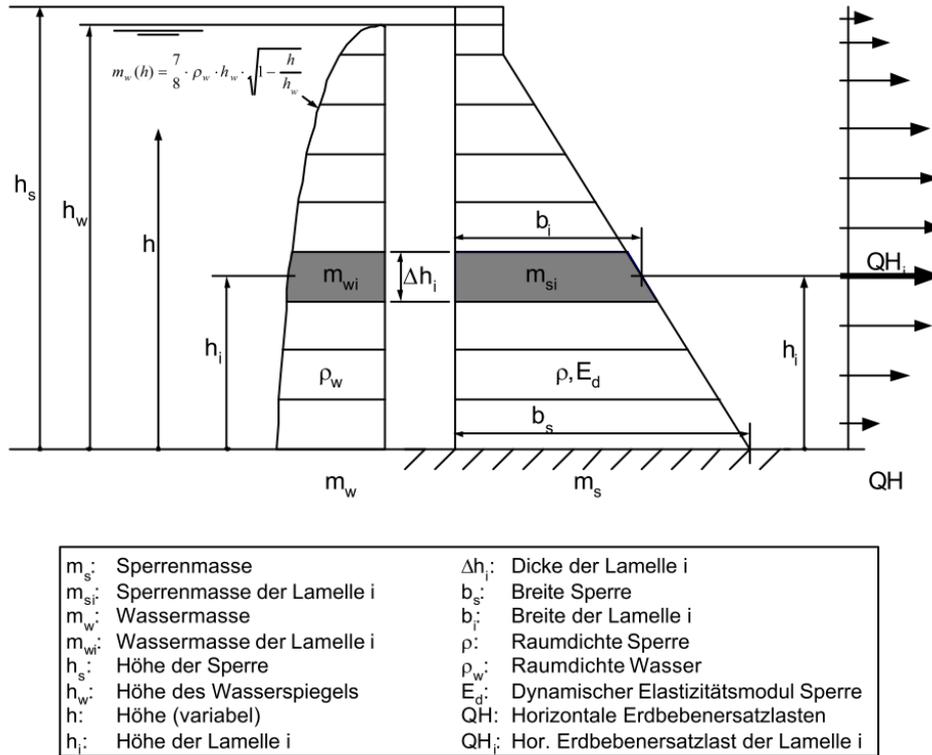


Abbildung 18: Schnitt einer Gewichtsstaumauer sowie wichtigste Grundbegriffe.

Aus praktischen Gründen wird die Mauer in verschiedene horizontale Lamellen unterteilt. Die Wahl der Lamelleneinteilung erfolgt aufgrund der Sperrform, der Lage des Wasserspiegels und der gewünschten Genauigkeit. Die einzelnen Lamellen können dabei unterschiedliche Dicken aufweisen.

2 Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse

Die mitschwingende Wassermasse aus dem dynamischen Einfluss des Wassers auf die Sperrschicht mit näherungsweise vertikaler wasserseitiger Maueroberfläche, ergibt sich nach Westergaard (1931) in Abhängigkeit der Höhe h zu:

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot h_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}}$$

Für die Lamelle i gilt:

$$m_{wi} = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot h_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \cdot \Delta h_i$$

Werden für eine Mauer verschiedene Querschnitte untersucht, so ist für jeden Schnitt die jeweilige Höhe h_w einzusetzen. Dasselbe gilt für Bogenstaumauern, indem die gesamte Wassermasse aus den Anteilen verschiedener Vertikalschnitte mit jeweiliger Höhe h_w zusammengesetzt werden kann.

3 Empirische Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz von Gewichtsstaumauern

Für Gewichtsstaumauern mit Dreieckquerschnitt lässt sich die erste Eigenfrequenz (Grundfrequenz) f_s als Näherung nach untenstehender Formel berechnen. Bei leicht abweichender Form kann ein Dreieck mit gleicher Höhe und gleichem Flächeninhalt wie der tatsächliche Querschnitt approximiert werden.

$$f_s = \alpha \cdot \frac{b_s}{h_s^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d}{\rho}} \quad ; \text{ maximal 10 Hz.}$$

Die Begrenzung auf 10 Hz erfolgt gestützt auf die Beobachtung, dass die Flexibilitätseigenschaften des Untergrundes dann maßgebend werden.

Die Grundperiode T_s in Sekunden ist dann

$$T_s = 1 / f_s$$

α ist ein Formbeiwert, welcher von der Sperrenform abhängt. Dieser ist in Tabelle 6 für verschiedene Verhältnisse b_s/h_s und für vollen bzw. leeren See dargestellt. Für dazwischen liegende Fälle kann der Beiwert interpoliert werden.

Tabelle 6: Beiwerte zur Berechnung der ersten Eigenfrequenz (Grundfrequenz).

b_s / h_s	α (leerer See)	α (voller See)
0,6	0,19	0,13
0,8	0,17	0,12
1,0	0,15	0,11

4 Spektrale Beschleunigung

Die maßgebende Spektralbeschleunigung lässt sich aus dem Antwortspektrum anhand der ersten Eigenperiode (Grundperiode, Resonanzperiode) herauslesen (Abbildung 19).

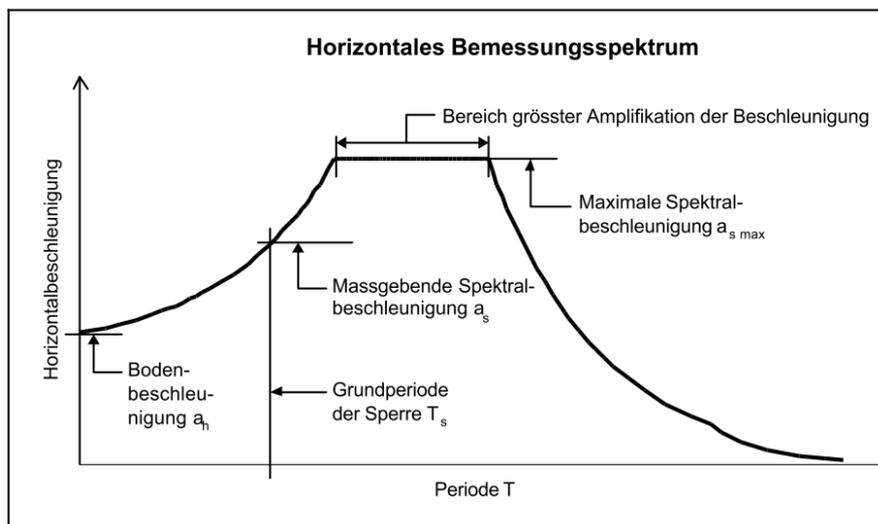


Abbildung 19: Bestimmung der horizontalen Beschleunigung aus dem Antwortspektrum

Falls keine empirische Bestimmung der Grundperiode vorliegt, muss angenommen werden, dass diese im Bereich der größten Amplifikation des Antwortspektrums liegt.

Durch die Bestimmung der ersten Eigenfrequenz mit der entsprechenden Spektralbeschleunigung wird ein Großteil der seismischen Belastung erfasst. Der Anteil der höheren Eigenformen wird durch einen Korrekturfaktor berücksichtigt. Aus Abbildung 20 ist ersichtlich, dass die höheren Eigenformen unter einer gewissen Periode keine Amplifikation der Beschleunigung mehr erfahren, die Spektralbeschleunigung entspricht dann der Bodenbeschleunigung. Der Einfluss der ersten Eigenform ist demnach umso größer, je höher ihre Spektralbeschleunigung über der Bodenbeschleunigung liegt, d. h. je größer das Verhältnis a_s/a_h ist. Je kleiner das Verhältnis a_s/a_h wird, desto mehr gewinnen die höheren Eigenformen an Bedeutung. Der entsprechende Korrekturfaktor ψ_k ist in Abbildung 20 dargestellt.

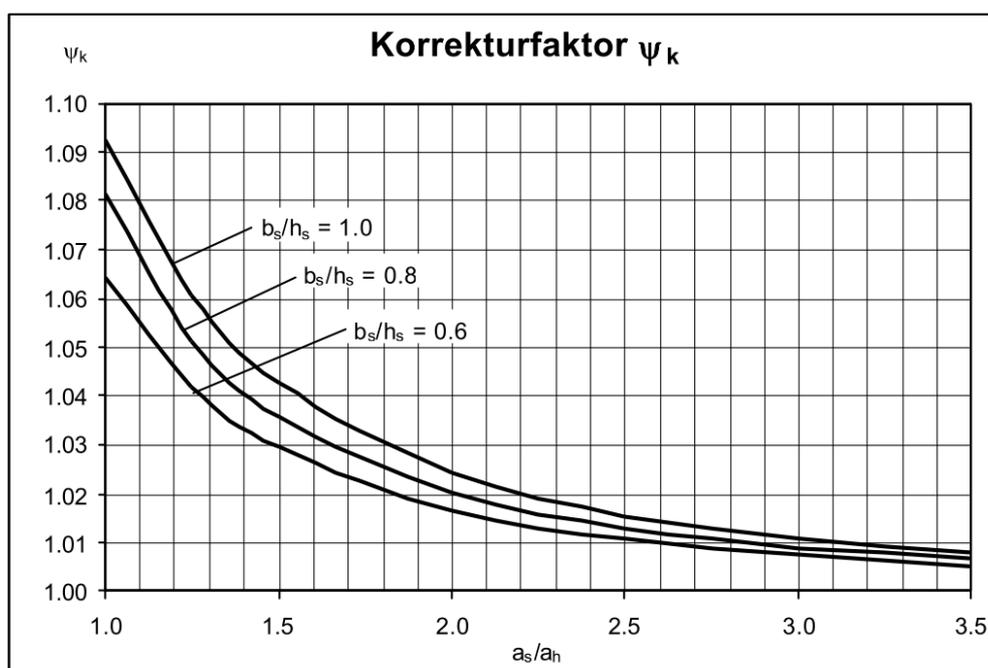


Abbildung 20: Korrekturfaktor ψ_k zur Berücksichtigung von höheren Eigenformen

5 Empirische Bestimmung der ersten modalen Verformung bei Gewichtsstau Mauern

Die erste modale Verformung stellt ein Hin- und Herschwingen der Sperre mit maximaler Auslenkung an der Krone dar. Die Form der Biegelinie ist für alle Verhältnisse b_s/h_s ähnlich und kann durch folgende Funktion ausgedrückt werden:

$$\psi_i = 0.69 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^3 + 0.14 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^2 + 0.17 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)$$

Der so gewonnene Formfaktor ψ_i stellt die Verformung auf der Höhe h_i im Verhältnis zur maximalen Verformung an der Krone (Höhe h_s) dar und wird für die Verteilung der Erdbebenbelastung über die Sperrenhöhe verwendet. Er ist in Abbildung 21 grafisch dargestellt.

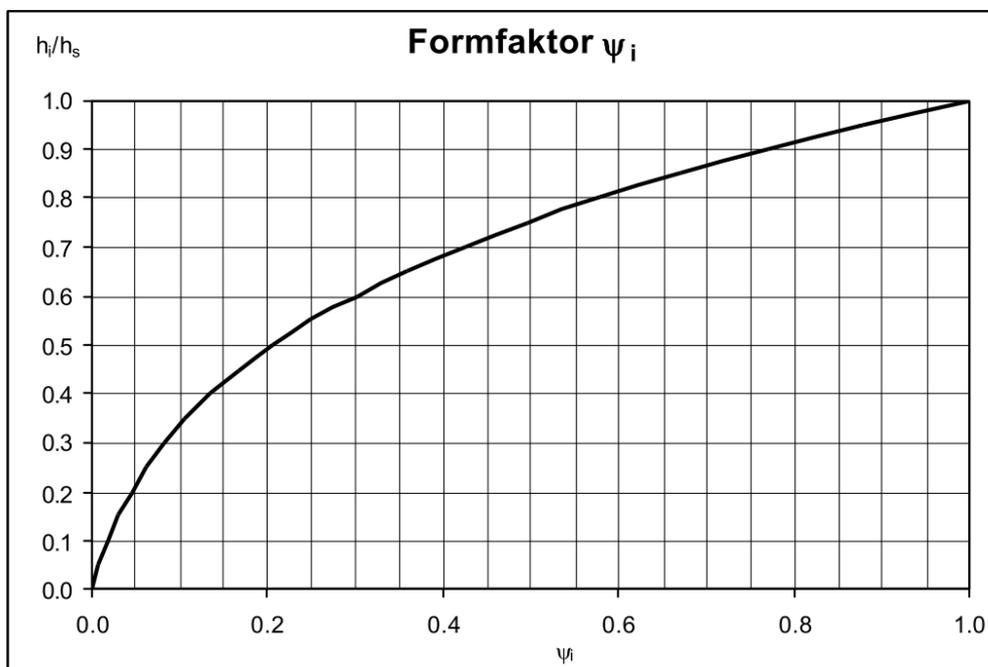


Abbildung 21: Formfaktor ψ_i zur Verteilung der Erdbebenersatzlast über die Höhe.

6 Bestimmung der Erdbebenlasten nach vereinfachter Antwortspektrenmethode (erster Mode der Eigenschwingformen)

Im 2D-Modell ist sowohl die Horizontalkomponente als auch die Vertikalkomponente des Erdbebens zu berücksichtigen. Die Bestimmung der horizontalen Erdbebenersatzlast ist in Bezug auf Abbildung 18 nachfolgend beschrieben.

Die Sperrenmasse ergibt sich für die Lamelle i zu

$$m_{si} = \rho_s b_i \Delta h_i$$

Mit der mitschwingenden Wassermasse m_{wi} ergibt sich die totale Masse der Lamelle i zu

$$m_i = m_{wi} + m_{si}$$

Diese Masse wird mit einem Massenbeiwert reduziert, der angibt, welcher Anteil der Gesamtmasse in der ersten Eigenfrequenz mitschwingt. Der Massenbeiwert ψ_m ist in Tabelle 7 dargestellt.

Tabelle 7: Massenbeiwert der ersten Eigenfrequenz (Grundfrequenz)

b_s / h_s	ψ_m (leerer See)	ψ_m (voller See)
0,6	0,39	0,41
0,8	0,39	0,43
1,0	0,40	0,44

Die auf die gesamte Sperre wirkende horizontale Erdbebenersatzlast ergibt sich aus der Spektralbeschleunigung, dem Massenbeiwert, dem Korrekturfaktor und der Gesamtmasse der Sperre zu

$$QH_{tot} = a_s \cdot \psi_k \cdot \psi_m \cdot \sum m_i$$

und ist gemäß dem Formfaktor der Biegelinie wie folgt über die Bauwerkshöhe zu verteilen:

$$QH_i = QH_{tot} \cdot \frac{m_i \cdot \psi_i}{\sum m_i \cdot \psi_i}$$

Die mit diesem Verfahren für alle Lamellen bestimmten Einzellasten sind als statische Lasten auf das Stabmodell bzw. FE-Modell zu übertragen. Daraus lässt sich die Beanspruchung der Sperre infolge der Horizontalkomponente des Erdbebens bestimmen.

Zur Bestimmung der vertikalen Erdbebenersatzlast wird nur die Sperrenmasse berücksichtigt. Das Wasser hat auf die Vertikalschwingung der Sperre keinen Einfluss. Die Frequenzen für Vertikalschwingungen sind in der Regel so hoch, dass die gesamte Mauer mit der vertikalen Bodenbeschleunigung angeregt wird. Es findet keine Amplifikation statt.

Mit der gesamten mitschwingenden Sperrenmasse ergibt sich die totale vertikale Ersatzlast zu

$$QV_{tot} = a_v \cdot \sum m_{si}$$

Für die einzelne Lamelle gilt:

$$QV_i = a_v \cdot m_{si}$$

7 Bestimmung der Erdbebenlasten nach pseudostatischer Methode mit einheitlicher modaler Verformung

Falls keine empirische oder genauere Bestimmung der Grundfrequenz und der ersten modalen Verformung (z. B. Anhang 3 Kapitel 5) vorliegt bzw. die Sperrengeometrie die erforderliche Approximierung auf den Dreieckquerschnitt nicht zulässt, kann die Erdbebenbelastung nach pseudostatischer Methode mit einheitlicher modaler Verformung bestimmt werden. Es ist sowohl die Horizontalkomponente als auch die Vertikal-

komponente des Erdbebens zu berücksichtigen. Die Bestimmung der horizontalen Erdbebenersatzlast ist mit Bezug auf Abbildung 18 nachfolgend beschrieben.

Die Sperrenmasse ergibt sich für die Lamelle i zu

$$m_{si} = \rho_s b_i \Delta h_i$$

Mit der mitschwingenden Wassermasse m_{wi} ergibt sich die totale Masse der Lamelle i zu

$$m_i = m_{wi} + m_{si}$$

Mit der gesamten mitschwingenden Masse und der Spektralbeschleunigung a_s ergibt sich die totale horizontale Ersatzlast zu

$$QH_{tot} = a_s \cdot \sum m_i$$

Für die einzelne Lamelle gilt:

$$QH_i = a_s \cdot m_i$$

Zur Bestimmung der vertikalen Erdbebenersatzlast wird nur die Sperrenmasse berücksichtigt. Das Wasser hat auf die Vertikalschwingung der Sperre keinen Einfluss. Die Frequenzen für Vertikalschwingungen sind in der Regel so hoch, dass die gesamte Mauer mit der vertikalen Bodenbeschleunigung angeregt wird. Es findet keine Amplifikation statt. Die Vertikalbeschleunigung a_v wird gemäß dem Nachweisbeben bestimmt.

Mit der gesamten mitschwingenden Sperrenmasse ergibt sich die totale vertikale Ersatzlast zu

$$QV_{tot} = a_v \cdot \sum m_{si}$$

Für die einzelne Lamelle gilt:

$$QV_i = a_v \cdot m_{si}$$

Die vertikale Erdbebenersatzlast kann somit als Reduktion bzw. Erhöhung des Eigengewichts der Sperre angesehen werden, je nach Richtung ihrer Wirkung. Dabei ist die Exzentrizität der Wirkungslinie gegenüber dem Berechnungsquerschnitt zu berücksichtigen. Es sind beide Wirkungsrichtungen (nach oben und nach unten) in Betracht zu ziehen.

8 Modellierung des Untergrundes mit Finiten Elementen

Wenn der Untergrund mit Finiten Elementen modelliert wird, hat die Modellgröße gemäß Abbildung 22 (Beispiel für halbkreisförmige Modellausdehnung) folgende Beziehungen zu erfüllen:

$$\begin{aligned}
 R_f &> 1,0 H && \text{für } E_b / E_s = 1,0 \\
 R_f &> 1,5 H && \text{für } E_b / E_s = 0,5 \\
 R_f &> 2,0 H && \text{für } E_b / E_s = 0,25
 \end{aligned}$$

- E_s : Elastizitätsmodul der Sperre
- E_b : Elastizitätsmodul des Untergrundes
- H : Sperrenhöhe
- R_f : Räumliche Modellausdehnung des Untergrundes

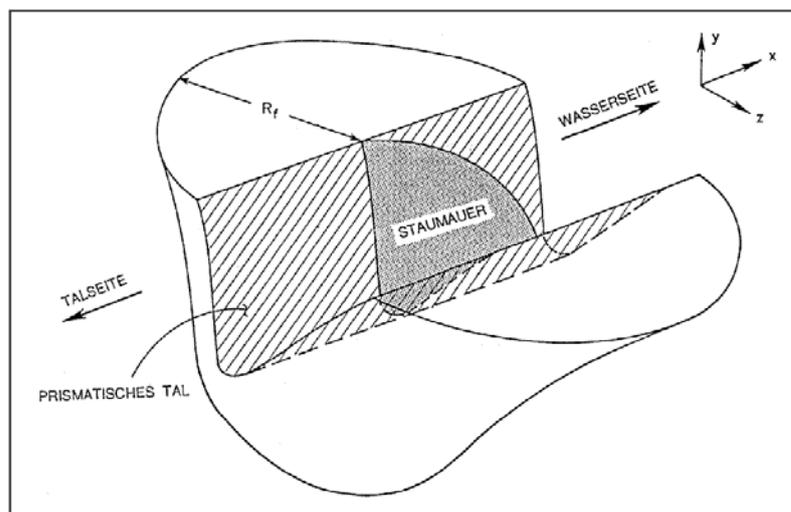


Abbildung 22: Räumliche Ausdehnung des FE-Modells

9 Kombination der seismischen Lasten

Bei der Analyse mit der Antwortspektrenmethode sind die seismischen Lasten gemäß Tabelle 8 zu kombinieren.

Tabelle 8: Vorzeichen des Nachweisbebens

Lastfall	2D-Modell		3D-Modell		
	horizontal	vertikal	See-Tal	links-rechts	vertikal
1	+	+	+	+	+
2	+	-	+	+	-
3	-	+	+	-	+
4	-	-	+	-	-
5			-	+	+
6			-	+	-
7			-	-	+
8			-	-	-

Für jeden partiellen Lastfall sind die Verschiebungen und Beanspruchungen separat darzustellen.

10 Berechnung der maximalen Verformungen und Beanspruchungen aus den Maximalwerten der Eigenform

Die maximalen Verformungen und Beanspruchungen werden aus den Maximalwerten jeder einzelnen Eigenform nach der Antwortspektrenmethode berechnet. Dabei werden die Anteile der einzelnen Eigenformen für jede Anregungsrichtung (Komponente) separat nach der SRSS-Methode (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate der Beiträge der einzelnen Modes) überlagert.

$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{ix}^2}, \quad S_y = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{iy}^2}, \quad S_z = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{iz}^2}$$

S_x, S_y, S_z : Maximale totale Verformung oder Beanspruchung für die x-, y- und z-Komponente des Erdbebens

S_{ix}, S_{iy}, S_{iz} : Maximale Verformung oder Beanspruchung der Eigenform i für die x-, y- und z-Komponente des Erdbebens

n: Anzahl der berücksichtigten Eigenformen

Wenn einzelne Eigenfrequenzen nahe beieinander liegen (Frequenzunterschied kleiner als 10 %), so müssen deren Anteile direkt addiert werden, da ihre Maximalwerte praktisch gleichzeitig auftreten. Wenn z. B. die Eigenfrequenzen j und k nahe beieinander liegen, so ändert sich die oben stehende Formel für eine Verformung oder Beanspruchung durch die x- Komponente des Erdbebens (und analog für die y- und z-Komponente) zu

$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{n^*} S_{ix}^2 + (S_{jx} + S_{kx})^2}$$

n^* : Anzahl der berücksichtigten Eigenformen ohne j und k

Die seismischen Antworten der einzelnen Anregungsrichtungen können nach Eurocode 8 (EN 1998-1-2) wie folgt kombiniert werden:

- $\pm \Sigma \xi \pm 0,3 \Sigma \psi \pm 0,3 \Sigma \zeta$
- $\pm 0,3 \Sigma \xi \pm \Sigma \psi \pm 0,3 \Sigma \zeta$
- $\pm 0,3 \Sigma \xi \pm 0,3 \Sigma \psi \pm \Sigma \zeta$

Mit Variation des Vorzeichens resultieren aus obigen Gleichungen 24 Lastkombinationen. Dabei dürfen die günstigeren Lastkombinationen vernachlässigt werden.

11 Mitschwingende Massenanteile

Die Summe der mitschwingenden Massenanteile aus allen berücksichtigten Eigenformen muss mindestens 80 % der totalen Masse betragen oder es müssen alle Modes mit Frequenzen bis 33 Hz (Starrkörperfrequenz) betrachtet werden. Ist dies nicht der Fall, so müssen zusätzliche Eigenformen berücksichtigt werden, oder der Einfluss der höheren Eigenformen ist durch einen statischen Korrekturanteil zu berücksichtigen. Die Formel

für die Überlagerung einer Verformung oder Beanspruchung mit statischem Korrekturanteil lautet für die x-Komponente des Erdbebens (und analog für die anderen Komponenten):

$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{ix}^2 + S_{stx}^2}$$

S_{stx} : Verformung oder Beanspruchung aus dem statischen Lastfall mit der restlichen Masse und der Starrkörperbeschleunigung a_h durch die x-Komponente des Erdbebens

12 Überprüfung der Diskretisierung

In einem FE-Modell wird die Kontinuität der Verschiebungen in den Modellknoten gewährleistet, die Kontinuität der Spannungen in den Elementen jedoch nicht. Je nach FE-Einteilung und verwendeten FE-Typen entsteht ein Diskretisierungsfehler. Das Rechenmodell ist auf diesen Diskretisierungsfehler hin zu überprüfen. Die meisten FE-Programme bieten eine Überprüfung anhand des energienormierten Fehlers an. Für eine gleichmäßige Beschleunigung in Talrichtung soll der energienormierte Fehler für das Gesamtmodell kleiner als 5 % sein (Zienkiewicz et al. 2005). Eine auf die gewählten FE-Typen abgestimmte Netzeinteilung und das Vermeiden von stark verzerrten Elementen helfen in der Regel, diese Bedingung einzuhalten.

13 Dämpfungswerte für die Nachweise der Nebenanlagen

Tabelle 9: Dämpfungswerte im Verhältnis zur kritischen Dämpfung

Material	Talsperrenklasse 2	Talsperrenklasse 1
Stahlbeton	5 %	7 %
Beton unbewehrt	5 %	5 %
Stahl geschraubt	5 %	7 %
Stahl geschweißt	2 %	4 %

Anhang 4: Kommentare zum Kapitel 5 (Stau- mauern)

Kommentar 1 - Dynamische Festigkeiten

Viele Versuche haben gezeigt, dass sich Elastizitätsmodul, Druckfestigkeit und Zugfestigkeit des Betons mit zunehmender Lastgeschwindigkeit erhöhen. Als Beispiel gibt das ICOLD Bulletin 46 (1984) die Versuchsergebnisse des Big Tujunga Dam, California wie folgt an:

Druckfestigkeit: 12 bis 15 % Erhöhung

Zugfestigkeit: 62 bis 83 % Erhöhung

Elastizitätsmodul: 22 bis 25 % Erhöhung

In Suaris & Shah (1983) wird die Erhöhung der Festigkeiten in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit gemäß Abbildung 23 angegeben.

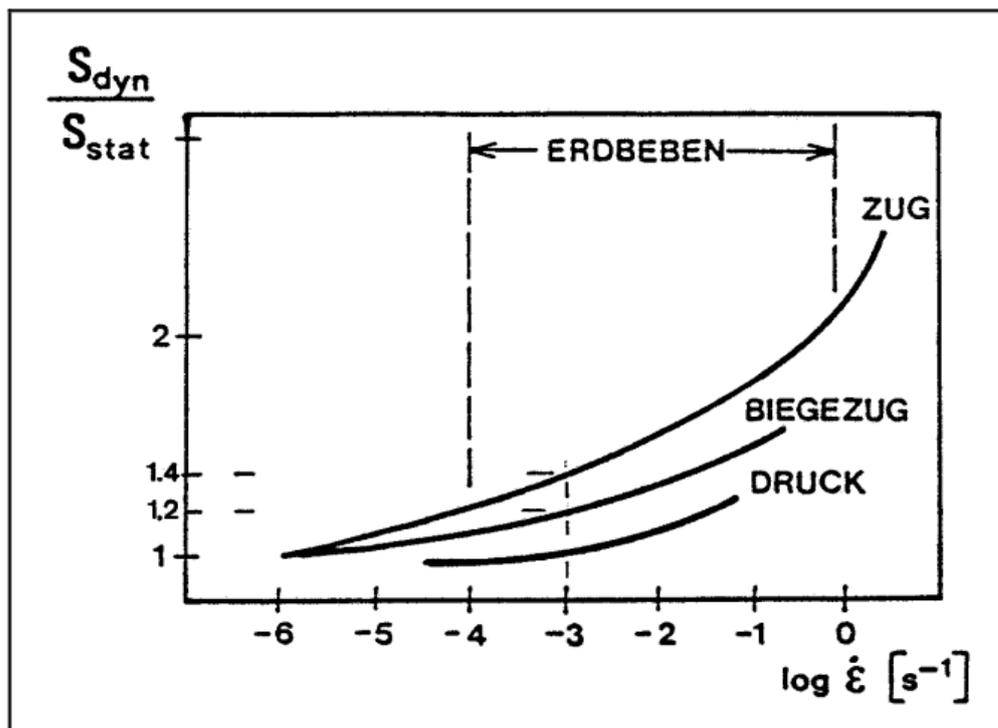


Abbildung 23: Erhöhung der Festigkeiten in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit (aus Suaris & Shah 1983)

ICOLD (2009) gibt noch einen weiteren Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Zugfestigkeit des Betons an. Bei höheren Druckfestigkeiten des Betons zeigt die dynamische Zugfestigkeit einen geringeren Zuwachs und das Verhältnis von statischer zu dynamischer Zugfestigkeit ist kein konstanter Faktor (siehe Abbildung 24).

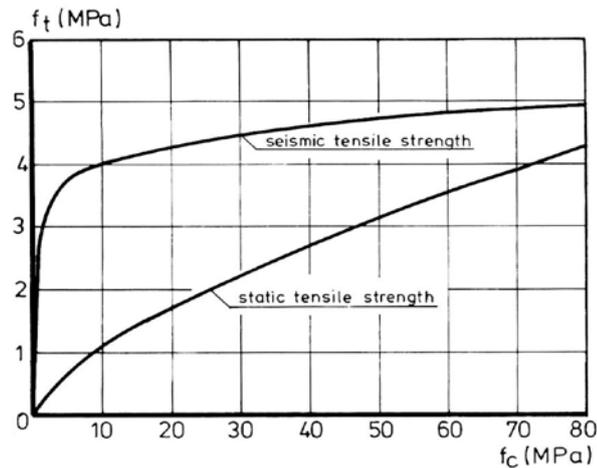


Abbildung 24: Verhältnis von Druckfestigkeit f_c zur Zugfestigkeit f_t (ICOLD (2009))

Kommentar 2 - Verformungseigenschaften des Untergrundes

Feldversuche

Durch Feldversuche werden elastische Materialkennwerte und Dämpfungswerte ermittelt, in manchen Fällen auch nichtlineare Eigenschaften. Bei Annahme eines elastischen Kontinuums erhält man mit den Messwerten der Kompressionsgeschwindigkeit v_K und Scherwellengeschwindigkeit v_S die elastischen Konstanten Elastizitätsmodul E , Schubmodul G und Poissonzahl ν aus

$$E = 2 \cdot \rho \cdot v_S^2 \cdot (1 + \nu)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$\nu = \frac{v_K^2 - 2 \cdot v_S^2}{2 \cdot (v_K^2 - v_S^2)}$$

Mit ρ : Dichte des Materials

Als Feldversuche werden die Methoden der Reflexionsseismik, Refraktionsseismik und Messungen an Bohrlöchern verwendet (Lorenz & Klein 1980):

Reflexionsseismik: Die Oberfläche wird impulsartig (z. B. durch Sprengung) erregt, und die Laufzeiten der an den Schichtgrenzen reflektierten Wellen zu verschiedenen Oberflächenpunkten werden gemessen.

Refraktionsseismik: Auch hier wird die Oberfläche mit einem Impuls erregt und die Laufzeit zu Oberflächenpunkten in verschiedener Entfernung gemessen. Die Geschwindigkeit wird unter Annahme eines refraktierenden Strahlengangs ermittelt.

Messungen an Bohrlöchern: Bei diesem Verfahren gibt es verschiedene Varianten, nämlich:

- Vertikale Wellenausbreitung entlang des Bohrlochs, entweder von unten nach oben oder umgekehrt ("up-hole" oder "down-hole").
- Horizontale Wellenausbreitung quer von einem Bohrloch zu einem benachbarten ("cross-hole").

Bei den Bohrlochverfahren wird stets impulsartig angeregt; meistens mit Sprengsatz oder Hammerschlag. Es werden unter Einsatz von Dreikomponenten-Seismometern neben den Kompressionswellengeschwindigkeiten auch die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Scherwellen bestimmt.

Laborversuche

In Laborversuchen werden an kleinen Bodenproben Schubmodul und Dämpfung im Bereich kleiner Dehnungen anhand "Resonant Column Tests" ermittelt. Dabei werden die Resonanzfrequenzen an säulenförmigen Bodenproben bei veränderlichen Erregerfrequenzen anhand der gemessenen Verformungen abgeleitet. Da der Schubmodul proportional zum Quadrat der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit ist, können daraus Schubmodul und Dämpfung ermittelt werden. Für die höheren Dehnungsbereiche werden an dynamisch erregten Bodenproben in Dreiaxialgeräten und Schergeräten die Hystereseschleifen für vorgegebene Dehnungs- und Spannungsgrößen ausgemessen. Daraus werden die Dehnungsabhängigkeit des Schubmoduls und der Materialdämpfung abgeleitet.

Festigkeiten der Sperre

Die Zugfestigkeit des Betons kann im Allgemeinen anhand einaxialer Zug-, Spaltzug-, Keilspalt- oder Biegezugversuche ermittelt werden. Unter diesen Versuchen ist die Biegezugfestigkeit zur Beurteilung der Zugspannungen aus einer linear elastischen FE-Analyse am ehesten geeignet (Dungar & Kreuzer 1992). Versuchsart, Prüfkörpergröße und Lastgeschwindigkeit beeinflussen jedoch die Zugfestigkeit. In einem dreiaxialen Spannungszustand ist die Zugfestigkeit von den Spannungen in den orthogonalen Richtungen abhängig. Um realistische Werte für Massenbeton bei Erdbeben aus statischen oder dynamischen Laborversuchen abzuleiten, müssen die Randbedingungen der Versuchsdurchführung entsprechend berücksichtigt werden.

Ermittlung der Dämpfung

Die viskose Materialdämpfung kann anhand von Laborversuchen gemäß Abbildung 25 ermittelt werden. Die Berücksichtigung dieser Dämpfung erfolgt je nach verwendeter Berechnungsmethode und Software implizit oder explizit. Für den Fall, dass die nichtlinearen Materialkennwerte unter zyklischer Belastung numerisch modelliert werden, wird die viskose Dämpfung implizit berücksichtigt. Sonst kann die viskose Dämpfung mit einem durchschnittlichen Dämpfungswert explizit angegeben werden.

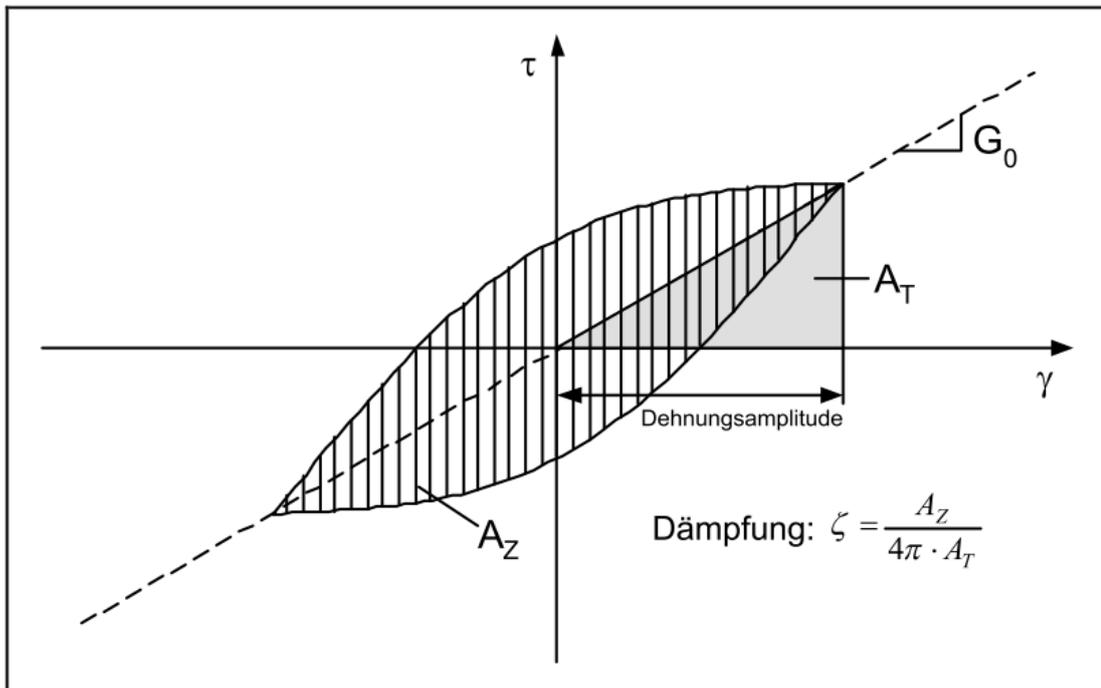


Abbildung 25: Definition von Schubmodul (G_0), Materialdämpfung (z) und Dehnungsamplitude (nach ICOLD Bulletin 46).

Kommentar 3 - zur Dämpfung nach Bachmann & Wieland (1979)

"Dämpfung entsteht durch:

(i) Innere Dämpfung:

- Materialdämpfung infolge thermo-elastischer Effekte und Plastifizierungseffekte (z. B. Hysteresedämpfung)
- Strukturdämpfung (Gefügestruktur des Materials)

1) Coulombsche Reibung, abhängig vom Spannungszustand:

Es gilt approximativ für die Reibungskraft:

$$f_d = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad \varphi': \text{Reibungswinkel}$$

2) Flüssigkeitsreibung; entspricht viskoser, geschwindigkeitsproportionaler Dämpfung:

$$f_d = c \cdot \dot{x}$$

(ii) Reibung an Trennflächen:

(Konstruktionsfugen, Lagerreibung, Klüfte, Bruchflächen im Untergrundfels etc.)

(iii) Energieabgabe an den Untergrund:

Ein Teil des Untergrundes schwingt zusammen mit dem Bauwerk. Diese sog. geometrische Dämpfung (radiation damping) kann durch viskose Dämpfungselemente simuliert werden.

Unter dem Begriff Strukturdämpfung (structural damping) versteht man auch eine Bauwerksdämpfung, die keine Frequenzabhängigkeit aufweist.

Dämpfungsmechanismen werden im Allgemeinen nicht vollständig verstanden, und die experimentell bestimmten Werte weisen große Streuungen auf. Deshalb begnügt man sich in der Praxis meist mit der (äquivalenten) viskosen Dämpfung, welche beispielsweise aufgrund einer Energiebetrachtung bestimmt wird."

Durch modale Dämpfungen wird die unterschiedliche Dämpfung von Bauwerksteilen und Baugrund durch eine Gewichtung über die Verformungsenergie dargestellt. Falls genauere Daten über die Dämpfungscharakteristik der Sperrenstrukturen und des Baugrunds vorhanden sind, können vorteilhaft andere Verfahren zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Dämpfung verwendet werden. Da diese auf eine "nicht proportionale" Dämpfungsmatrix führen, kommen als Rechenverfahren die Modalanalyse mit komplexen Eigenvektoren, die Berechnung mit Hilfe von Übertragungsfunktionen und Fouriertransformationen und die direkte Integration in Frage. Die beiden letztgenannten sind nicht im Zusammenhang mit der Antwortspektrenmethode möglich.

Die Beschränkung der Dämpfung auf die in der Arbeitshilfe angegebenen Werte wird empfohlen (siehe Anhang 3 Abschnitt 13), wenn die Ermittlung der Dämpfung und deren Berücksichtigung im Rechenverfahren auf vereinfachten Annahmen beruht.

Kommentar 4 - Umgang mit Unsicherheiten bzw. Plausibilitätskontrolle

Um den Unsicherheiten der Modellparameter Rechnung zu tragen, sind Plausibilitätsbetrachtungen nützlich. Damit können zu konservative Annahmen vermieden werden. Zum Beispiel kann die Grundfrequenz einer Sperre durch Schwingungsmessungen beim Umgebungsrauschen (ambient vibration) ermittelt und gewisse Modellparameter entsprechend geeicht werden. Ansonsten muss die Bandbreite der Unsicherheiten durch Variation der Modellparameter rechnerisch ermittelt werden. Falls historisch seismische Daten (gemessene Seismogramme) an der Sperre vorliegen, können diese ausgewertet und das reale dynamische Verhalten interpretiert werden. Ebenfalls als Form von Plausibilitätsbetrachtungen können Literaturstudium, Resultate von rechnerischen Analysen vergleichbarer Sperren oder Erfahrungsberichte aus realen Erdbeben angesehen werden.

Kommentar 5 - Dynamischer Wasserdruck

Die dynamischen Wasserdrücke werden grundsätzlich von der Kompressibilität des Wassers beeinflusst. Daher sind die mitschwingenden Wassermassen frequenzabhängig, und die seismische Energie wird durch Wellenfortpflanzungseffekte in See-Tal-Richtung und durch Absorptionseffekte in den Staubeckenflanken abgestrahlt. Diese Effekte treten auf, wenn das Staubecken rechnerisch unendlich lang und die Eigenfrequenzen der Sperre kleiner als die Staubeckenfrequenzen sind. Eine genaue Analyse der Kompressibilitätseinflüsse erfordert die Durchführung von aufwändigen Analysen im Frequenzbereich (Tan & Chopra 1996).

Aufgrund der abgeschätzten, berechneten oder gemessenen Eigenfrequenzen von Sperre und Staubecken kann vorausgesagt werden, ob die Wasserkompressibilität relevant ist. Wenn die Mauerfrequenz wesentlich kleiner ist als die Staubeckenfrequenz, führt die in der Eigenfrequenz schwingende Mauer gegenüber dem Staubecken eine langsamere Bewegung aus. Das Verhalten des Staubeckens ist dann ähnlich wie bei inkompressiblem Wasser. Das Verhalten entspricht demjenigen des Modells der Zusatzmassen nach Westergaard. Wenn die Mauerfrequenz sich der Staubeckenfrequenz nähert oder diese übersteigt, dann ändert sich das Verhalten grundsätzlich. Die Mauer führt gegenüber dem Staubecken eine rasche Bewegung aus, und das Wasser kann wegen seiner Trägheit nicht mehr ausweichen. Physikalisch finden eine Druckwellenausbreitung und damit auch eine Energieabstrahlung statt.

Die Staubeckenfrequenz für einen rechnerisch unendlichen See kann nach den Formeln in Abbildung 26 für einfache Staubeckenformen abgeschätzt werden.

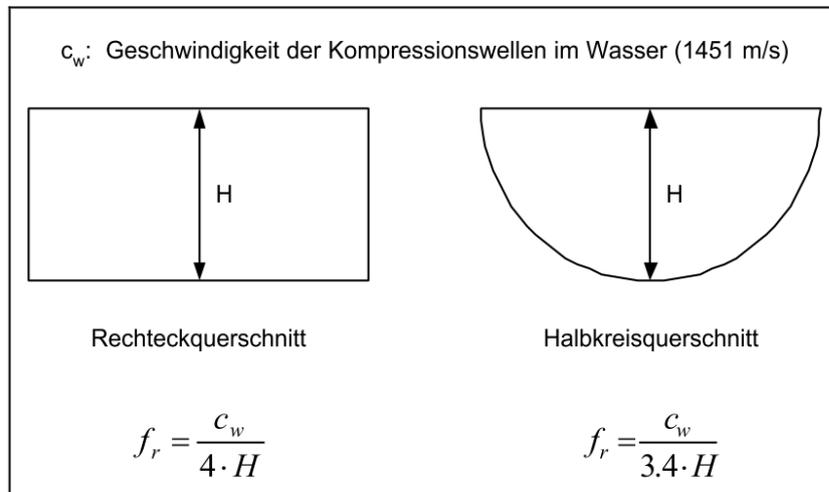


Abbildung 26: Eigenfrequenz eines Staubeckens für einfache Querschnittsformen (nach Szczesiak & Weber 1992)

Die abgeschätzte Staubeckenfrequenz f_r wird mit der Eigenfrequenz der Sperre bei leerem See f_s verglichen. Falls die Bedingung

$$\frac{f_s}{f_r} < 0.7$$

erfüllt ist, können die Kompressibilitätseinflüsse des Wassers vernachlässigt werden. Ein Staubecken kann rechnerisch als unendlich betrachtet werden, wenn die Zeit, welche eine an der wasserseitigen Sperrenfläche generierte Wasserdruckwelle bis zum Ende des Staubeckens und zurück zur Sperre benötigt, länger als die Starkbebendauer ist. Diese Zeit kann wie folgt berechnet werden:

$$t_w = \frac{2L}{c_w}$$

L: Staubeckenlänge

c_w : Geschwindigkeit der Druckwellen (Kompressionswellen) in Wasser (1451 m/s)

Als Beispiel für eine Starkbebendauer von 10 Sekunden muss die Länge eines rechnerisch unendlichen Staubeckens größer als 7,3 km sein. Dies trifft für die meisten Stauseen nicht zu.

Kommentar 6 - Inkohärenz

Aus Darbre (2000):

"4.2.3 Foundation-dam interaction

Because of the three-dimensional nature of the foundation-dam system, different aspects of foundation-dam interaction can contribute in a non-negligible way to the dynamic response of an arch dam.

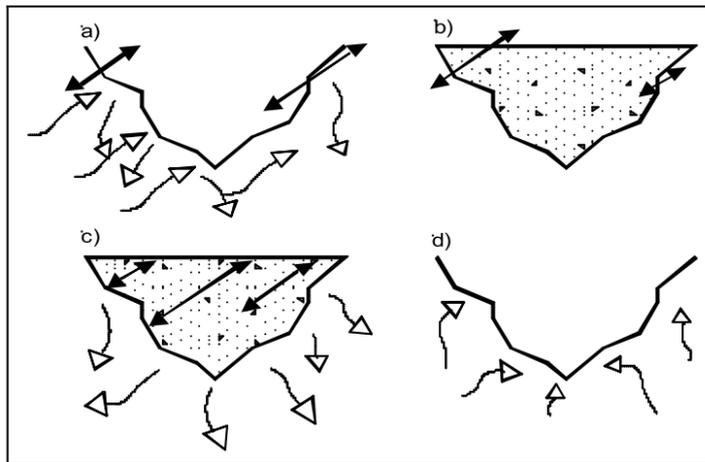


Abbildung 27: Dam-foundation interaction: a) Canyon effects; b) Kinematic interaction; c) Inertial interaction; d) Incoherent excitation.

First, the topography of the valley and the inertia and energy dissipation properties of the foundation rock leads to a non-uniform earthquake excitation, and this also in the absence of a dam (canyon effects, Abbildung 27a). Then, assuming that the dam has no mass (flexibility only), the motion along the abutment of the dam is affected by the static resistance that the dam offers to a deformation (kinematic interaction, Abbildung 27b). Canyon effects and kinematic interaction are more pronounced when the significant wave lengths of the excitation are short compared to a characteristic dimension of the site and of the dam. Finally, the motion along the abutment is modified by the inertial response of the dam (inertial interaction, Abbildung 27c). All these elements are considered approximately or not at all in the established methods of analysis due to the fact that only the flexibility of the foundation is considered in the calculation and that the excitation is introduced as uniform along the external boundary of the model of the foundation rock."

Kommentar 7 - Nichtlinearität

Nach Persson & Ahmad (2002):

"Safe Performance

Nonlinear dam behavior is indicated by factors of safety less than 1,0. Evaluation of nonlinear behavior on the basis of linear elastic result is a difficult task. DSOD (Department of Safety of Dams) uses the following as a guideline until more rigorous procedures are developed. Important parameters which help in evaluating the performance of nonlinear behavior are a) The number of times the stress exceeds the strength during the earthquake; b) The durations of stress pulses beyond the strength; c) The degree of overstressing; d) Location and extent of overstressed zone.

Three or more stress pulses exceeding the strength warrant serious consideration. It is generally believed that arch tensile stresses may not exist because of the likely opening of contraction joints. Behavior of arches under seismic tensile stress beyond the strength of contraction joints is an area of active research.

If severe overstressing (e.g. cracking through more than 20 percent of the thickness due to cantilever tensile stresses) is indicated in early stages of the earthquake, one may assume a cracked section and repeat the stress analysis.

Arch and cantilever stresses are redistributed if overstressing occurs during a seismic event. Therefore the simultaneous capacity of two structural components is examined. If the other structural component can be shown to carry the redistributed load, it is acceptable."

Anhang 5: Sonstige Hinweise

1 Hinweise zu Seismologischen Gutachten

Seismologische Gutachten können folgende Punkte umfassen:

1. Einleitung:

- Aufgabenstellung, Definitionen, Bemessungserdbeben, Betriebserdbeben, kurze Beschreibung der verwendeten Methoden

2. Erdbeben und Seismizität

- Erdbebenherde im Umkreis von ca. 200 bis 300 km vom Standort
- Angabe der verwendeten Kataloge, Beschreibung der Seismizität
- Homogenisieren der Magnituden
- Beschreibung der wichtigsten Gegebenheiten und Charakteristiken
- Abbildung mit den Erdbebenherden und Herdtiefenverteilung

3. Geologische/Tektonische Verhältnisse

- Beschreibung der geologischen und Tektonischen Situation am Standort im gleichen Umkreis von ca. 200 bis 300 km auf kontinentaler Ebene
- Separate Beschreibung der geologischen und tektonischen Situation am Standort (z. B. im näheren Umkreis von ca. 10 bis 20 km), insbesondere Diskussion nahe liegender Verwerfungen

4. Seismotektonisches Modell

- Definition seismischer Quellzonen basierend auf Angaben in Kapiteln 2 und 3 für ein und evtl. ein weiteres alternatives seismotektonisches Quellzonenmodell
- Beschreiben der Ableitung der Modelle
- Ermittlung der Quellencharakteristiken und Parameter zur probabilistischen Berechnung (z. B. nach Gutenberg & Richter 1941)

5. Abminderungsbeziehungen

- Wahl von 3 bis 6 Abminderungsbeziehungen
- Kurze Beschreibung der Beziehungen und Diskussion deren Wahl

6. Berechnung der Gefährdung

- Darstellen der Gefährdungskurven für verschiedene Perioden
- Spektren (UHS) für Bemessungserdbeben und Betriebserdbeben auf Fels
- Darstellen der Gefährdungsspektren für geforderte Erdbebenwiederkehrperioden für einen Felsstandort für individuelle Abminderungsbeziehungen und seismotektonische Modelle
- Diskussion der Ergebnisse, Diskussion der Spektren und Einfluss verschiedener Abminderungsbeziehungen
- Deaggregation, Darstellen des Einflusses der einzelnen seismischen Quellzonen auf die Gefährdung, Darstellen der Deaggregation, Einfluss der Magnitude in Abhängigkeit von der Entfernung auf die Gefährdung
- repräsentative Magnituden

7. Berechnung der Bemessungsspektren

- Logic Tree Analyse, Aufstellen und Diskutieren eines logischen Baums zur Verknüpfung der verschiedenen Abminderungsbeziehungen und seismotektonischen Modelle zur Berechnung der Bemessungsspektren
- Diskussion der Wichtungsfaktoren
- Bemessungsspektren
- repräsentative Erdbebenzeitverläufe
- Darstellen der Bemessungsspektren für die geforderten Wiederkehrperioden
- Plausibilitätskontrolle und Vergleich
- Vergleich der Resultate mit alternativen unabhängigen Studien
- Vergleich des Spektrums MCE mit einer deterministischen Gefährdungsberechnung

8. Zusammenfassung der probabilistischen Gefährdungsberechnung

Sicherheitsrelevante Zusatzuntersuchungen:

9. Restrisikobetrachtungen

- Diskussion des Einflusses größerer Erdbeben als das Bemessungserdbeben
- Diskussion und Bewertung allfälliger Verwerfungen, die durch die Sperrengründung gehen und im Umkreis von wenigen hundert Metern verlaufen

2 Dynamischer Wasserdruck in Rohrleitungen und Tunneln bzw. Stollen

Erdbebeninduzierte dynamische Wasserdrücke in Rohrleitungen und Tunneln mit stehendem Wasser können vereinfacht nach Wieland (2005) abgeschätzt werden. Der dynamische Wasserdruck der ersten Eigenschwingform des Wassers $p_{1,max}$ berechnet sich wie folgt:

$$p_{1,max} = \frac{8}{\pi^2} \rho_w L S_a(T_1, \xi_1)$$

dabei sind ρ_w - Dichte des Wasser, L - Länge der Rohrleitung oder des Tunnels, $S_a(T_1, \xi_1)$ - spektrale Beschleunigung in Abhängigkeit der ersten Eigenschwingperiode T_1 und der Dämpfung ξ_1 des Wassers. Die erste Eigenschwingperiode des Wassers kann nach folgender Formel abgeschätzt werden:

$$T_1 = \frac{4L}{c}$$

Dabei ist c die Phasengeschwindigkeit des Wassers. Wieland (2005) schlägt für die Phasengeschwindigkeit c des Wasser Werte zwischen $c = 1100$ m/s bis 1300 m/s vor. Für die Dämpfung empfiehlt Wieland (2005) Werte bis $\xi_1 = 5$ %. Die Umrechnung für verschiedene Dämpfungswerte anders als 5 % kann nach DIN EN 1998-1-1 erfolgen, da die Bemessungsspektren allgemein für 5 % Dämpfung angegeben werden.

Für eine lange Rohrleitung von über 1000 m Länge verwendet Wieland (2005) eine Phasengeschwindigkeit von $c = 1100$ m/s bei 0 % Dämpfung und für eine kürzere Leitung mit $L = 130$ m eine Phasengeschwindigkeit von $c = 1300$ m/s bei 5 % Dämpfung. Größere Eigenschwingperioden des Wassers werden geringer gedämpft.

Die Druckanteile von Oberschwingungen der Wassermassen sind ebenfalls bei Wieland (2005) angegeben, besitzen aber einen verhältnismäßig geringen Anteil und können allgemein vernachlässigt werden. Absperr-

organe der Rohrleitungen müssen auf den dynamischen Druckstoß neben der statischen Einwirkung ausgelegt sein.

