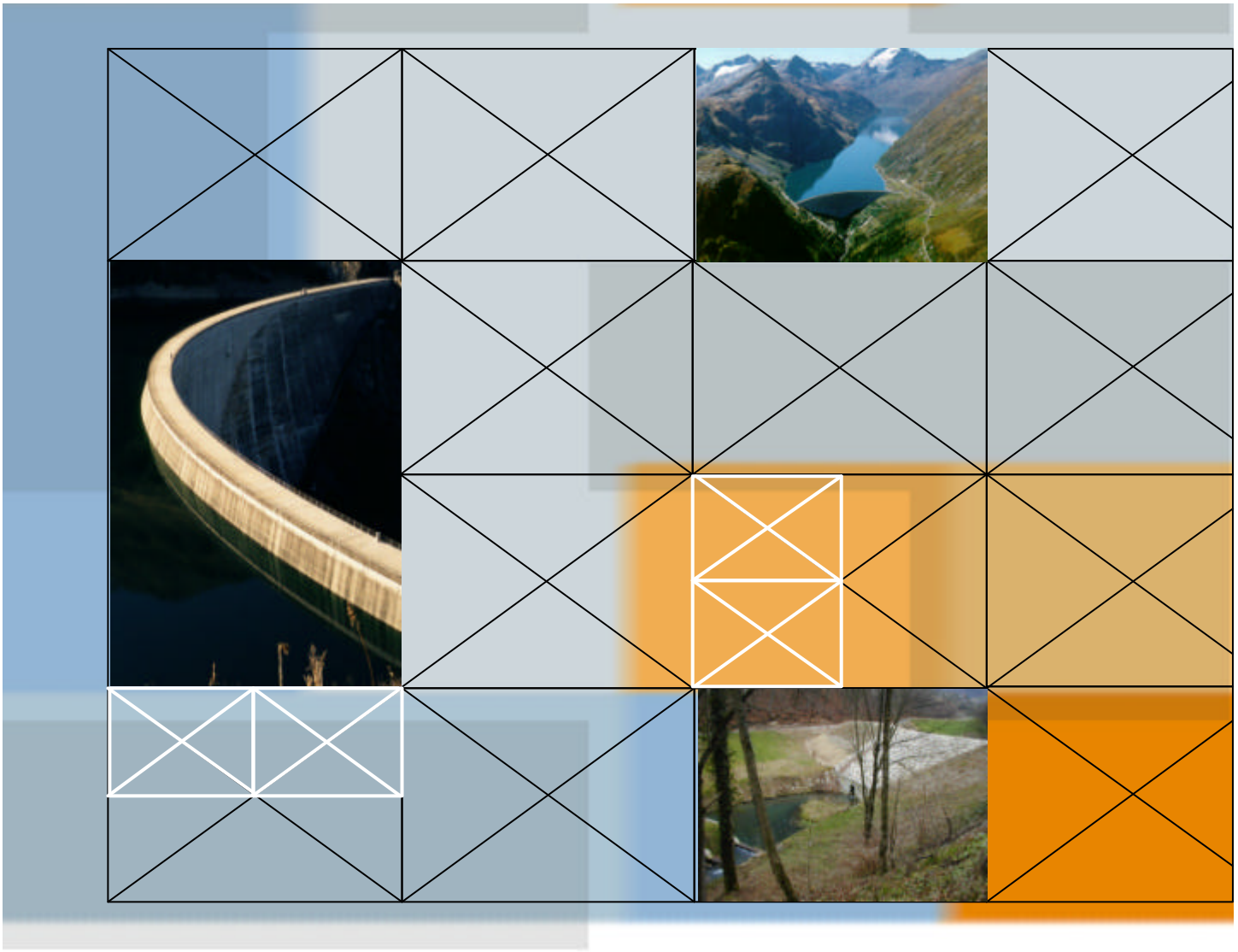


Sicherheit der Stauanlagen

Basisdokument zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit

Berichte des BWG, Serie Wasser - Rapports de l'OFEG, série Eaux - Rapporti dell'UFAG, Serie Acque

Version 1.2 (März 2003)

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

VORWORT

Am 1. Januar 1999 trat die Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen vom 7. Dezember 1998 in Kraft (Stauanlagenverordnung, StAV). Artikel 26 der StAV lautet:

"Das Bundesamt kann Richtlinien zur Anwendung dieser Verordnung erlassen. Es zieht dabei Vertreter der kantonalen Aufsichtsbehörden, der Wissenschaft, der Fachorganisationen und der Wirtschaft bei".

Gestützt auf diesen Artikel hat das Bundesamt für Wasser und Geologie als Aufsichtsbehörden die Vorbereitung von Richtlinien veranlasst.

Die Richtlinie für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen entstand in einer Arbeitsgruppe in den Jahren 1999 und 2000. Der Arbeitsgruppe gehörten folgende Personen an:

Herr W. Amberg, dipl. Ing. ETHZ, Lombardi SA, Minusio.

Herr Dr. C. Bossoney, dipl. Ing. EPFL, Stucky Ingénieurs Conseils SA, Lausanne.

Herr Dr. G. Darbre, dipl. Ing. ETHZ, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel (Vorsitz).

Herr Dr. J. Hammer, dipl. Ing. ETHZ, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel (Sekretär).

Herr Dr. B. Otto, dipl. Ing. ETHZ, Nordostschweizerische Kraftwerke, Baden.

Herr Dr. J. Studer, dipl. Ing. ETHZ, Studer Engineering, Zürich.

Herr Dr. M. Wieland, dipl. Ing. ETHZ, Electrowatt Engineering AG, Zürich.

Angehört wurde auch:

Herr Prof. Dr. D. Giardini, Professor für Seismologie und Geodynamik an der ETHZ und Direktor des Schweizerischen Erdbebendienstes, zusammen mit den Herren Dr. N. Deichmann und Dr. D. Fäh, Seismologen am Schweizerischen Erdbebendienst.

Die Arbeiten der Gruppe wurden ferner teilweise begleitet von:

Herr Dr. O. Lateltin, Geologe, Sekretär der Arbeitsgruppe zur Erdbebenvorsorge des Bundes, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.

INHALTSVERZEICHNIS

INHALTSVERZEICHNIS

INHALTSVERZEICHNIS 1

EINLEITUNG 8

TEIL A - GRUNDSÄTZE 9

1. Zielsetzungen 9
1.1 Schutzziele 9
1.2 Nachweisbeben 9
1.3 Gebrauchstauglichkeit 9

2 Gültigkeitsbereiche und Verbindlichkeit 9
2.1 StAV-Unterstellung 9
2.2 Anwendungsbereich 10

3 Talsperrenklassen 10
3.1 Grundsatz 10
3.2 Kriterien 10
3.3 Rückhaltebecken 11

4 Nachweissituationen 11
4.1 Erfordernis für den Nachweis 11
4.2 Konzessionserneuerung 11
4.3 Weitere Nachweissituationen 11
4.4 Erster Nachweis 12
4.5 Nachweisziel 12
4.6 Nachweisumfang 12
4.7 Sperrenklasse I 12

5 Anforderungen 12
5.1 Konformitätserklärung 12
5.2 Fachleute 13

6 Anhang A 1 – Kommentare zum Teil A 13
6.1 Talsperrenklassen 13

TEIL B - NACHWEISBEBEN 14

1 Grundsätze 14
1.1 Nachweisbeben 14
1.2 Aktive Verwerfung 14
1.3 Seismische Gefährdung 14
1.4 Eintretenswahrscheinlichkeiten 14

2 Erdbebenanregung 14
2.1 Grundsatz 14
2.2 Spitzenbeschleunigung 15
2.3 Antwortspektrum 15
2.4 Zeitverlauf 15

3 Baugrund- und Standortverhältnisse 16
3.1 Grundsätze 16
3.2 Baugrundklassen 16
3.3 Antwortspektren für Baugrundklassen B und C 16

4 Besonderheiten 18
4.1 Typenspezifische Anforderungen 18

5 Anhang B 1 - Spitzenbeschleunigungen 18
5.1 Vorgehen 18
5.2 Intensitätskarten 18
5.3 Beschleunigungswerte 19

6 Anhang B 2 – Kommentare zum Teil B 22
6.1 Antwortspektren 22
6.2 Zeitverlauf 22
6.3 Baugrundklassen 23
6.4 Referenz 23

TEIL C – DÄMME 24

1 Allgemeines 24
1.1 Grundsätze zur erdbebengerechten Gestaltung von Erddämmen 24
1.2 Materialkennwerte und Untersuchungsmethoden 25
1.3 Berechnungsmethoden 26
1.4 Sicherheitsnachweise 27
1.5 Lastfälle 27
1.6 Übersicht der generellen Anforderungen 28

2. Sperrenklasse III **29**
2.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute 29
2.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse III 29
2.3 Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden 30
2.4 Modellbildung 31
2.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse III 31

3. Sperrenklasse II **35**
3.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute 35
3.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse II 35
3.3 Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden 36
3.4 Modellbildung 37
3.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse II 37

4. Sperrenklasse I **41**
4.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute 41
4.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse I 41
4.3 Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden 42
4.4 Modellbildung 42
4.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse I 43

5. Anhang C1 - Scherfestigkeit **48**

6. Anhang C2 - Fundationsverhältnisse **48**

7. Anhang C3 - Abschätzung der Scherwellengeschwindigkeiten für verschiedene Bodenarten **48**

8. Anhang C4 - Beurteilung des Porenwasserdruckanstiegs **49**
8.1 Basis 49
8.1 Beurteilungskriterien 50

9. Anhang C5 - Lagerungsdichte, lockere Lagerung **50**

10. Anhang C6 - Beurteilung des Verflüssigungspotentials mit SPT-Versuchen **50**
10.1 Basis 50
10.2 Bestimmung von $(N_1)_{60\text{-}CS}$ 51

11. Anhang C7 - Zyklische Schubspannung t **51**
11.1 Fundation 51
11.2 Dammkörper 52

12. Anhang C8 - Ermittlung der Grundperiode des Dammes (in Querrichtung zur Dammachse) **53**

13. Anhang C9 - Berechnung der Erdbebenersatzkräfte für einen Gleitkörper **53**

14. Anhang C10 - Maximale Beschleunigung im Schwerpunkt und an der Dammkrone 54
14.1 Maximale Beschleunigung a_G im Schwerpunkt 54
14.2 Maximale Beschleunigung an der Dammkrone 54

15. Anhang C11 - Berechnung der Gleitsicherheit für den gewählten Gleitkörper 55

16. Anhang C12 - Berechnung der kritischen Beschleunigung a_c für eine potentielle Gleitfläche 55

17. Anhang C13 - Ermittlung der Verschiebung des Gleitkörpers 56
Anmerkung 56

18. Anhang C14 - Analyse der Verflüssigung mit zyklischen Laborversuchen 56

19. Anhang C15 - Verschiebungsberechnungen mit Beschleunigungszeitverläufen 57

20. Anhang C16 - Erklärende Kommentare zum Teil C 57

21. Literatur 68
21.1 Verschiedene Richtlinien und Verordnungen 68
21.2 Literaturhinweise in dieser Richtlinie 68
21.3 Weiterführende Literatur 69

22. Liste der Abkürzungen 70

TEIL D – BETON- UND GEMAUERTE SPERREN 73

1. Allgemeines 73
1.1 Grundsätze 73
1.2 Nachweisverfahren 73
1.3 Numerische Lösungsmethoden 76
1.4 Sicherheitsnachweise 77
1.5 Lastfälle 77
1.6 Dokumentation 78

2. Sperrenklasse III 78
2.1 Allgemeines 78
2.2 Vorgehen 79

3. Sperrenklasse II 85
3.1 Allgemeines 85
3.2 Vorgehen 86

4. Sperrenklasse I 94
4.1 Allgemeines 94
4.2 Vorgehen 94

5. Anhang D1 - 2D-Modellierung einer Gewichtsmauer 104

6. Anhang D2 - Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse 104

7. Anhang D3 - Empirische Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz von Gewichtsmauern 105

8. Anhang D4 - Spektrale Beschleunigung 105

9. Anhang D5 - Empirische Bestimmung der ersten modalen Verformung bei Gewichtsmauern 106

10. Anhang D6: Bestimmung der Erdbebenlasten nach vereinfachter Antwortspektrenmethode (ein Mode) 107

11. Anhang D7 - Bestimmung der Erdbebenlasten nach pseudostatischer Methode mit einheitlicher modaler Verformung 108

12. Anhang D8 - Modellierung der Fundation mit Finiten Elementen 109

13. Anhang D9 - Kombination der seismischen Lasten 110

14. Anhang D10 - Berechnung der maximalen Verformungen und Beanspruchungen aus den Maximalwerten der Eigenform 110

15. Anhang D11 - Mitschwingende Massenanteile 111

16. Anhang D12 - Überprüfung der Diskretisierung 112

17. Anhang D13 - Dämpfungswerte für die Nachweise der Nebenanlagen 112

18. Anhang D14 - Kommentare 112

Kommentar 1 (Kapitel 2.2.2, 3.2.2, 4.2.2) 112

Kommentar 2 (Kapitel 3.2.2, 4.2.2) 113

Kommentar 3 (Kapitel 4.2.2) 114

Kommentar 4 (Kapitel 3.2.4, 4.2.4) 115

Kommentar 5 (Kapitel 3.2.4, 4.2.4) 116

Kommentar 6 (Kapitel 4.2.4) 117

Kommentar 7 (Kapitel 4.2.5) 118

19. Literatur 118

20. Verzeichnis der verwendeten Begriffe in der Richtlinie, Teil D 119

TEIL E - WEHRE 122

1. Allgemeines 122

1.1 Grundsätze 122

1.2 Strukturelle Gegebenheiten 122

1.3 Inhalt der Richtlinie 123

2. Nachweisverfahren 123
2.1 Verhaltensziel 123
2.2 Erforderliche Nachweise 123
2.3 Modellbildung 123
2.4 Dokumentation 125

3. Nachweise 126
3.1 Lastkombinationen 126
3.2 Rechenmodelle 128
3.3 Tragsicherheitsnachweis der Tragstruktur 129
3.4 Tragsicherheit der Schützen 129
3.5 Stabilitätsnachweise des Wehrs 129
3.6 Funktionstüchtigkeit der Sicherheitsorgane 129

4. Maschinenhaus 129

5. Literatur 129

TEIL F – STARKBEBENINSTRUMENTIERUNG 131

1. Ziele und Umfang der Starkbebeninstrumentierung 131
1.1 Ziele 131
1.2 Zu instrumentierende Sperren 131
1.3 Umfang 131

2. Minimalspezifikationen 131
2.1 Beschleunigungsaufnehmer 131
2.2 Verbindung 131
2.3 Wartung 131
2.4 Schwellenwerte 131

3. Anhang F 1 – Kommentare zum Teil F 132
Heutige Situation 132
Mess- und Überwachungsdispositiv der Zukunft 132
Vorteile für den Betreiber 132

TEIL G - NACHBEBENKONTROLLEN 133

1. Grundsätze 133
1.1 Ziel 133
1.2 Prinzip 133
1.3 Niveaus und Interventionen 133

2. Schwellenwerte 134
2.1 Instrumentierte Talsperren 134
2.2 Übergangsbestimmung für instrumentierte Talsperren 134
2.3 Nicht instrumentierte Talsperren 134
2.4 Ausnahmen 135
2.5 Schäden und anomales Verhalten 135

3. Inspektionen 135
3.1 Umfang der Inspektionen 135
3.2 Kontrolle für Niveau 1 135
3.3 Kontrolle für Niveau 2 135
3.4 Kontrolle Niveau 3 135
3.5 Übung 136
3.6 Bericht 136

4. Anhang G1- Checkliste für die Nachbebenkontrollen 137
Programm der Inspektionen 137
Schäden an der Struktur 137
Andere Schäden 138
Zustand des Untergrundes und der Fundationen 138
Der Stauraum und seine Ufer 138
Analyse der Messergebnisse 139

EINLEITUNG

Die vorliegende Richtlinie ist immer zusammen mit der Stauanlagenverordnung und den übrigen Richtlinien für Stauanlagen anzuwenden.

Die in der Richtlinie dargelegten Anforderungen sind Minimalanforderungen. Es können auch andere als die hier genannten Verfahren herangezogen werden, falls gezeigt wird, dass diese den in der Richtlinie dargelegten mindestens gleichwertig sind.

Die Richtlinie für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen ist in die Teile A bis G gegliedert. Die Inhalte der jeweiligen Teile sind die folgenden:

Teil A – Grundsätze	Der Gültigkeitsbereich und Talsperrenklassen werden definiert.
Teil B – Nachweisbeben	Das dem Nachweis zu Grunde zu legende Beben wird definiert.
Teil C – Erddämme	Nachweise für Erddämme
Teil D – Betonsperren	Nachweise für Betonsperren und Mauern
Teil E – Wehre	Nachweise für Wehre
Teil F – Starkbebeninstrumentierung	Erforderliche Instrumentierung für grosse Talsperren
Teil G – Nachbebenkontrollen	Kontrollen, die nach einem Erdbeben durchzuführen sind.

BESONDERE BESTIMMUNGEN

Teil F, der die Starkbebeninstrumentierung behandelt, sowie Abschnitt 3.5 vom Teil G, der den Ablauf von Uebungen zu Nachbebenkontrollen regelt, werden zur Zeit noch nicht angewandt.

In einer Uebergangsphase können die bestehenden Sperren der Klasse II nach den Bestimmungen für die Sperren der Klasse III geprüft werden, und die bestehenden Sperren der Klasse I nach den Bestimmungen für die Sperren der Klasse II. Dies betrifft die Definition des Nachweisbebens jedoch nicht. Insbesondere sind weiterhin Wiederkehrperioden von 5'000 Jahren für Anlagen der Klasse II und 10'000 Jahren für Anlagen der Klasse I zu berücksichtigen (1'000 Jahren für Anlagen der Klasse III).

Biel, März 2003

TEIL A - GRUNDSÄTZE

1. Zielsetzungen

1.1 Schutzziele

Mit der vorliegenden Richtlinie sollen die Erdbeben-Sicherheitsnachweise von den Stauanlagen, die in der Schweiz der Verordnung über die Sicherheit der Staulanlagen vom 7. Dezember 1998 (Stauanlagenverordnung, StAV) unterstellt sind, nach einheitlichen Kriterien durchgeführt werden.

Die Hauptziele des Erdbebenschutzes können wie folgt umschrieben werden:

- Schutz von Menschenleben und Schutz vor Verletzungen der Unterlieger einer Stauanlage.
- Schutz vor materiellen Schäden der Unterlieger einer Stauanlage und vor volkswirtschaftlichen Folgekosten.
- Schutz der Umwelt unterhalb einer Stauanlage, in dem hier aufgeführten Umfange.

Die vorliegende Richtlinie hat den Zweck, die Schutzziele für Stauanlagen in die Praxis umzusetzen. 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. Sofern die Richtlinie korrekt angewendet wird, gelten die damit bemessenen oder überprüften Bauwerke nach menschlichem Ermessen als erdbebensicher.

1.2 Nachweisbeben

Gemäss dieser Richtlinie wird unter einem bestimmten Erdbeben ein bestimmtes, definiertes Verhalten angestrebt, für welches die Talsperre ausgelegt wird. Zum Erreichen der Erdbebenschutzziele wird für eine Talsperre das folgende Verhalten unter dem Nachweisbeben verlangt:

- Kein Versagen der Talsperre mit unkontrolliertem Wasserabfluss.
- Keine Schäden an den Nebenanlagen, welche die Sicherheit der Stauanlage gefährden.

1.3 Gebrauchstauglichkeit

Ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach einem geringeren Erdbeben wird nicht verlangt. Es liegt im Interesse des Betreibers, dass der Betrieb seiner Anlage aufrecht erhalten werden kann.

2 Gültigkeitsbereiche und Verbindlichkeit

2.1 StAV-Unterstellung

Die vorliegende Richtlinie gilt für den Nachweis der Erdbebensicherheit von den der Stauanlagenverordnung unterstellten Stauanlagen.

2.2 Anwendungsbereich

Die Richtlinie ist anzuwenden

- Bei Neubauten, Ergänzungsprojekten und Sanierungsvorhaben im Zuge der Projektierung.
- Bei bestehenden Anlagen im Sinne einer Sicherheitsüberprüfung.

Die Richtlinie dient für eine lückenlose und effiziente Durchführung der Sicherheitsnachweise gemäss dem gegenwärtigen Stand von Wissenschaft und Technik. Die festgehaltenen Verfahren und Grenzwerte sind als Minimalanforderungen zu verstehen, die der Ingenieur beim Vorliegen von neueren Erkenntnissen entsprechend anzupassen hat. Die Anwendung von anderen Verfahren ist zugelassen, vorausgesetzt dass sie etabliert sind und den in der Richtlinie festgelegten Anforderungen mindestens gleichwertig sind.

3 Talsperrenklassen

3.1 Grundsatz

Die Talsperren werden zum Zwecke der Überprüfung der Erdbebensicherheit in drei Klassen eingeteilt, an welche unterschiedliche Anforderungen gestellt werden. Die Einteilung in die verschiedenen Klassen erfolgt grundsätzlich nach den möglichen Schäden für Personen und Sachen, die bei einem Versagen der Talsperre zu erwarten sind. Die Verletzbarkeit einer Anlage durch seismische Einwirkung bleibt für die Einteilung unberücksichtigt.

3.2 Kriterien

Die Einteilung in Klassen erfolgt nach den Kriterien der StAV bezüglich Sicherheitsüberprüfung (Art. 14) und Vollzug (Art. 21 und 22). In Tabelle 1 sind die Klassen mit den entsprechenden Kriterien aufgelistet und in Abbildung 1 bezüglich Stauhöhe und Stauraum grafisch dargestellt.

Für die genauere Definition der Stauhöhe und des Stauvolumen gelten die Bestimmungen der Richtlinie Unterstellungskriterien.

Klasse	Beschrieb	Kriterien
I	Anlagen, welche alle 5 Jahre einer umfassenden Sicherheitsprüfung durch ausgewiesene Experten zu unterziehen sind.	$H \geq 40$ m, oder $H \geq 10$ m und $V > 1'000'000$ m^3
II	Anlagen, die nicht der Klasse 1 zugehören, die jedoch der direkten Bundesaufsicht unterstehen (ohne Berücksichtigung der Übergangsbestimmung StAV, Art. 29, Al. 2).	$H \geq 25$ m, oder $H > 15$ m und $V \geq 50'000$ m^3, oder $H > 10$ m und $V \geq 100'000$ m^3, oder $H > 5$ m und $V > 500'000$ m^3
III	Alle übrigen Anlagen, die nicht den Klassen 1 oder 2 zugehören	

Tab. 1: Klassen für Talsperren (H=Stauhöhe, V=Stauraum).

Bei Grenzfällen ist in Absprache mit den Behörden eine Umklassierung möglich.

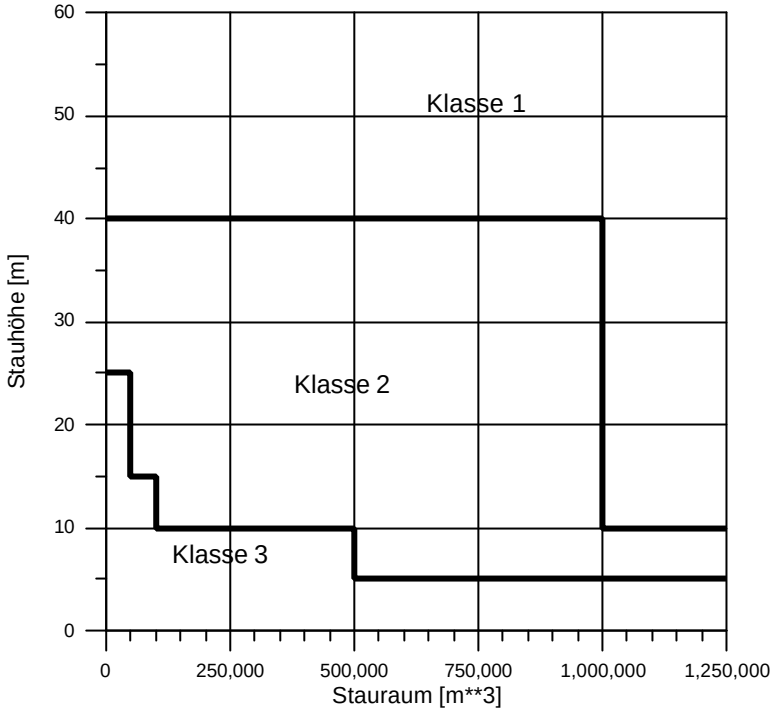


Abb. 1: Grafische Darstellung der Talsperrenklassen.

3.3 Rückhaltebecken

Stauanlagen, die nur ausnahmsweise Wasser aufstauen (Rückhaltebecken), werden zum Zweck der Überprüfung der Erdbebensicherheit der Klasse III zugeteilt.

4 Nachweissituationen

4.1 Erfordernis für den Nachweis

In folgenden Situationen ist ein Erdbebennachweis erforderlich:

- Bei Neubauten.
- Bei Umbauten einer Talsperre, insbesondere auch Erhöhungen.
- Beim Auftreten einer signifikanten Änderung im Kenntnisstand der entsprechenden Gebiete (Seismologie, Talsperreningenieurwesen, Erdbebeningenieurwesen).
- Mindestens einmal alle 20 Jahre ist die Gültigkeit des vorgängigen Nachweises zu überprüfen.

4.2 Konzessionserneuerung

In folgender Situation wird ein Erdbebennachweis gefordert, falls der vorgängige mehr als 10 Jahre zurück liegt.

- Bei einer Konzessionserneuerung.

4.3 Weitere Nachweissituationen

In folgenden Situationen wird geprüft, ob ein Erdbebennachweis durchzuführen ist:

- Bei abnormalem Verhalten einer Talsperre.
- Bei einer plötzlichen Verhaltensänderung einer Talsperre.

4.4 Erster Nachweis

Besteht für eine Talsperre keine der oben genannten zwingenden Nachweissituationen, so hat ein Erdbebennachweis innerhalb von 10 Jahren nach Inkrafttreten der vorliegenden Richtlinie zu erfolgen.

4.5 Nachweisziel

Das Ziel der Erdbebensicherheitsnachweise für Stauanlagen ist, darzulegen, dass infolge einer Erdbebeneinwirkung von der Grösse des Nachweisbebens ein Versagen der Anlage ausgeschlossen werden kann, welches zu einem unkontrollierten Wasserausfluss führt. Lokale Schäden, ohne Einfluss auf die Integrität des Bauwerkes, sind dabei tolerierbar.

4.6 Nachweisumfang

Die Erdbebensicherheit der Stauanlagen ist am Gesamtbauwerk nachzuweisen. Dabei zu berücksichtigen sind:

- Die Sperrenbauwerke.
- Die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen inklusive Betriebsorgane (Ablässe, Hochwasserentlastung, etc.).
- Der Stauraum (Becken und dessen Flanken).

4.7 Sperrenklasse I

Bei Sperren der Klasse I ist systematisch den jeweiligen Stand der Wissenschaft und Technik zu beachten. Allenfalls sind dann die Anforderungen der Richtlinien anzupassen. Auf jeden Fall stellen die aufgeführten Bestimmungen Minimalanforderungen dar.

5 Anforderungen

5.1 Konformitätserklärung

Zu der Dokumentation zum Erdbebennachweis gehört eine, von der zuständigen Fachperson unterschriebenen, Konformitätserklärung. Dadurch wird bestätigt, dass die vorliegende Richtlinie beim Erdbebennachweis voll und ganz angewendet wurde und dass die Resultate den gestellten Anforderungen entsprechen. Wenn das nicht der Fall ist, sollen die Abweichungen klar und eindeutig aufgelistet werden, wobei

- Bei der Benützung einer anderen Vorgehensweise der Nachweis zu erbringen ist, dass diese derjenige der Richtlinie mindestens gleichwertig ist.
- Bei mangelnden Resultaten anzugeben ist, welche Korrekturmassnahmen getroffen werden inklusive den Nachweis von deren Wirksamkeit.

Auf jedem Fall sind die Resultate im Hinblick auf Annahmen und Konsequenzen detailliert darzulegen.

5.2 Fachleute

Die Überprüfung der Erdbebensicherheit der Stauanlagen soll durch Fachleute erfolgen, die über eine den Anforderungen entsprechende Ausbildung und Erfahrung verfügen. Dies ist, für die zuständige Fachperson:

- Bei Sperren der Klassen I und II: Ausgewiesene fachtechnische Ausbildung und Erfahrung im Talsperreningenieurwesen, in Sicherheitsbelangen der Talsperren und im Erdbebeningenieurwesen.
- Bei Sperren der Klassen III: Ein erfahrener Bauingenieur mit ausgewiesenen Fachkenntnissen im Wasserbau.

6 Anhang A 1 – Kommentare zum Teil A

6.1 Talsperrenklassen

Die Einteilung in Talsperrenklassen hat zum Ziel, einheitliche Risikogrenzwerte durchzusetzen. Dementsprechend ist die festgelegte Eintretenswahrscheinlichkeit des Nachweisbebens grösser bei Sperren mit geringeren Konsequenzen im Bruchfall als bei Sperren mit höheren Konsequenzen. Gleichzeitig sind die akzeptierten Nachweisunsicherheiten auch höher im ersten Fall als im zweiten. Dadurch wird erreicht, dass das akzeptiertes Risiko unabhängig von Anlage einigermassen gleich ist.

TEIL B - NACHWEISBEBEN

1 Grundsätze

1.1 Nachweisbeben

Der Erdbebennachweis erfolgt für ein normiertes Nachweisbeben, das in diesem Richtlinienteil definiert wird. Das Nachweisbeben basiert auf einer probabilistischen Betrachtungsweise. Als Ausgangspunkt gelten die üblichen seismologischen Grundlagen.

1.2 Aktive Verwerfung

Es ist nicht zugelassen, eine neue Sperre auf eine bekannte aktive Oberflächen-Verwerfung zu errichten.

Bei bestehenden Bauten und beim Bekanntsein einer aktiven Oberflächen-Verwerfung beim Sperrenstandort sind besondere standort- und sperrenspezifische Sicherheitsstudien durchzuführen. Das Ziel besteht darin, ein ähnliches Sicherheitsniveau zu gewährleisten wie sonst in dieser Richtlinie angestrebt. Welche Nachweise zu erbringen sind und welche Vorkehrungen in Betracht gezogen werden können, sind nicht Teil dieser Richtlinie.

1.3 Seismische Gefährdung

Die seismische Gefährdung ist die Eintretenswahrscheinlichkeit einer erdbebeninduzierten Bodenbewegung einer bestimmten Stärke an einem bestimmten Standort. Je nach Talsperrenklasse wird für das Nachweisbeben eine unterschiedliche Eintretenswahrscheinlichkeit vorgegeben, für welches der Erdbebennachweis gemäss folgenden Teilen vorzunehmen ist.

1.4 Eintretenswahrscheinlichkeiten

Die Eintretenswahrscheinlichkeit wird für einen Zeitraum von 100 Jahren angegeben, ausgedrückt in Form einer Wiederkehrperiode. Dabei gilt

Sperren-klasse	Betrachteter Zeitraum	Mittlere Überschreitungs-wahrscheinlichkeit	Mittlere Wiederkehrperiode
I	100 Jahre	1%	10'000 Jahre
II	100 Jahre	2%	5'000 Jahre
III	100 Jahre	10%	1000 Jahre

Tab. 1 – Wiederkehrperiode des Nachweisbebens für die verschiedenen Sperrenklassen

2 Erdbebenanregung

2.1 Grundsatz

Die Erdbebenanregung wird prinzipiell durch eine Bodenspitzenbeschleunigung, ein Antwortsspektrum und einen zugehörigen Beschleunigungszeitverlauf angegeben. Als Ausgangslage gilt ein felsiger Standort ohne Berücksichtigung allfälliger Standorteffekte.

2.2 Spitzenbeschleunigung

Die horizontalen Spitzenbeschleunigungen, die den Wiederkehrperioden von 1‘000, 5‘000 und 10'000 Jahren entsprechen und die für die Nachweise zu verwenden sind, sind dem Anhang B1 zu entnehmen. Sie sind richtungsunabhängig.

Die vertikalen Spitzenbeschleunigungen a_v können durch Abminderung der Horizontalkomponente a_h berechnet werden, und zwar $a_v=2/3 \cdot a_h$.

2.3 Antwortspektrum

Das Antwortspektrum ist die maximale dynamische Antwort eines Einmassenschwingers bei dynamischer Fusspunktanregung durch ein Erdbeben in Abhängigkeit von Eigenfrequenz und Dämpfung des Einmassenschwingers. Für den Nachweis von auf Fels (Baugrundklasse A gemäss Kapitel 3) fundierten Sperren gelten folgende normierte Beschleunigungs-Antwortspektren (Beschleunigungs-amplifikationswerte sind mit Bodenspitzenbeschleunigungen zu multiplizieren):

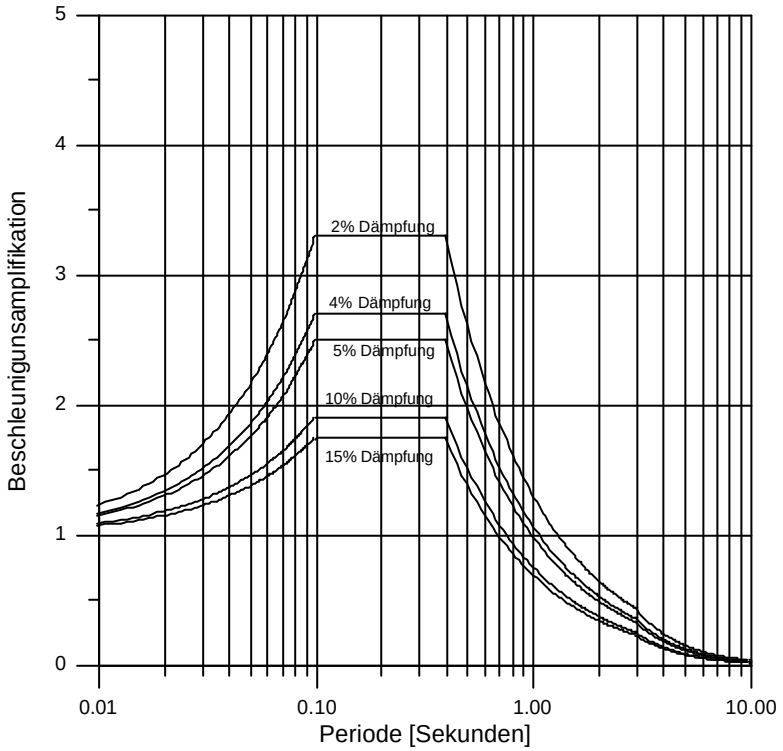


Abb.1 - Antwortspektrum für felsigen Untergrund (Baugrundklasse A; vgl. Abb. 2 und 3 für weitere Baugrundklassen)

Die selben Antwortspektren gelten sowohl für die horizontale wie auch für die vertikale Richtung.

2.4 Zeitverlauf

Als Zeitverläufe können geeignete Aufzeichnungen und/oder künstlich generierte Verläufe verwendet werden. Aufzeichnungen, die mit den vorgeschriebenen Spektren nicht kompatibel sind, müssen fachmännisch entsprechend aufbereitet werden.

Künstlich generierte Verläufe müssen folgende stationäre Dauer aufweisen:

$$T_s = 10 + 50\left(\frac{a_h}{g} - 0.1\right), \text{ jedoch mindestens } T_s = 10 \text{ s}$$

wobei T_s in Sekunden ist.

Die Kompatibilität zwischen dem Zielantwortspektrum und dem zum Zeitverlauf gehörenden Antwortspektrum wird als erfüllt betrachtet, falls Abweichungen zwischen den beiden maximal 10 % betragen und im massgebenden Frequenzbereich (in der Nähe der Eigenfrequenz des Bauwerkes) das Zielantwortspektrum nicht unterschritten wird.

Bei einem Nachweis gestützt auf Zeitverläufe sind mindestens 3 Sätze von stochastisch unabhängigen Zeitverläufen zu benützen, wobei die stationäre Dauer bei 2 Sätzen maximal +/- 5 Sekunden variieren darf. Dabei besteht ein Satz aus 3 stochastisch unabhängigen Komponenten (2 horizontale und 1 vertikale), bzw. aus 2 Komponenten im Falle eines zweidimensionalen Nachweises.

3 Baugrund- und Standortverhältnisse

3.1 Grundsätze

Baugrundverhältnisse beeinflussen die Erdbebeneinwirkung, indem die Amplituden der einzelnen harmonischen Komponenten des Erdbebeninputs gegenüber denjenigen eines Felsstandortes erhöht oder abgemindert werden. Dies wird durch die Einführung von entsprechenden Antwortspektren Rechnung getragen.

Der Standort (Topographie) beeinflusst die Fortpflanzung der Erdbebenwellen und somit die lokale Erdbebenanregung, und zwar auch bei felsigen Standorten. Dieser Effekt wird mangels ausreichenden Kenntnissen beim vorliegenden Erdbebennachweis nicht berücksichtigt.

3.2 Baugrundklassen

Die drei Baugrundklassen sind durch ihre Schichtprofile wie folgt beschrieben:

- Baugrundklasse A: Fels und steife Ablagerungen von Sand, Kies oder hochverdichtetem Ton. Scherwellengeschwindigkeit über 400 m/s.
- Baugrundklasse B: Tiefe Ablagerungen von mitteldichtem Sand, Kies oder mittelsteifem Ton. Scherwellengeschwindigkeit zwischen 200 m/s und 400 m/s.
- Baugrundklasse C: Lose, nichtbindige Bodenablagerungen mit wenigen bindigen Schichten sowie Ablagerungen mit überwiegend weichen bis mittelsteifen bindigen Böden. Scherwellengeschwindigkeit unter 200 m/s.

Bei Talsperren der Klasse III darf die Zuteilung in einer Baugrundklasse qualitativ erfolgen, wobei nicht auf Fels fundierte Sperren im Normalfall der Baugrundklasse B zugeordnet werden.

Bei Sperren der Klassen I und II soll die Zuteilung in der Regel gestützt auf ein geologisches Gutachten erfolgen.

3.3 Antwortspektren für Baugrundklassen B und C

Die normierten Antwortspektren für die Baugrundklassen B und C sind in Abbildungen 2 und 3 dargestellt (vgl. Abb. 1 für Baugrundklasse A). Die Antwortspektren gelten sowohl für die horizontale als auch für die vertikale Richtung:

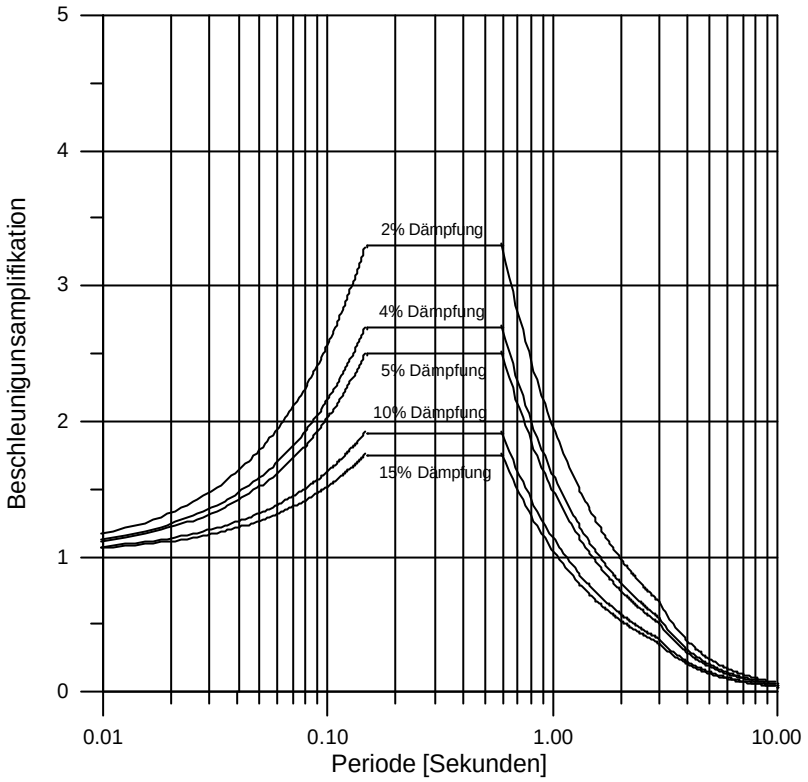


Abb. 2 - Antwortspektrum für mittleren Untergrund (Baugrundklasse B)

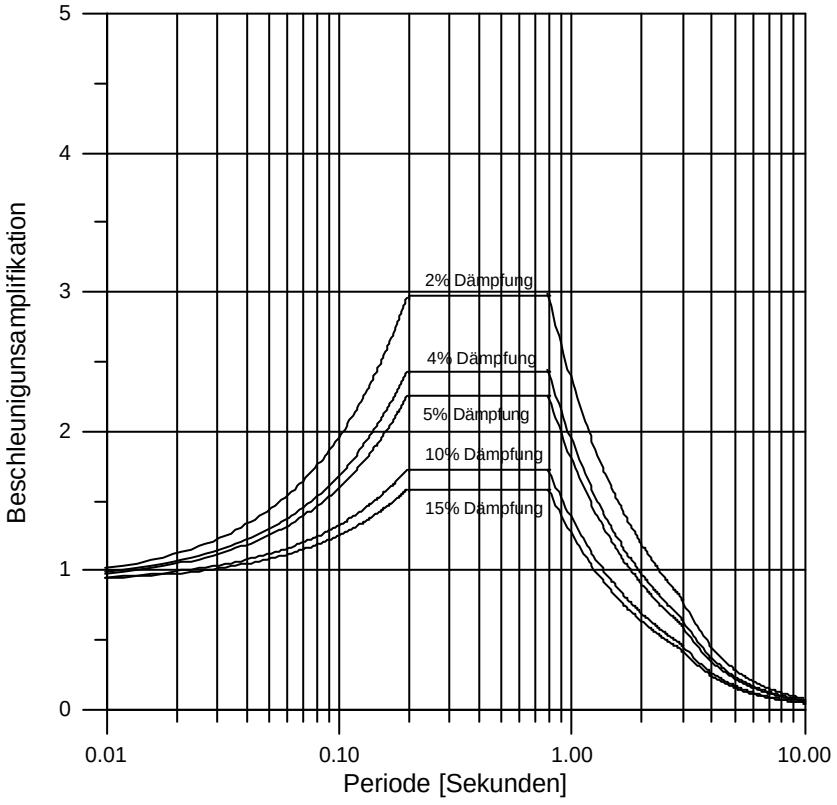


Abb. 3 - Antwortspektrum für weichen Untergrund (Baugrundklasse C)

4 Besonderheiten

4.1 Typenspezifische Anforderungen

Allfällige anderslautende Anforderungen in den Teilen C (Erddämme), D (Betonsperren) und E (Wehre) haben Vorrang gegenüber denjenigen im Teil B.

5 Anhang B 1 - Spitzenbeschleunigungen

5.1 Vorgehen

Die zum Zweck des Erdbebennachweises erforderlichen Spitzenbeschleunigungen werden erhalten durch eine Umformung der vom Schweizer Erdbebendienst publizierten Intensitätskarten gemäss unterstehender Formel.

Bei einem Nachweis ist demzufolge die massgebende horizontale Spitzenbodenbeschleunigung wie folgt zu bestimmen:

- Bestimmung der massgebenden Wiederkehrperiode gemäss Abschnitt 1 *Grundsätze*;
- Bestimmung der massgebenden MSK Intensität I_{MSK} aus der entsprechenden Intensitätskarte unten;
- Umrechnung der Intensität in eine horizontale Spitzenbeschleunigung gemäss untenstehender Formel bzw. Tabelle.

5.2 Intensitätskarten

Die gültigen Intensitätstkarten sind (siehe Abbildungen 4 und 5):

- Für eine Wiederkehrperiode von 1'000 Jahre (Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-3} per Annum):
- Für eine Wiederkehrperiode von 10'000 Jahre (Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} per Annum):

Die Intensitätswerte für eine Wiederkehrperiode von 5‘000 Jahren sind wie folgt zu interpolieren:

$$I_{5'000} = 0.3 \cdot I_{1'000} + 0.7 \cdot I_{10'000}$$

5.3 Beschleunigungswerte

Die Beschleunigungswerte sind auf Grund folgender Umformung zu bestimmen [Erdbebenrisikokarten der Schweiz – Bestimmung der Erdbebengefährdung, 1977]:

$$\log a_h = 0.26 \cdot I_{MSK} + 0.19 \quad (a_h \text{ in cm/s}^2)$$

Die Auswertung der Formel ergibt folgende Werte:

I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]
7.0	10	8.0	19	9.0	35
7.1	11	8.1	20	9.1	37
7.2	12	8.2	21	9.2	39
7.3	12	8.3	23	9.3	41
7.4	13	8.4	24	9.4	44
7.5	14	8.5	26	9.5	47
7.6	15	8.6	27	9.6	49
7.7	16	8.7	29	9.7	53
7.8	17	8.8	31	9.8	56
7.9	18	8.9	33	9.9	59

Tab. 2 - Konvertierung von MSK Intensität in horizontale Spitzenbodenbeschleunigung

Abb. 4 - Intensitätswerte für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-3} p.a. gemäss 'Erdbebenrisikokarten der Schweiz – Bestimmung der Erdbebengefährdung, 1977'

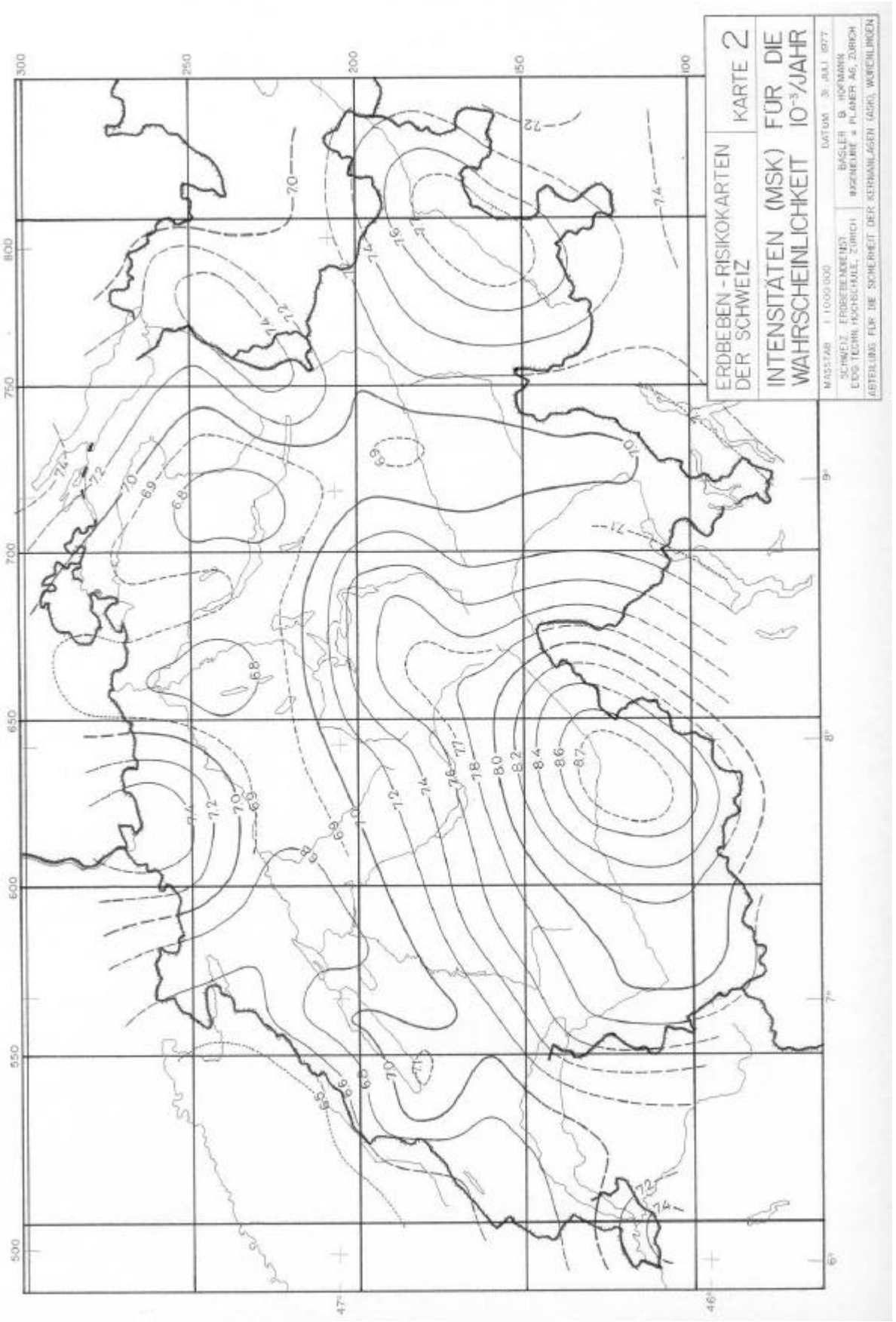
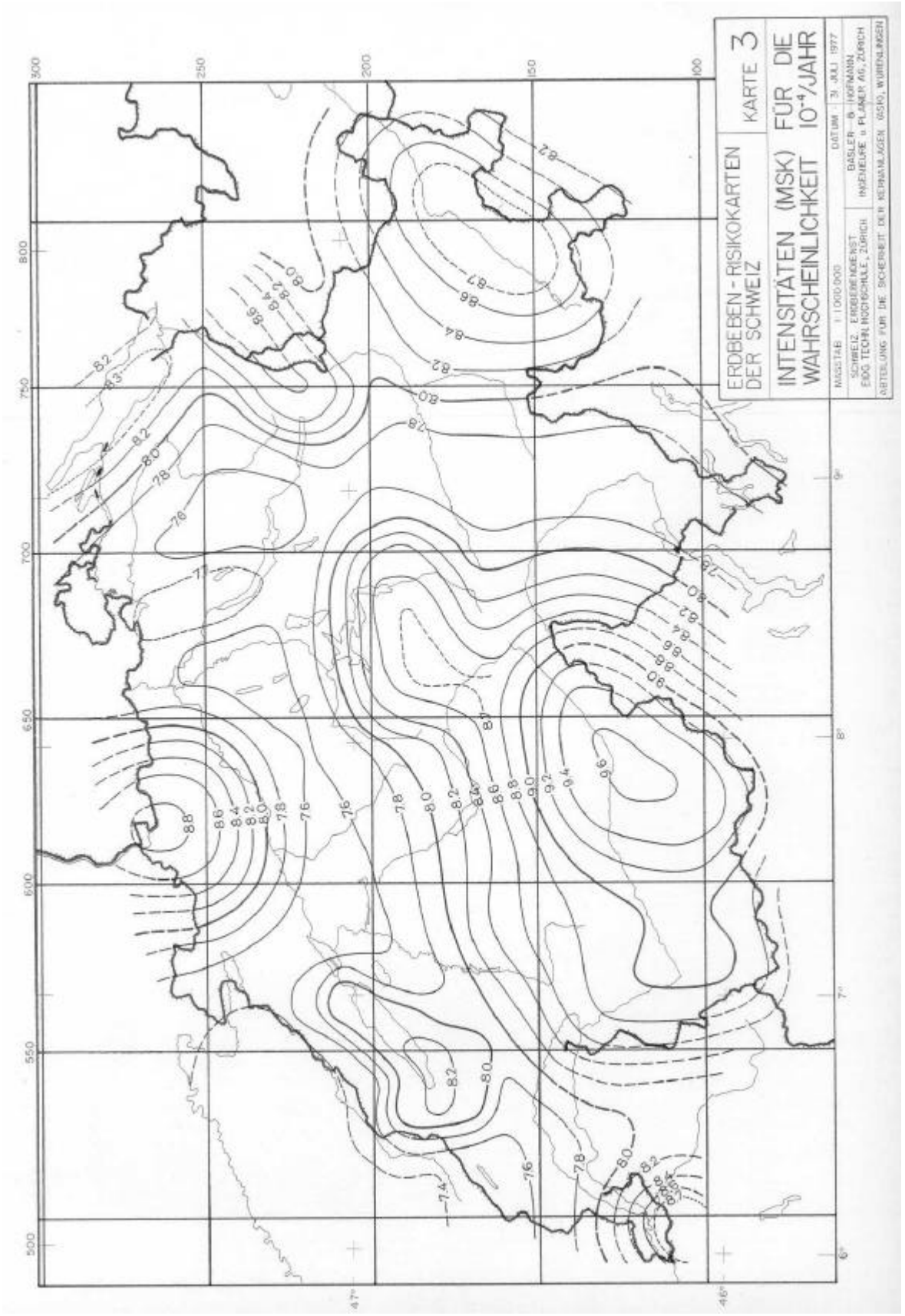


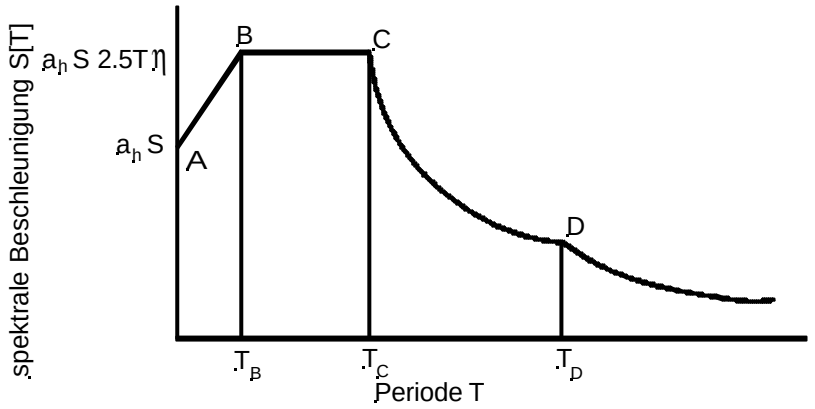
Abb. 5 -: Intensitätswerte für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} p.a. gemäss 'Erdbebenrisikokarten der Schweiz – Bestimmung der Erdbebengefährdung, 1977'



6 Anhang B 2 – Kommentare zum Teil B

6.1 Antwortspektren

Die Antwortspektren entsprechen den elastischen Antwortspektren gemäss Eurocode 8, Teil 1.1, Abschnitt 4.2.2 [SIA V160.811]. Es handelt sich dabei um normierte mittlere Antwortspektren, die mit der Bodenbeschleunigung multipliziert werden müssen, und wie folgt definiert sind:



$$0 \le T \le T_B: \quad S(T) = a_h \; S \; (1 + \frac{T}{T_B}(2.5h - 1))$$

$$T_B \le T \le T_C: \quad S(T) = a_h \; S \; 2.5h$$

$$T_C \le T \le T_D: \quad S(T) = a_h \; S \; 2.5h \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \le T: \quad S(T) = a_h \; S \; 2.5h \frac{T_C T_D}{T^2}$$

Baugrundklasse	S	T_B[s]	T_C[s]	T_D[s]
A	1.0	0.10	0.40	3.0
B	1.0	0.15	0.60	3.0
C	0.9	0.20	0.80	3.0

$$h = \sqrt{7/(2+z)} \ge 0.7$$

ζ ist die viskose Dämpfung in % der kritischen Dämpfung.

6.2 Zeitverlauf

Die Bebendauer entspricht den Angaben von Eurocode 8, Teil 1.1, Abschnitt 4.3.2.2 [SIA V160.811].

6.3 Baugrundklassen

Die Einteilung in Bodenklassen erfolgt gemäss den Angaben von Eurocode 8, Teil 1.1, Abschnitt 3.2 [SIA V160.811].

6.4 Referenz

Eurocode 8 'Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben', Teil 1-1 'Grundlagen - Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke', Schweizer Norm ENV 1998-1-1, SIA Norm Ausgabe 1987 V160.811, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

TEIL C – DÄMME

1 Allgemeines

1.1 Grundsätze zur erdbebengerechten Gestaltung von Erddämmen

1.1.1 Dammarten

Es wird unterschieden zwischen homogenen Dämmen, Dämmen mit einer zonierten Ausbildung und Dämmen mit Oberflächendichtung.

1.1.2 Materialien

Für die Erdbebensicherheit von Dämmen sind die Materialeigenschaften sowohl des Untergrundes als auch des Dammkörpers von ausschlaggebender Bedeutung.

Bei kohäsionslosen Materialien in gesättigtem Zustand können unter zyklischer Belastung erhebliche Porenwasserüberdrücke induziert werden. Dadurch ergeben sich kleinere effektiven Spannungen, was im Extremfall zum vollständigen Verlust der Scherfestigkeit des Materials (Bodenverflüssigung) führen kann. Der Einbau von solchen Materialien ist zu vermeiden.

1.1.3 Einbau der Dammmaterialien

Die eingesetzten Materialien sind nahe dem optimalen Wassergehalt einzubauen, so dass eine gute Verdichtung möglich ist. Damit können erdbebeninduzierte Setzungen gering gehalten werden.

1.1.4 Freibord

Das Überströmen des Dammes infolge einer direkten oder indirekten Erdbebeneinwirkung ist durch ein genügend grosses Freibord zu vermeiden.

Dabei sind erdbebeninduzierte Gleitverschiebungen und erdbebeninduzierten Setzungen der Dammkrone zu berücksichtigen.

1.1.5 Nebenanlagen

Für die sicherheitsrelevanten Betriebsorgane (Grund- und Mittelablässe, Hochwasserentlastung) ist für das Nachweisbeben, gegeben in Teil B, ein Erdbebensicherheitsnachweis zu führen.

Erosionsschäden entstehen bevorzugt längs dammdurchquerenden Leitungen. Innerhalb des Dammkörpers sind deshalb Leitungen möglichst zu vermeiden.

1.1.6 Benötigte Unterlagen

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

- Geometrie und Beschaffenheit des Dammkörpers.
- Eigenschaften der Fundation 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 werden gezielt bei erkannten Problemstellen, insbesondere bei Materialien, in denen ein erdbebeninduzierter Porenwasserdruckaufbau auftreten kann, oder bei nicht ausreichend vorhandenen Informationen angeordnet.

1.2 Materialkennwerte und Untersuchungsmethoden

1.2.1 Anforderungen

Die Anforderungen an die Materialeigenschaften und an die Untersuchungsmethoden für die einzelnen Sperrenklassen sind in Kapitel 2 bis 4 formuliert.

1.2.2 Eigenschaften

Die Zuordnung repräsentativer Materialkennwerte zu den einzelnen Materialzonen im Sperrenkörper und der Fundation ist für eine zuverlässige Beurteilung der Erdbebensicherheit wesentlich.

Untergrund- und Damm-Materialien sind aus mehreren Phasen aufgebaut (Festsubstanz, Luft, Wasser). Dies kann die Festigkeitseigenschaften unter Erdbebeneinwirkung stark beeinflussen. Der Sicherheitsnachweis muss diese Gegebenheiten adäquat berücksichtigen.

Die wichtigsten Kenngrössen eines Materials in bezug auf Erdbebenanregung sind:

- Festigkeitseigenschaften.
- Korngrössenverteilung.
- Lagerungsdichte.
- Schub- und Elastizitätsmodul.
- Materialdämpfung.

Diese Materialeigenschaften hängen zum Teil massgeblich von den bei Erdbeben auftretenden Schubdehnungen des Materials ab.

1.2.3 Untersuchungsmethoden

Generell ist ein Vorgehen in verschiedenen Stufen anzuwenden:

- Voruntersuchungen.
- Detailuntersuchungen.

Im Untersuchungsprogramm ist sowohl der Dammkörper als auch die Fundation mit-einzubeziehen.

1.3 Berechnungsmethoden

1.3.1 Anforderungen

Die Anforderungen an die Berechnungsmethoden für die einzelnen Sperrenklassen sind in Kapitel 2 bis 4 formuliert.

1.3.2 Modellbildung

Die Modellbildung hat Untergrund, Sperrenbauwerk und Stausee zu umfassen.

Es sind insbesondere auch die hydrologischen Verhältnisse (Lage des Grundwasserspiegels, Strömungsverhältnisse) zu berücksichtigen.

Generell ist ein Vorgehen in verschiedenen Berechnungsstufen anzuwenden. Mit einfachen Berechnungsmethoden werden zunächst Problemstellen erkannt. Diese werden in einem nächsten Schritt mit verfeinerten Berechnungsmethoden untersucht.

1.3.3 Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen

Bei vereinfachten Erdbeben-Stabilitätsanalysen wird die dynamische Erdbebenanregung durch statische Ersatzkräfte modelliert (vorgegebene Ersatzkraft oder Antwortspektrenverfahren nur mit erster Eigenfrequenz). Der Sicherheitsnachweis geschieht mit Berücksichtigung dieser Ersatzkräfte nach üblichen statischen Methoden.

1.3.4 Vereinfachte Berechnungen der Gleitverschiebungen

Für eine Abschätzung der Gleitverschiebungen und der Gleitsicherheit von Böschungen sind vereinfachte Berechnungsmethoden entwickelt worden. (Anhang C13)

Obwohl diese vereinfachten Methoden strenggenommen nur bei Materialien ohne erdbebeninduziertem Porenwasserüberdruck gelten, dürfen sie mit entsprechender Vorsicht auch in Fällen mit geringem erdbebeninduziertem Porenwasserüberdruck verwendet werden.

Die berechneten Verschiebungen sind kritisch zu beurteilen, insbesondere ist die Reduktion des Freibords nach dem Erdbeben zu bestimmen.

1.3.5 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 Materials möglichst gut zu widerspiegeln.

Es gibt verschiedene geeignete elasto-plastische Materialgesetze. In der Regel genügt es, bei kleinerer und mittlerer Beanspruchung mit linear-äquivalenten Kennziffern 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) Versuche 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) Beurteilung, 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.

1.4 Sicherheitsnachweise

Es wird unterschieden zwischen Stabilitätsanalysen und Berechnungen der Gleitverschiebungen.

1.4.1 Stabilitätsanalysen

Für das Nachweisbeben ist nachzuweisen, dass kein Versagen der Anlage auftritt, das zu einem unkontrollierten Wasserausfluss führen kann. Lokale Schäden und Verformungen, ohne Einfluss auf die Integrität des Bauwerkes, sind tolerierbar.

1.4.2 Berechnung der Gleitverschiebungen

Es ist nachzuweisen, dass im deformierten Zustand die zulässigen Grenzverschiebungen nicht überschritten werden und die Standsicherheit der Anlage noch genügend ist. Insbesondere ist durch ein genügend grosses Freibord ein allfälliges Überströmen des Dammes zu vermeiden.

1.5 Lastfälle

1.5.1 Lagen

Folgende Lastfälle sind bei den Sicherheitsnachweisen zu berücksichtigen:

1) Maximaler Betriebsstau (Stauziel):

Berücksichtigung von

- Eigengewicht
- Porenwasserdrücke und Sickerwasserverhältnisse im Sperrenkörper und dessen Fundation
- Erdbebenlasten
- Porenwasserüberdrücken infolge Erdbebenbelastung beim maximalen Betriebswasserstand.

2) Leerer See

Ein Nachweis erübrigt sich bei geringen Restwassermengen, bei denen auch bei einem Böschungsversagen keine Gefahr eines starken Auslaufens besteht.

3) Schnelle Absenkung

Bei einer schnellen Absenkung resultiert eine Sickerwasserströmung im Dammkörper, welche gegen die Wasserseite des Dammes gerichtet ist. Dies hat einen ungünstigen Einfluss auf die Stabilität der Dammböschung auf der Wasserseite. Deshalb wird generell abgeraten, während oder unmittelbar nach einem Erdbeben eine schnelle Absenkung durchzuführen. Dies ist bei der Vorbereitung des Betriebsreglements zu beachten.

1.5.2 Einwirkunsrichtungen

Grundsätzlich sind alle möglichen Einwirkungsrichtungen der Erdbebenanregung zu berücksichtigen, nämlich bei kombinierter Horizontal- und Vertikalanregung:

Anregung	Hor.	Vert.	Hor.	Vert.	Hor.	Vert.	Hor.	Vert.
Richtung	rechts	oben	rechts	unten	links	oben	links	unten
Kombination	→ ↑		→ ↓		← ↑		← ↓	

1.6 Übersicht der generellen Anforderungen

Sperren klasse	**Materialkennwerte und Untersuchungsmethoden**	**Modellbildung und Berechnungsmethoden**
III	Statische Kennziffern: - *Neubauten:* Statische geotechnische Untersuchungen. - *Bestehende Bauten:* Baudokumentation, Quervergleiche zulässig (Literatur, ähnliche Bauten).	- Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalyse (Ersatzlastverfahren), mit Horizontalanregung allein. - Berechnung der Gleitverschiebungen falls Gleiten möglich.
II	Statische Kennziffern, evtl. dynamische Kennziffern: - *Neubauten:* Statische Kennziffern: geotechnische Untersuchungen. Dynamische Kennziffern: Quervergleiche zulässig, dynamische Versuche empfohlen. - *Bestehende Bauten:* Statische Kennziffern: aus Baudokumentation, gegebenenfalls ergänzende Versuche. Dynamische Kennziffern: Quervergleiche zulässig.	- Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalyse (Antwortspektrenmethode mit einem Mode), Horizontal- und Vertikalanregung. - Berechnung der Gleitverschiebungen falls Gleiten möglich.

I	Statische und dynamische Kennziffern: - *Neubauten:* Statische und dynamische Kennziffern: Versuche. - *Bestehende Bauten:* Statische und dynamische Kennziffern: Baudokumentation, gegebenenfalls ergänzende statische und dynamische Versuche.	- 2-dimensionale statische und dynamische FE-Berechnungen. - Vereinfachte dynamische Stabilitätsanalysen: Stabilitätsnachweise während und nach dem Erdbeben, Horizontal- und Vertikalanregung. - Berechnung der Gleitverschiebungen falls Gleiten möglich.

2. Sperrenklasse III

2.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute

Zusätzlich zu den Anforderungen in Teil A müssen die beteiligten Fachleute mit statischen geotechnischen Untersuchungsmethoden gut vertraut sein und diesbezüglich eine ausreichende Erfahrung haben.

2.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse III

Als Nachweisgrundsätze gelten:

- Durch statische Untersuchungen (Neubauten) oder durch Quervergleiche (bestehende Bauten) erhaltene statische Materialkennwerte
- Empirische Bestimmung der Anfälligkeit des Dammmaterials auf einen Porenwasserdruckaufbau infolge zyklischer Anregung
- Stabilitätsanalyse von potentiellen Gleitkörpern unter einer statischen horizontalen Erdbebenersatzkraft
- Wenn nötig Bestimmung der bleibenden Gleitverschiebung (mit empirischer Berücksichtigung des dynamischen Dammverhaltens).

Daraus ergeben sich folgende Anforderungen:

Wiederkehrperiode Nachweisbeben	Gemäss Teil B
Materialeigenschaften und Untersuchungsmethoden	Benötigte Materialeigenschaften für alle Materialzonen: - Scherfestigkeitsparameter (statisch): φ', c, s_u. - Korngrössenverteilung. - Lagerungsdichte. - Evtl. SPT- oder ähnliche Versuche (vgl. Abschnitte 2.5.2 und 2.5.5). Untersuchungsmethoden: - Für Neubauten: statische geotechnische Untersuchungen. - Für bestehende Bauten: Quervergleiche mit anderen Bauwerken bzw. Literaturangaben zulässig. - Bei empfindlichen Materialien Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbaus mit SPT-Versuchen.

Modellbildung	- Geometrie, geotechnisches Modell der Fundation und des Dammkörpers (inkl. Sickerlinie). - Zweidimensionales Dammmodell. - Dynamische Wasserdrücke vernachlässigbar.
Berechnungsmethoden	- Einfache Beurteilung des Porenwasserdruckanstiegs (Korngrössenverteilung, Lagerungsdichte, SPT; der Einfluss des Porenwasserdruckanstiegs wird mit einer reduzierten Scherfestigkeit berücksichtigt) - Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen (Ersatzlastverfahren), nur Horizontalanregung - Evtl. einfache Berechnungen der Gleitverschiebungen falls Gleiten möglich (vgl. Abschnitte 2.5.3 und 2.5.4)

Tabelle 1 - Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse III

2.3 Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden

2.3.1 Kennwerte

Die erforderlichen Materialeigenschaften der Fundation und der Dammmaterialien sind:

- Scherfestigkeitsparameter (φ', c bzw. s_u bei undrainierten Verhältnissen)
- Korngrössenverteilung
- Lagerungsdichte

Zusätzlich sind bei den Materialien im Dammkörper die Verdichtungseigenschaften (Proctorkurve, optimaler Wassergehalt) zu bestimmen.

Im weiteren werden falls nötig (siehe Abschnitt 2.5.2) Eigenschaften in bezug auf einen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbau benötigt (ermittelt mittels SPT- oder ähnlichen Versuchen).

Bei den Nachweisen sind die eingesetzten Kennwerte der Materialeigenschaften angemessen konservativ zu wählen. Die Herkunft der Kennwerte ist zu erläutern und bezüglich Konservativität zu beurteilen.

Für vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen wird der Maximalwert des Reibungswinkels φ'_{peak} eingesetzt. Für die Berechnung von Gleitverschiebungen wird der Winkel der Restscherfestigkeit φ'_r eingesetzt (Anhang C1).

2.3.2 Neubauten / bestehende Bauten

Bei Neubauten sind mindestens statische Versuche zur Ermittlung der obengenannten Materialeigenschaften durchzuführen.

Bei bestehenden Bauten sind allfällig vorhandene Baudokumentationen sowie Messungen während des Betriebs eingehend zu studieren. Die benötigten Materialeigenschaften können auch aus Quervergleichen mit anderen Bauwerken oder aus Literaturangaben ermittelt werden.

2.4 Modellbildung

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

Ein zweidimensionales Modell ist ausreichend.

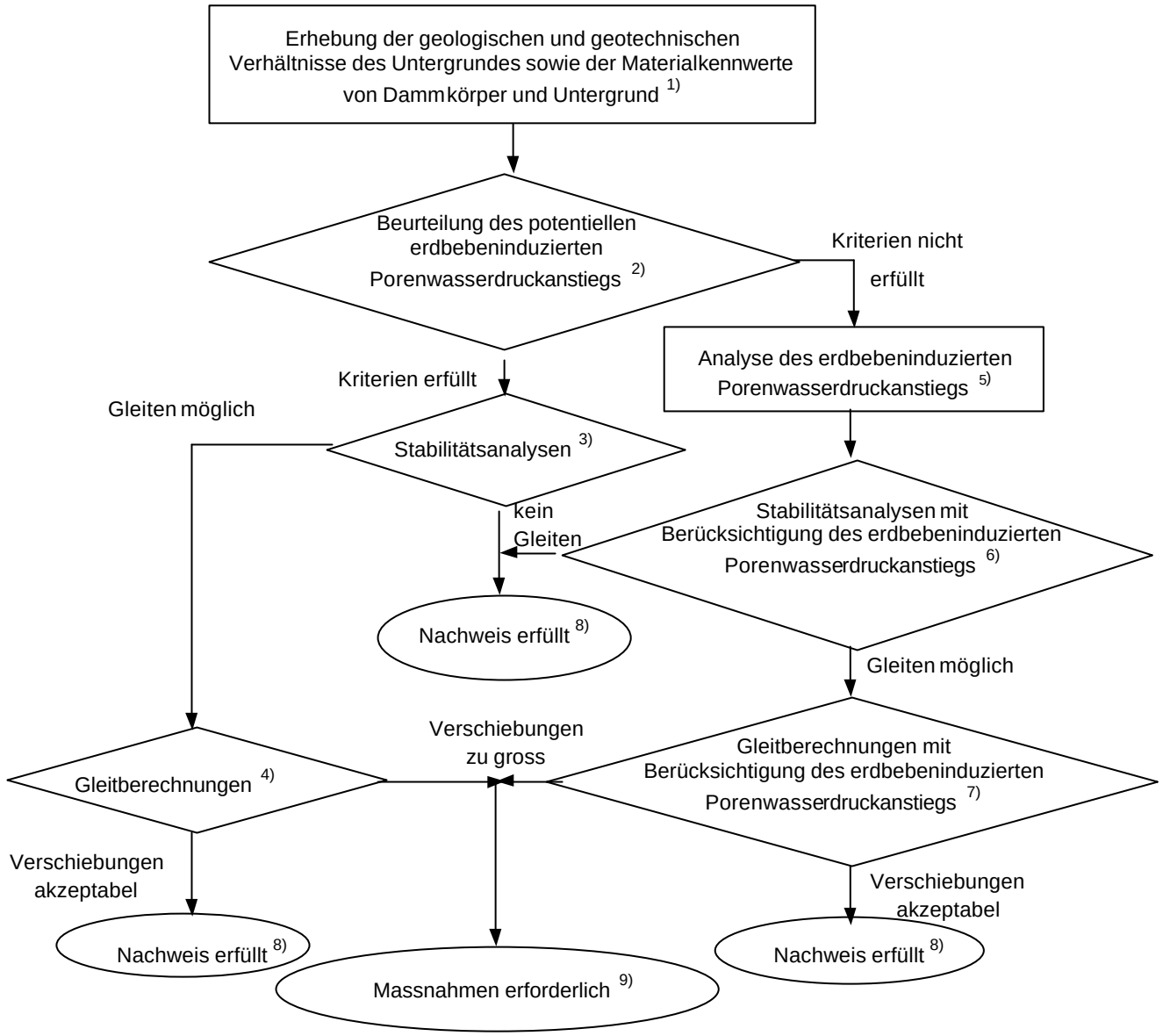
Es genügt, die horizontale Erdbebenanregung (Erdbebenersatzkraft) in Flussrichtung anzusetzen.

Sowohl vertikale Ersatzkräfte infolge Erdbebeneinwirkung als auch die dynamische Einwirkung des gestauten Wassers werden vernachlässigt.

Bei einer allfälliger Bestimmung der bleibenden Gleitverschiebung ist der Einfluss der lokalen Untergrundverhältnisse auf die Erdbebenanregung zu berücksichtigen (verschiedene Antwortspektren für Bodentypen A, B und C nach Teil B).

2.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse III

Die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse III erfolgt gemäss folgendem Ablaufschema:



Legende zum Schema zur Berechnung von Dammbauten der Klasse III:

[1] Statische geotechnische Standard-Untersuchungen und Laborversuche (Abschnitt 2.5.1).

[2] Nach Abschnitt 2.5.2.

[3] z.B. nach Bishop, mit Erdbebenersatzlasten (Abschnitt 2.5.3).

[4] Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen (Abschnitt 2.5.4).

[5] SPT, empirische Korrelationen (Abschnitt 2.5.5).

[6] z.B. nach Bishop, mit horizontalen Erdbebenersatzlasten und Porenwasserüberdrücke (Abschnitt 2.5.6).

[7] Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen mit Porenwasserüberdrücke (Abschnitt 2.5.6).

[8] Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist erfüllt.

[9] Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist nicht erfüllt. Es sind Massnahmen erforderlich (z.B. verfeinerte Berechnung mittels weniger konservativen, dafür besser abgesicherten Eingabegrössen; bauliche Massnahmen; Absenken des Reservoirspiegels).

2.5.1 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 geschieht mittels statischen geotechnischen Standard-Untersuchungen (inkl. SPT- oder ähnliche Versuche) und Laborversuchen. Dynamische Versuche sind im allgemeinen nicht notwendig.

2.5.2 Beurteilung des potentiellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Der erdbebeninduzierte Porenwasserdruckanstieg wird mit folgenden Einflussfaktoren beurteilt:

- Korngrössenverteilung
- Lagerungsdichte

Zeigt sich aus der Beurteilung, dass mit grösseren Dammbereichen oder mit durchgehenden Materialschichten (z.B. in der Fundation) zu rechnen ist, bei welchen die folgenden 3 Kriterien

1) Korngrössenverteilung liegt innerhalb der kritischen Bereiche in Anhang C4.
2) Lockere Lagerung gemäss Anhang C5.
3) Gesättigtes Material.

alle erfüllt sind, dann ist eine Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs nach Abschnitt 2.5.5 vorzunehmen.

Alternativ können empirische Korrelationen zwischen dem Verflüssigungspotential eines Bodens und den Resultaten von Eindringversuchen wie SPT- oder ähnlichen Versuchen zur Beurteilung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs benutzt werden.

Die Beurteilung des Verflüssigungsverhaltens von Sand aufgrund von SPT-Versuchen wird nach Anhang C6 durchgeführt.

2.5.3 Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen

Der Erdbebensicherheitsnachweis mit vereinfachten Erdbeben-Stabilitätsanalysen umfasst folgende Rechenschritte:

- Wahl der potentiellen Gleitkörper

- Berechnung der Gleitsicherheit für die gewählten Gleitkörper (mit einfachen Lamellenverfahren nach Anhang C11), mit Berücksichtigung des Eigengewichts und einer statischen horizontalen Erdbebenersatzkraft, welche gleich dem Produkt des Eigengewichts des Gleitkörpers mit der 1.5-fachen horizontalen Spitzenbeschleunigung a_h gemäss Teil B ist.

Es wird keine vertikale Erdbebenersatzkraft berücksichtigt.

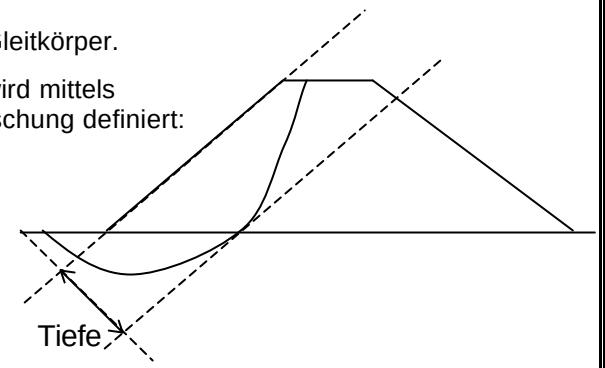
Folgt aus dieser Berechnung, dass einer der Gleitkörper nicht stabil ist, so sind die Gleitverschiebungen nach Abschnitt 2.5.4 zu berechnen. Ein Gleitkörper gilt dabei als stabil, wenn der Beurteilungsfaktor F nach Anhang C11 grösser als 1.0 ist.

2.5.4 Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen

Die Ermittlung der Gleitverschiebungen mit vereinfachten Berechnungen umfasst folgende Rechenschritte:

- Berechnung der Grundperiode T_0 des Dammes (in Querrichtung zur Dammachse) nach Anhang C8 im höchsten Dammquerschnitt.
- Berechnung der Beschleunigungswerte a_G (mittlere Beschleunigung im Schwerpunkt des Gleitkörpers) und a_c (kritische Beschleunigung) nach Anhang C10 bzw. Anhang C12.
- Ermittlung der totalen bleibenden Gleitverschiebung u nach Anhang C13.

Die zulässige Verschiebungen werden wie folgt ermittelt:

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. - Die Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand ist zu gewährleisten.
Kriterien	In der Regel werden diese Zielsetzungen erreicht, wenn die berechneten Gleitverschiebungen unter folgende Grenzwerte zu liegen kommen: - 0.5m für tiefe Gleitkörper. - 0.2m für oberflächennahe Gleitkörper. Die Tiefe eines Gleitkörpers wird mittels einer Parallelen zur Dammböschung definiert:  Als „oberflächennahe“ Gleitkörper werden solche bezeichnet, deren Tiefe 10 ÷ 20% der Dammhöhe nicht übersteigt. Anderenfalls wird der Gleitkörper als „tief“ bezeichnet. Bei Dämmen mit Oberflächendichtung ist die Integrität der Dichtung auch nach dem Erdbebenereignis nachzuweisen.

Massnahmen	Sind diese Kriterien nicht eingehalten, so sind spezielle Untersuchungen notwendig, um die obengenannten Zielsetzungen zu erreichen. Namentlich sind folgende Nachweise durchzuführen: - Der Freibord 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 Dammzonen 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 Drainageschichten im deformierten Zustand beträgt mindestens die Hälfte der Dicke im undeformierten Zustand. - Der Nachweis der Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand ist durchzuführen, wobei als Festigkeit in der Gleitfläche nur die Restscherfestigkeit φ'_r nach Anhang C1 angenommen werden darf.

2.5.5 Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Von Interesse ist die Abnahme der Scherfestigkeit nach einer gewissen Anzahl Zyklen der Erdbebenbelastung.

Zur Abschätzung dieser Abnahme stehen Diagramme zur Verfügung, welche auf empirischer Basis aufgrund von SPT-Versuchen ermittelt wurden (vgl. Anhang C16, Abschnitt 2.5.5).

Die mobilisierbare Scherfestigkeit s_r in einer bestimmten Tiefe aufgrund von SPT - Versuchen wird gemäss folgender Gleichung abgeschätzt [1]:

$$\frac{s_r}{s'_{v0}} = 0.0055 \cdot (N_1)_{60-CS}$$

Dabei ist $(N_1)_{60\text{-}CS}$ der sowohl bezüglich Energie- und Ausrüstungseffekten als auch bezüglich dem Anteil an Feinmaterialien korrigierte SPT-Wert. Für die Ermittlung von $(N_1)_{60\text{-}CS}$ vergleiche Anhang C6.

σ'_{v0} ist die effektive vertikale Normalspannung vor dem Versuch in der entsprechenden Tiefe.

2.5.6 Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen und Berechnung der Gleitverschiebungen mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

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

Die Scherfestigkeit, welche in den potentiellen Gleitflächen angenommen wird, entspricht derjenigen Scherfestigkeit, welche das Material beim maximal auftretenden Porenwasserdruckanstieg besitzt. Diese Scherfestigkeit wird mit empirischen Korrelationen z.B. gemäss Abschnitt 2.5.5 abgeschätzt. Bei der Verwendung solcher empirischen Korrelationen werden die Porenwasserüberdrücke also implizit mit der Wahl einer reduzierten Scherfestigkeit mitberücksichtigt.

Die weiteren Berechnungen erfolgen analog dem Falle ohne Porenwasserdruckanstieg nach den Abschnitten 2.5.3 und 2.5.4 mit dieser reduzierten Scherfestigkeit.

2.5.7 Stabilitätsanalyse nach dem Erdbeben mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Zusätzlich zu diesen Nachweisen muss auf jeden Fall die Gleitsicherheit nach dem Erdbeben (also ohne Trägheitskräfte) mit Berücksichtigung eines Fortbestehens eines allfälligen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs gegeben sein. Ein Gleitkörper gilt dabei als ausreichend stabil, wenn der Beurteilungsfaktor F nach Anhang C11 grösser als 1.2 ist (der minimale statische Wert ohne Porenwasserdruckanstieg liegt beim 1.5 für den Fall des normalen Betriebes).

3. Sperrenklasse II

3.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute

Zusätzlich zu den Anforderungen in Teil A müssen die beteiligten Fachleute mit statischen und dynamischen Finite-Element-Berechnungen sowie mit der Ermittlung von statischen und dynamischen Materialkennwerten gut vertraut sein und diesbezüglich eine ausreichende Erfahrung haben.

3.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse II

Als Nachweisgrundsätze gelten:

- Durch Untersuchungen erhaltene statische Materialkennwerte (Neubauten und bestehende Bauten).
- Empirische Bestimmung der Anfälligkeit des Dammmaterials auf einen Porenwasserdruckaufbau infolge zyklischer Anregung.
- Stabilitätsanalyse von potentiellen Gleitkörpern unter einer empirisch erhaltenen dynamischen horizontalen Beschleunigung (1 Mode) und einer pseudo-statisch wirkenden vertikalen Erdbebenanregung.
- Wenn nötig Bestimmung der bleibenden Gleitverschiebung (mit empirischer Berücksichtigung des dynamischen Dammverhaltens).

Daraus ergeben sich folgende Anforderungen:

Wiederkehrperiode Nachweisbeben	Gemäss Teil B.
Materialeigenschaften und Untersuchungsmethoden	Benötigte Materialeigenschaften für alle Materialzonen: - Scherfestigkeitsparameter (statisch): φ', c, s_u . - Korngrössenverteilung. - Lagerungsdichte. - Evtl. SPT- oder ähnliche Versuche (vgl. Abschnitt 3.5.2).

	- Evtl. dynamische Materialkennwerte (vgl. Abschnitt 3.5.5). Untersuchungsmethoden: - Für Neubauten: statische Standard-Versuche, dynamische Versuche wünschenswert. - Für bestehende Bauten: aus Baudokumentation, gegebenenfalls ergänzende Versuche. - Bei empfindlichen Materialien Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbaus mit zyklischen Laborversuchen oder gleichwertigen Untersuchungsmethoden.
Modellbildung	- Geometrie, geotechnisches Modell der Fundation und des Dammkörpers (inkl. Sickerlinie). - Zweidimensionales Dammmodell. - Dynamische Wasserdrücke vernachlässigbar.
Berechnungsmethoden	- Einfache Beurteilung des Porenwasserdruckanstiegs. - Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen (Antwortspektrenverfahren mit einem Mode), Horizontal- und Vertikalanregung. - Evtl. einfache Berechnung der Gleitverschiebungen falls Gleiten möglich (vgl. Abschnitte 3.5.3 und 3.5.4). - Evtl. Berechnung der Gleitverschiebung mit Beschleunigungszeitverlauf (vgl. Abschnitt 3.5.4).

Tabelle 2 - Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse II

3.3 Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden

3.3.1 Kennwerte

Die erforderlichen Materialeigenschaften der Fundation und der Dammmaterialien sind:

- Scherfestigkeitsparameter (φ', c bzw. s_u bei undrainierten Verhältnissen).
- Korngrössenverteilung.
- Lagerungsdichte.

Zusätzlich sind bei den Materialien im Dammkörper die Verdichtungseigenschaften (Proctorkurve, optimaler Wassergehalt) zu bestimmen.

Zur Abschätzung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbaus können auch Resultate aus SPT- oder ähnlichen Versuchen benutzt werden (vgl. Abschnitt 3.5.2).

Bei den Nachweisen sind die eingesetzten Kennwerte der Materialeigenschaften angemessen konservativ zu wählen. Die Herkunft der Kennwerte ist zu erläutern und bezüglich Konservativität zu beurteilen.

Für vereinfachte dynamische Stabilitätsanalysen wird der Maximalwert des Reibungswinkels φ'_{peak} eingesetzt. Für die Berechnungen von Gleitverschiebungen wird der Winkel der Restscherfestigkeit φ'_r eingesetzt (Anhang C1).

3.3.2 Neubauten / bestehende Bauten

Bei Neubauten sind mindestens statische Versuche zur Ermittlung dieser Materialeigenschaften durchzuführen. Dynamische Versuche werden empfohlen.

Bei bestehenden Bauten sind die Ergebnisse aus statischen Versuchen erforderlich. Dynamische Materialkennziffern dürfen aus empirischen Korrelationen abgeleitet werden. Allfällig vorhandene Baudokumentationen sowie Messungen während des Betriebs sind eingehend zu studieren.

3.4 Modellbildung

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

Im allgemeinen ist ein zweidimensionales Modell ausreichend (horizontale und vertikale Anregung gleichzeitig).

Die dynamische Einwirkung des gestauten Wassers wird vernachlässigt.

Der Einfluss der lokalen Untergrundverhältnisse auf die Erdbebenanregung ist zu berücksichtigen (verschiedene Spektren für Bodentypen A, B und C nach Teil B).

3.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse II

Die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse II erfolgt gemäss folgendem Ablaufschema. Die zugehörigie Legende ist:

Legende zum Schema zur Berechnung von Dammbauten der Klasse II:

[1] Statische geotechnische Standard-Untersuchungen und Laborversuche (Abschnitt 3.5.1).

[2] Nach Abschnitt 3.5.2.

[3] z.B. nach Bishop, mit Erdbebenersatzlasten (Abschnitt 3.5.3).

[4] Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen (Abschnitt 3.5.4).

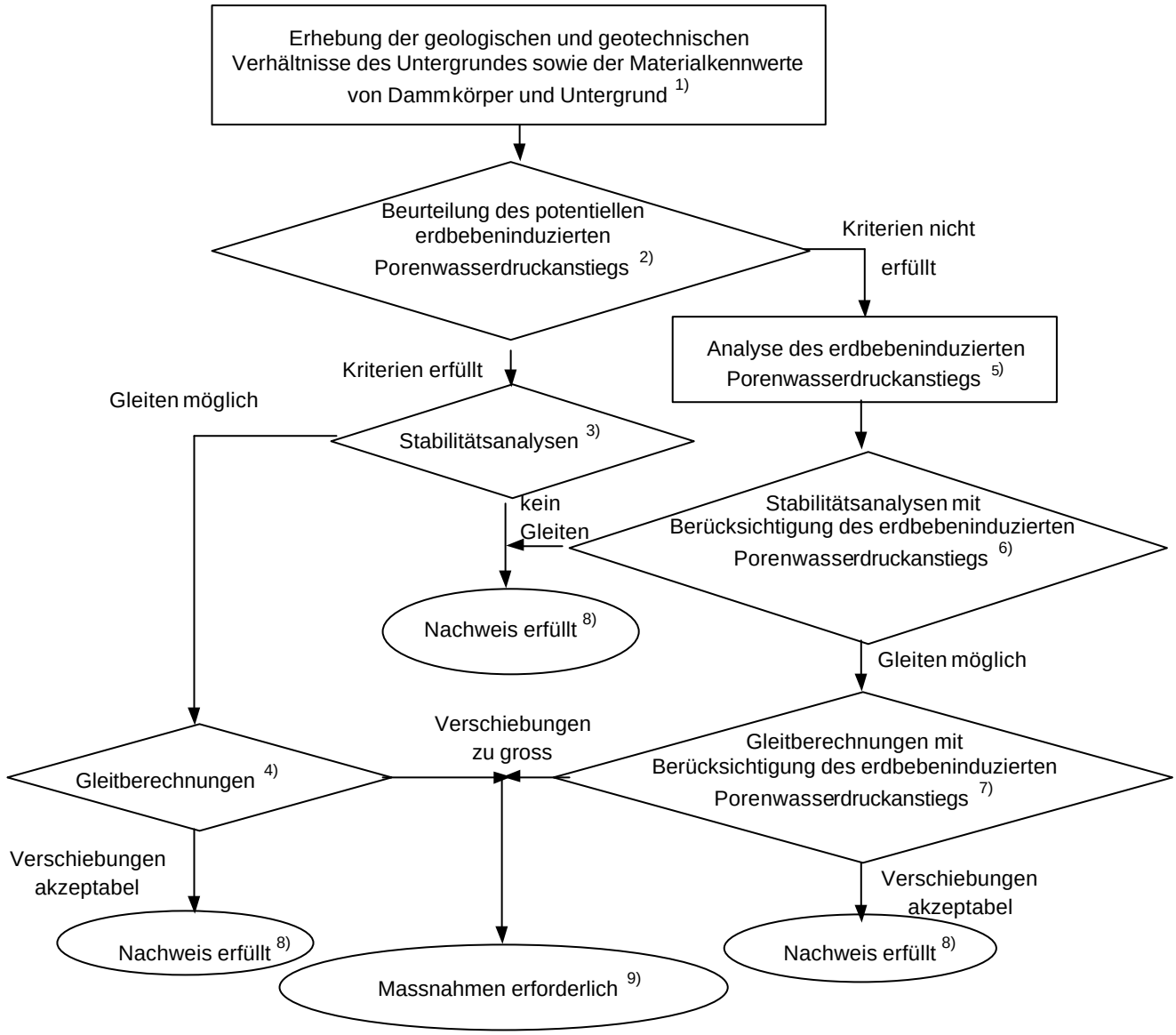
[5] Zyklische Laborversuche (Abschnitt 3.5.5).

[6] Z.B. nach Bishop, mit Erdbebenersatzlasten und Porenwasserüberdrücke, reduzierte Scherfestigkeit (Abschnitt 3.5.6).

[7] Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen mit Porenwasserüberdrücke, reduzierte Scherfestigkeit (Abschnitt 3.5.6).

[8] Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist erfüllt.

[9] Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist nicht erfüllt. Es sind Massnahmen erforderlich (z.B. verfeinerte Berechnung mittels weniger konservativen, dafür besser abgesicherten Eingabegrössen; bauliche Massnahmen; Absenken des Reservoirspiegels).



3.5.1 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 geschieht mittels geotechnischen Standard-Untersuchungen und Laborversuchen. Dynamische Versuche sind nicht notwendig, aber wünschenswert.

3.5.2 Beurteilung des potentiellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Der erdbebeninduzierte Porenwasserdruckanstieg wird mit folgenden Materialparametern beurteilt:

- Korngrössenverteilung
- Lagerungsdichte

Zeigt sich aus der Beurteilung, dass mit grösseren Dammbereichen oder mit durchgehenden Materialschichten (z.B. in der Fundation) zu rechnen ist, bei welchen die folgenden 3 Kriterien

1) Korngrössenverteilung liegt innerhalb der kritischen Bereiche in Anhang C4.
2) lockere Lagerung gemäss Anhang C5.
3) gesättigtes Material

alle erfüllt sind, dann ist eine Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs nach Abschnitt 3.5.5 vorzunehmen.

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

Die Beurteilung des Verflüssigungsverhalten von Sand aufgrund von SPT-Versuchen wird nach Anhang C6 durchgeführt.

3.5.3 Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalysen

Der Erdbebensicherheitsnachweis mit vereinfachter Erdbeben-Stabilitätsanalyse umfasst folgende Rechenschritte:

- Ermittlung der Grundperiode des Dammes (in Querrichtung zur Dammachse) nach Anhang C8 im höchsten Dammquerschnitt
- Berechnung der horizontalen und vertikalen Erdbebenersatzkräfte für bestimmte Gleitkörper nach Anhang C9.
- Berechnung der Gleitsicherheit für die gewählten Gleitkörper nach Anhang C11, mit Berücksichtigung des Eigengewichts und der horizontalen und vertikalen Erdbebenersatzkräfte. Dabei ist die ungünstigste Kombination in bezug auf die Richtung dieser Erdbebenersatzkräfte für den Nachweis massgebend.

Ergibt sich aus dieser Berechnung, dass einer der Gleitkörper nicht stabil ist, so sind die Gleitverschiebungen nach Abschnitt 3.5.4 zu berechnen. Ein Gleitkörper gilt dabei als stabil, wenn der Beurteilungsfaktor F nach Anhang C11 grösser als 1.0 ist.

3.5.4 Vereinfachte Berechnung der Gleitverschiebungen

Die Ermittlung der Gleitverschiebungen mit vereinfachten Berechnungen umfasst folgende Rechenschritte:

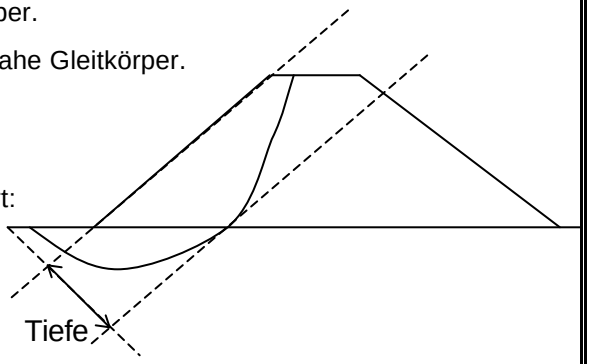
- Berechnung der Grundperiode T_0 des Dammes (in Querrichtung zur Dammachse) nach Anhang C8 im höchsten Dammquerschnitt.
- Berechnung der Beschleunigungswerte a_G (mittlere Beschleunigung im Schwerpunkt des Gleitkörpers) und a_c (kritische Beschleunigung) nach Anhang C10 bzw. Anhang C12.
- Ermittlung der totalen bleibenden Gleitverschiebung u nach Anhang C13.

Die Ermittlung der Gleitverschiebungen für Dämme der Sperrenklasse II mit einer solchen vereinfachten Methode ist aber nur erlaubt, falls die berechneten Verschiebungen unter folgende Grenzwerte zu liegen kommen:

- 0.3 m für tiefe Gleitkörper.
- 0.15 m für oberflächennahe Gleitkörper.

Anderenfalls sind die Gleitverschiebungen nach Anhang C15 zu ermitteln. Dies erfordert eine Berechnung im Zeitbereich.

Die zulässigen Verschiebungen werden dann wie folgt bestimmt:

Zielsetzungen	Das allgemeine Ziel bei der Ermittlung der Gleitverschiebungen ist, die langfristige Sicherheit eines Dammes nachzuweisen. Dies beinhaltet folgende Zielsetzungen: - Ein Überströmen des Dammes ist zu vermeiden. - Die Gefahr der inneren Erosion ist auszuschliessen. - Die Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand ist zu gewährleisten.
Kriterien	In der Regel werden diese Zielsetzungen erreicht, wenn die berechneten Gleitverschiebungen unter folgende Grenzwerte zu liegen kommen: - 0.5m für tiefe Gleitkörper. - 0.2m für oberflächennahe Gleitkörper. Die Tiefe eines Gleitkörpers wird mittels einer Parallelen zur Dammböschung definiert:  Als „oberflächennahe“ Gleitkörper werden solche bezeichnet, deren Tiefe 10 ÷ 20% der Dammhöhe nicht übersteigt. Anderenfalls wird der Gleitkörper als „tief“ bezeichnet. Bei Dämmen mit Oberflächendichtung ist die Integrität der Dichtung auch nach dem Erdbebenereignis nachzuweisen.
Massnahmen	Sind diese Kriterien nicht eingehalten, so sind spezielle Untersuchungen notwendig, um die obengenannten Zielsetzungen zu erreichen. Namentlich sind folgende Nachweise durchzuführen: - Der Freibord 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 Dammzonen 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 Drainageschichten im deformierten Zustand beträgt mindestens die Hälfte der Dicke im undeformierten Zustand. - Der Nachweis der Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand ist durchzuführen, wobei als Festigkeit in der Gleitfläche nur die Restscherfestigkeit φ'_r nach Anhang C1 angenommen werden darf.

3.5.5 Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Die Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs ist mit zyklischen Laborversuchen gemäss Anhang C14 oder mit ähnlichen Methoden durchzuführen.

3.5.6 Vereinfachte dynamische Stabilitätsanalysen oder Berechnung der Gleitverschiebungen mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Die Durchführung von vereinfachten dynamischen Stabilitätsanalysen oder von vereinfachten Berechnungen der Gleitverschiebungen mit Berücksichtigung eines allfälligen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs unterscheidet sich vom Fall ohne dessen Berücksichtigung nur im Vorhandensein von erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücken, ermittelt gemäss Abschnitt 3.5.5 bzw. Anhang C14, welche die effektiven Spannungen (gemäss $\sigma' = \sigma - u$) und somit die Scherfestigkeit erniedrigen.

Ansonsten gelten die Verfahren nach Abschnitt 3.5.3 und 3.5.4 unverändert.

3.5.7 Stabilitätsanalyse nach dem Erdbeben mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Zusätzlich zu diesen Nachweisen muss auf jeden Fall die Gleitsicherheit nach dem Erdbeben (also ohne Trägheitskräfte) mit Berücksichtigung eines Fortbestehens eines allfälligen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs gegeben sein. Ein Gleitkörper gilt dabei als ausreichend stabil, wenn der Beurteilungsfaktor F nach Anhang C11 grösser als 1.2 ist (der minimale statische Wert ohne Porenwasserdruckanstieg liegt beim 1.5 für den Fall des normalen Betriebes).

4. Sperrenklasse I

4.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute

Zusätzlich zu den Anforderungen in Teil A müssen die beteiligten Fachleute mit statischen und dynamischen Finite-Element-Berechnungen sowie mit der Ermittlung von statischen und dynamischen Materialkennwerten gut vertraut sein und diesbezüglich eine ausreichende Erfahrung haben.

4.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse I

Als Nachweisgrundsätze gelten:

- Durch Untersuchungen erhaltene statische und dynamische Materialkennwerte (Neubauten und bestehende Bauten).
- Finite-Element Berechnung des dynamischen Dammverhaltens im Zeitbereich, unter horizontaler und vertikaler Erdbebenanregung und unter Berücksichtigung von allfälligen Porenwasserüberdrücken infolge zyklischer Anregung.
- Stabilitätsanalyse von potentiellen Gleitkörpern nach dem Erdbeben, unter Berücksichtigung von allfälligen bleibenden Porenwasserüberdrücken.
- Wenn nötig empirische Bestimmung der bleibenden Gleitverschiebung, gestützt auf die Zeitbereich-Erdbebenberechnung des gesamtes Dammaufbaus.

Daraus ergeben sich folgende Anforderungen:

Wiederkehrperiode Nachweisbeben	Gemäss Teil B.
Materialeigenschaften und Untersuchungsmethoden	Benötigte Materialeigenschaften für alle Materialzonen: - statische und dynamische Materialkennwerte. Untersuchungsmethoden: - Neubauten: Kennziffern aus statischen und dynamischen Versuchen; bestehende Bauten: Kennziffern aus Baudokumentation, gegebenenfalls ergänzende Versuche.
Modellbildung	- Geometrie, geotechnisches Modell der Fundation und des Dammkörpers (inkl. Sickerlinie); Beurteilung der Fundation. - Zweidimensionales Dammmodell, evtl. dreidimensionales Modell. - Dynamische Wasserdrücke auf Damm vernachlässigbar.
Berechnungsmethoden	- Dynamische FE-Berechnungen. - Vereinfachte dynamische Stabilitätsanalysen. - Evtl. Berechnung der Gleitverschiebung mit Beschleunigungszeitverlauf falls Gleiten möglich (vgl. Abschnitt 4.5.7).

Tabelle 3 - Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse I

4.3 Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden

Die Ermittlung der dynamischen Materialeigenschaften (Schubmodul, Materialdämpfung, Festigkeitseigenschaften) im Dammkörper und in der Fundation hat grundsätzlich mit zyklischen Laborversuchen zu erfolgen (Anhang C16 Abschnitt 1.2).

Für vereinfachte dynamische Stabilitätsanalysen wird der Maximalwert des Reibungswinkels φ'_{peak} eingesetzt. Für die Berechnung von Gleitverschiebungen wird der Winkel der Restscherfestigkeit φ'_r eingesetzt (Anhang C1).

Bei den Nachweisen sind die eingesetzten Kennwerte der Materialeigenschaften angemessen konservativ zu wählen. Die Herkunft der Kennwerte ist zu erläutern und bezüglich Konservativität zu beurteilen.

4.4 Modellbildung

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

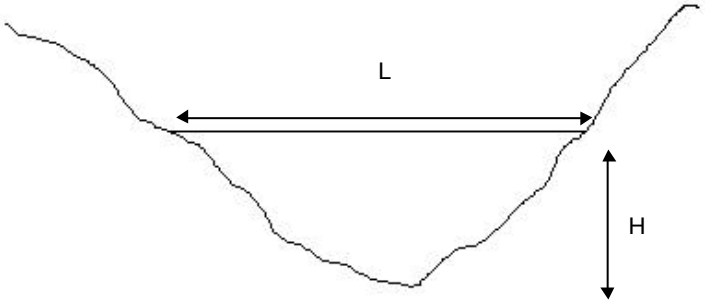
Im allgemeinen ist eine zweidimensionale FE-Berechnung ausreichend (horizontale und vertikale Anregung gleichzeitig). Es genügt, die Anregung in den Hauptachsen der Talsperre anzusetzen.

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

- Engen V-Tälern, in denen L/H < 3 ist (Figur 1).
- Variablen Untergrundverhältnissen in der Längsrichtung des Dammes.

Die in diesem Abschnitt aufgeführten Anforderungen sind dann sinngemäss anzupassen. Insbesondere ist dann eine in 3 Richtungen wirkende Erdbebenanregung zu berücksichtigen.

Ungleichförmige Bodenbewegungen müssen nicht berücksichtigt werden.



Figur 2: Definition der Kronenlänge L und der Kronenhöhe H

Die dynamische Einwirkung des gestauten Wassers kann in der Regel vernachlässigt werden.

Die Fundation des Dammkörpers wird als starr angenommen, sofern die Bedingung

$$\frac{B}{v_s} < 0.2s \qquad [2]$$

eingehalten ist, mit B = Basisbreite des Dammkörpers und v_s = Scherwellengeschwindigkeit im Fundationsmaterial (Anhang C2).

Falls die obige Bedingung nicht erfüllt ist, so ist eine genauere Analyse der dynamischen Interaktion zwischen Fundation und Dammkörper zu berücksichtigen.

4.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse I

Die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse I erfolgt gemäss folgendem Ablaufschema. Die zugehörige Legende ist:

Legende zum Schema zur Berechnung von Dammbauten der Klasse I.

[1)] Bestimmung der benötigten Kennwerte (statische und dynamische) (Abschnitt 4.5.1).

[2)] Statische und dynamische FE-Berechnungen (Abschnitt 4.5.2).

[3)] Zyklische Laborversuche zur Bestimmung der erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücke (Abschnitt 4.5.3)

[4)] Evtl. Rückkopplung (Abschnitt 4.5.4).

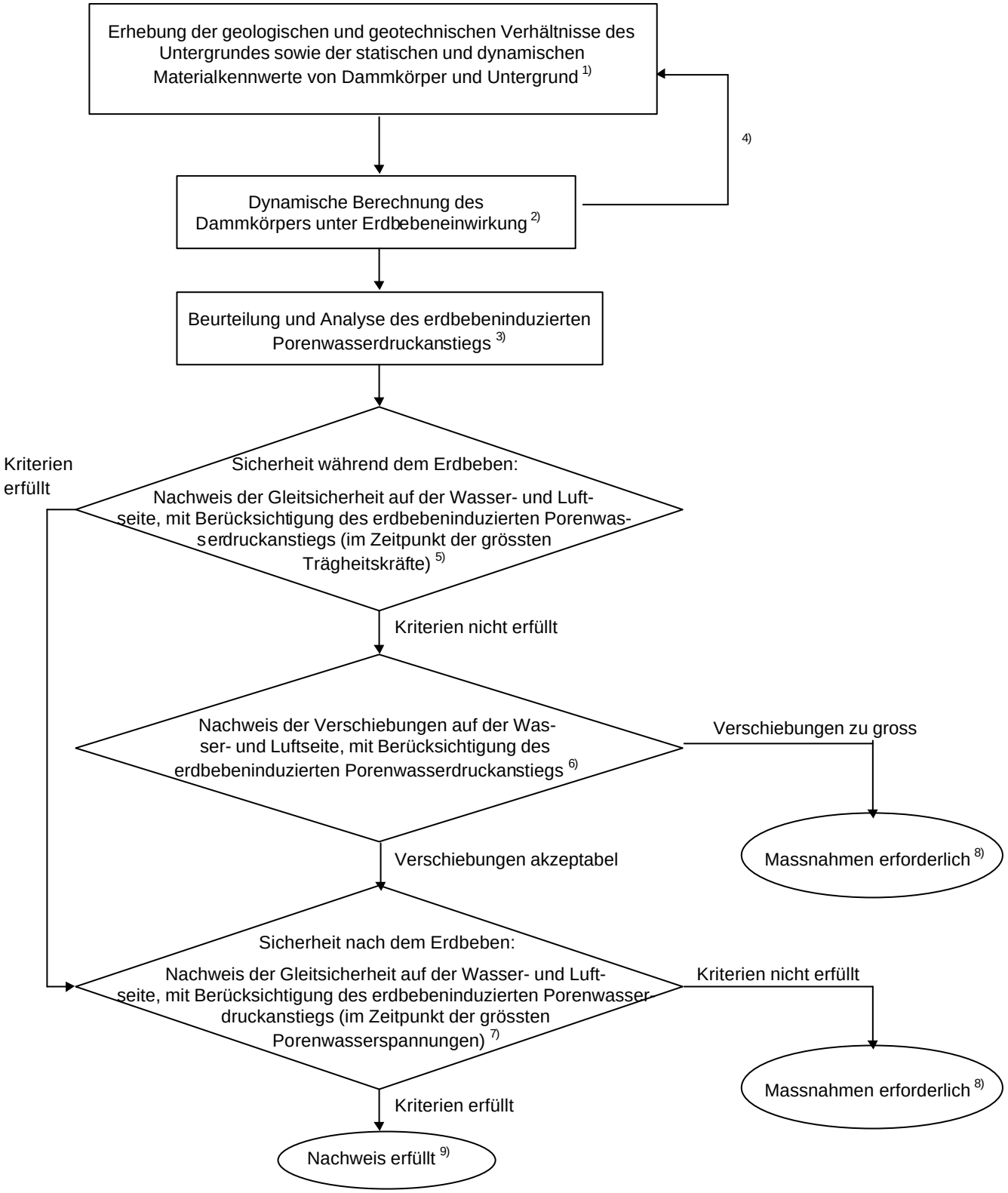
[5)] Stabilitätsanalysen z.B. nach Bishop, im Zeitpunkt der grössten Trägheitskräfte mit Berücksichtigung des zugehörigen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs; Nachweise auf der Wasser- und Luftseite (Abschnitt 4.5.5).

[6)] Berechnung der Gleitverschiebungen (Abschnitt 4.5.6).

[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 (Abschnitt 4.5.7).

[8)] Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis für Dämme der Sperrenklasse I ist nicht erfüllt. Es sind Massnahmen erforderlich. (z.B. bauliche Massnahmen; Absenken des Reservoirspiegels).

[9)] Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis für Dämme der Sperrenklasse I ist erfüllt.


Erhebung der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der statischen und dynamischen Materialkennwerte von Dammkörper und Untergrund 1)
4)
Dynamische Berechnung des Dammkörpers unter Erdbebeneinwirkung 2)
Beurteilung und Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs 3)
Kriterien erfüllt
Sicherheit während dem Erdbeben:
Nachweis der Gleitsicherheit auf der Wasser- und Luftseite, mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs (im Zeitpunkt der grössten Trägheitskräfte) 5)
Kriterien nicht erfüllt
Nachweis der Verschiebungen auf der Wasser- und Luftseite, mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs 6)
Verschiebungen zu gross
Massnahmen erforderlich 8)
Verschiebungen akzeptabel
Sicherheit nach dem Erdbeben:
Nachweis der Gleitsicherheit auf der Wasser- und Luftseite, mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs (im Zeitpunkt der grössten Porenwasserspannungen) 7)
Kriterien nicht erfüllt
Massnahmen erforderlich 8)
Kriterien erfüllt
Nachweis erfüllt 9)

4.5.1 Erhebung der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der Materialkennwerte von Dammkörper und Untergrund

Die relevanten dynamischen Materialkennwerte sind mit dynamischen Versuchen zu bestimmen (vgl. Anhang C16 Abschnitt 1.2).

4.5.2 Dynamische Berechnung des Dammkörpers

Die Antwort des Dammes auf die Erdbebenanregung wird in der Regel mit einer zweidimensionalen dynamischen Finite-Element-Berechnung im Zeitbereich untersucht (vergleiche Abschnitt 1.3). Vorgängig ist der Anfangszustand durch eine kompatible Finite-Element-Analyse zu ermitteln.

Für die dynamische Berechnung kann mit linear äquivalenten Bodenkennziffern gearbeitet werden (Anhang C16 Abschnitt 1.2).

Die Resultate dieser Berechnung sind:

- Spannungen (Maximalwerte und Zeitverläufe)
- Dehnungen
- Beschleunigungen (Maximalwerte und Zeitverläufe)

in repräsentativen Punkten des Dammkörpers.

4.5.3 Beurteilung der erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücke

Aufgrund der dynamischen Antwort des Dammes auf die Erdbebenanregung ist mit zyklischen Laborversuchen der Porenwasserdruckaufbau von repräsentativen Bodenproben des Dammes zu untersuchen (nach Anhang C14 oder mit ähnlichen Methoden).

4.5.4 Rückkopplung

Zeigt die Analyse, dass am Ende des Erdbebens mehrere Elemente 80% bis 100% Porenwasserdruckanstieg aufweisen (d.h. deren Steifigkeit und Festigkeit massgebend reduziert ist), so muss die dynamische Berechnung neu in mehreren Zeitabschnitten durchgeführt werden.

Die Anfangsbedingungen eines jeden Zeitabschnitts werden dabei so festgelegt, dass denjenigen Elementen, welche einen massgebenden Porenwasserdruckanstieg aufweisen, eine entsprechend reduzierte Scherfestigkeit und Steifigkeit zugewiesen wird.

Für die dynamische Berechnung werden somit zu jeder Zeit den einzelnen Elementen diejenigen Festigkeits- und Steifigkeitswerte zugewiesen, die der Grösse der erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücke entsprechen.

Als Alternative kann die dynamische Analyse in einem einzigen Zeitabschnitt wiederholt werden, wobei in diesem Fall die Scherfestigkeit und Steifigkeit der betroffenen Elemente mit hohem Porenwasserdruckanstieg vollständig vernachlässigt wird.

4.5.5. Stabilitätsanalyse während dem Erdbeben

Die Stabilitätsanalyse während dem Erdbeben kann mit Standardmethoden (gemäss Anhang C11) erfolgen, jedoch mit zusätzlicher Berücksichtigung der

- Aus der dynamischen Berechnung (Abschnitt 4.5.2) erhaltenen Beschleunigungen.

- Eventuellen Porenwasserüberdrücke, aufgrund der Laborversuche nach Anhang C14.

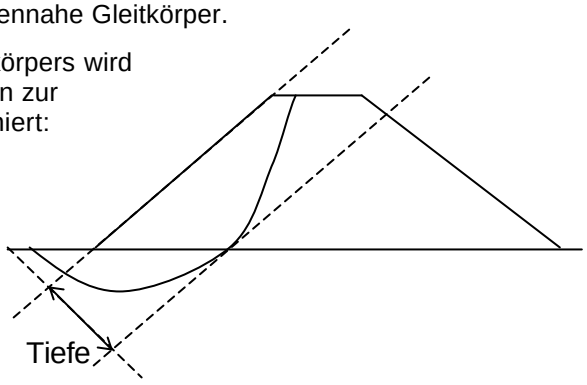
Ist die Gleitsicherheit nicht gegeben, so muss zur Gewährleistung der Dammsicherheit eine Berechnung der Gleitverschiebungen nach Abschnitt 4.5.6 durchgeführt werden. Ein Gleitkörper gilt dabei als stabil, wenn der Beurteilungsfaktor F nach Anhang C11 grösser als 1.0 ist.

4.5.6. Gleitverschiebungen

Die totalen Gleitverschiebungen sind aufgrund des Beschleunigungszeitverlaufs des Erdbebens zu ermitteln, nach Anhang C15.

Die Porenwasserdruckanstiege gemäss den zyklischen Laborversuchen nach Anhang C14 sind dabei in die Berechnung miteinzubeziehen.

Die zulässige Verschiebungen werden wie folgt ermittelt:

Zielsetzungen	Das allgemeine Ziel bei der Ermittlung der Gleitverschiebungen ist, die langfristige Sicherheit eines Dammes nachzuweisen. Dies beinhaltet folgende Zielsetzungen: - Ein Überströmen des Dammes ist zu vermeiden. - Die Gefahr der inneren Erosion ist auszuschliessen. - Die Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand ist zu gewährleisten.
Kriterien	In der Regel werden diese Zielsetzungen erreicht, wenn die berechneten Gleitverschiebungen unter folgende Grenzwerte zu liegen kommen: - 0.5 m für tiefe Gleitkörper. - 0.2 m für oberflächennahe Gleitkörper. Die Tiefe eines Gleitkörpers wird mittels einer Parallelen zur Dammböschung definiert:  Als „oberflächennahe“ Gleitkörper werden solche bezeichnet, deren Tiefe 10 ÷ 20% der Dammhöhe nicht übersteigt. Anderenfalls wird der Gleitkörper als „tief“ bezeichnet. Bei Dämmen mit Oberflächendichtung ist die Integrität der Dichtung auch nach dem Erdbebenereignis nachzuweisen.
Massnahmen	Sind diese Kriterien nicht eingehalten, so sind spezielle Untersuchungen notwendig, um die obengenannten Zielsetzungen zu erreichen. Namentlich sind folgende Nachweise durchzuführen: - Der Freibord 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 Dammzonen 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 Drainageschichten im deformierten Zustand beträgt mindestens die Hälfte der Dicke im undeformierten Zustand. - Der Nachweis der Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand ist durchzuführen, wobei als Festigkeit in der Gleitfläche nur die Restscherfestigkeit ?'r nach Anhang C1 angenommen werden darf.

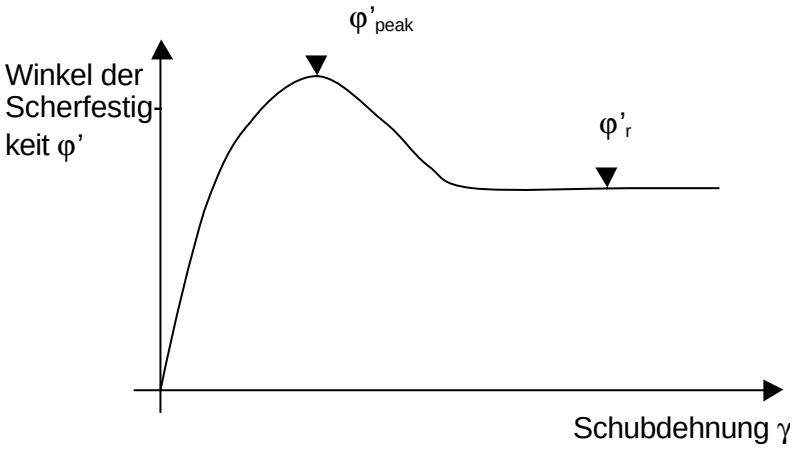
4.5.7. Stabilitätsanalyse nach dem Erdbeben

Die Stabilitätsanalyse nach dem Erdbeben (ohne Trägheitskräfte) kann mit Standardmethoden (gemäss Anhang C11) erfolgen, jedoch mit zusätzlicher Berücksichtigung von eventuellen erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücken gemäss den Laborversuchen in Anhang C14.

Für den Winkel der Scherfestigkeit wird φ'_{peak} (vgl. Anhang C1) eingesetzt, sofern kein Gleiten nach Abschnitt 4.5.5. auftritt. Ansonsten ist die Restscherfestigkeit φ'_r einzusetzen.

Ein Gleitkörper gilt dabei als ausreichend stabil, wenn der Beurteilungsfaktor F nach Anhang C11 grösser als 1.2 ist (der minimale statische Wert ohne Porenwasserdruckanstieg liegt beim 1.5 für den Fall des normalen Betriebes).

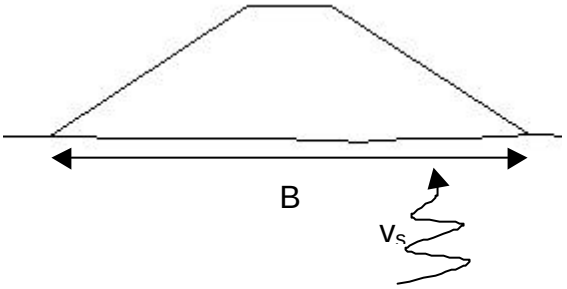
5. Anhang C1 - Scherfestigkeit



Bei Stabilitätsanalysen wird grundsätzlich der Winkel der Scherfestigkeit φ'_{peak}, bei Berechnungen von Gleitverschiebungen der Winkel der Restscherfestigkeit φ'_r eingesetzt.

6. Anhang C2 - Fundationsverhältnisse

Basisbreite B und Scherwellengeschwindigkeit v_s



Die Fundation des Dammkörpers wird als starr angenommen, sofern die Bedingung

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

eingehalten ist, mit B = Basisbreite des Dammkörpers und v_s = Scherwellengeschwindigkeit im Fundationsmaterial (nach [2]). Bei mangelnder in-situ Angabe der Scherwellengeschwindigkeit kann sie näherungsweise gemäss Anhang C3 abgeschätzt werden.

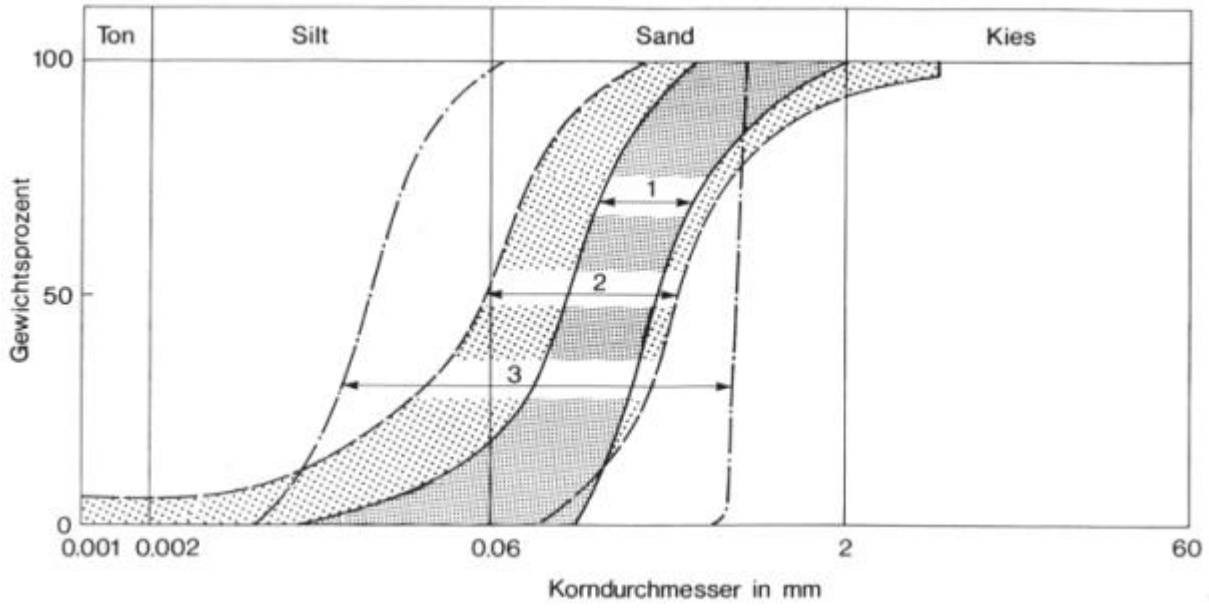
7. Anhang C3 - Abschätzung der Scherwellengeschwindigkeiten für verschiedene Bodenarten

Bodenart	**v_s (m/s)**
Lockergesteine	
Deckschichten, locker gelagert, verwittert, nicht gesättigt (Tiefe 3 bis 6m)	110...480
Schotter (Kiessand), nicht gesättigt	220...450
Schotter, grundwassergesättigt	400...600
Verkitteter Schotter	1000...1500
	290...540

Seebodenlehm, nicht vollständig gesättigt	390...530
Seebodenlehm, gesättigt	120...400
Gehängelehm, nicht gesättigt	500...1150
Moräne	150...300
Löss	
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

8. Anhang C4 - Beurteilung des Porenwasserdruckanstiegs

8.1 Basis



Kornverteilungsbereiche von Böden, die sich verflüssigen können [3]

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

Obiges Diagramm zeigt die Bodentypen, welche bei Sättigung und zyklischer Belastung signifikante Porenwasserdruckanstiege erleiden, was im Extremfall zu einem vollständigen Verlust der Scherfestigkeit führen kann. Wesentlich ist der Kornverteilungsbereich zwischen 10% und 90% (Gewichtsprozent) sowie die Steilheit C_u der Korngrössenverteilungskurve in diesem Bereich.

Die Steilheit C_u einer Korngrössenverteilungskurve ist definiert als d_{60}/d_{10}, wobei d_{60} bzw. d_{10} dem Korndurchmesser bei einem Siebdurchgang von 60 bzw. 10 Gewichtsprozent entspricht.

8.1 Beurteilungskriterien

Wenn die Kornverteilungskurve eines Materials innerhalb der Bereiche in obiger Figur liegt (insbesondere innerhalb des Bereichs "2" zwischen 10% und 90%) und die Steilheit C_u kleiner als ca. 2 ist, so ist der Porenwasserdruckaufbau genauer zu untersuchen (mittels SPT-Versuchen oder mittels zyklischen Laborversuchen).

Dieses vereinfachte Verfahren darf bei Sperren der Klasse I nicht eingesetzt werden.

9. Anhang C5 - Lagerungsdichte, lockere Lagerung

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

$$D_r = \frac{n_{max} - n}{n_{max} - n_{min}} = \frac{g_d - g_{d\,min}}{g_{d\,max} - g_{d\,min}} \frac{g_{d\,max}}{g_d}$$

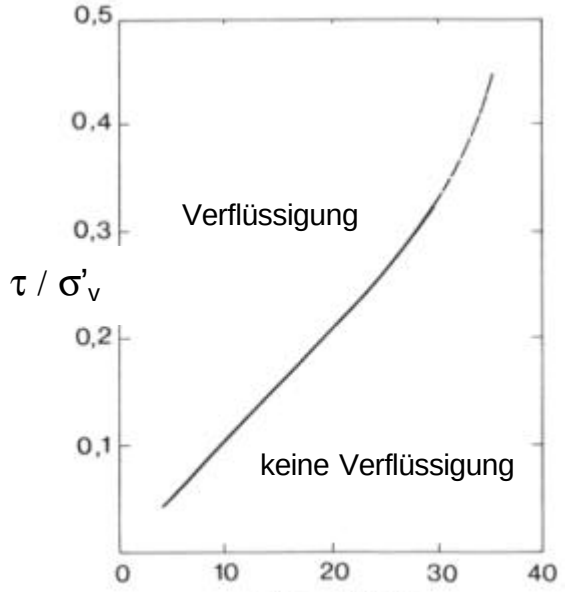
wobei n die Porosität des Bodens in der Natur, n_{max} bzw. n_{min} die Porositäten bei dichtester bzw. lockerster Lagerung, γ_d das Trockenraumgewicht und $\gamma_{d\,min}$ bzw. $\gamma_{d\,max}$ das Trockenraumgewicht in lockerster bzw. dichterster Lagerung der Probe darstellen.

$\gamma_{d\,min}$ bzw. $\gamma_{d\,max}$ werden dabei gemäss den Verfahren in den Normen USBR 5525 bzw. USBR 5530 des Bureau of Reclamation [4] bestimmt.

Eine lockere Lagerung liegt bei einer Lagerungsdichte D_r von weniger als 0.5 vor.

10. Anhang C6 - Beurteilung des Verflüssigungspotentials mit SPT-Versuchen

10.1 Basis



Korrelation zwischen dem Verflüssigungsverhalten von Sand im Feld und dem normierten SPT-Eindringwiderstand $(N_1)_{60\text{-}cs}$ (modifiziert nach [5]).

t/s'_v stellt dabei das Verhältnis der Scherspannung t aus der zyklischen Belastung zum (statischen) effektiven Überlagerungsdruck s'_v dar. Die Bestimmung von t erfolgt gemäss Anhang C7.

$(N_1)_{60\text{-}CS}$ ist der normierte Eindringwiderstand von SPT-Versuchen und wird wie folgt bestimmt [1].

10.2 Bestimmung von $(N_1)_{60\text{-}CS}$

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

$$(N_1)_{60} = \frac{N_{60}}{\sqrt{s'_{vo}}}$$

mit σ'_{v0} als die effektive vertikale Normalspannung vor dem Versuch in der entsprechenden Tiefe. Sowohl N60 als auch $(N1)_{60}$ sind dimensionslos (Anzahl Schläge). Für σ'_{v0} muss in der obigen Gleichung der entsprechende Wert in [kg/cm^2] eingesetzt werden.

$(N_1)_{60}$ wird schliesslich zu $(N_1)_{60\text{-}CS}$ korrigiert gemäss

$$(N_1)_{60-CS} = (N_1)_{60} + D(N_1)_{60}$$

wobei $\Delta(N_1)_{60}$ vom Feinanteil des Materials (Fraktion <0.06mm der Kornverteilungskurve) abhängt und mit folgender Tabelle bestimmt wird:

Feinanteil in % (Fraktion < 0.06mm)	$D(N_1)_{60}$
10	1
25	2
35	3
50	4
75	5

Dieses vereinfachte Verfahren darf bei Sperren der Klasse I nicht eingesetzt werden.

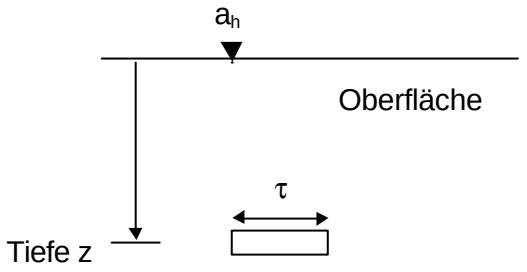
11. Anhang C7 - Zyklische Schubspannung t

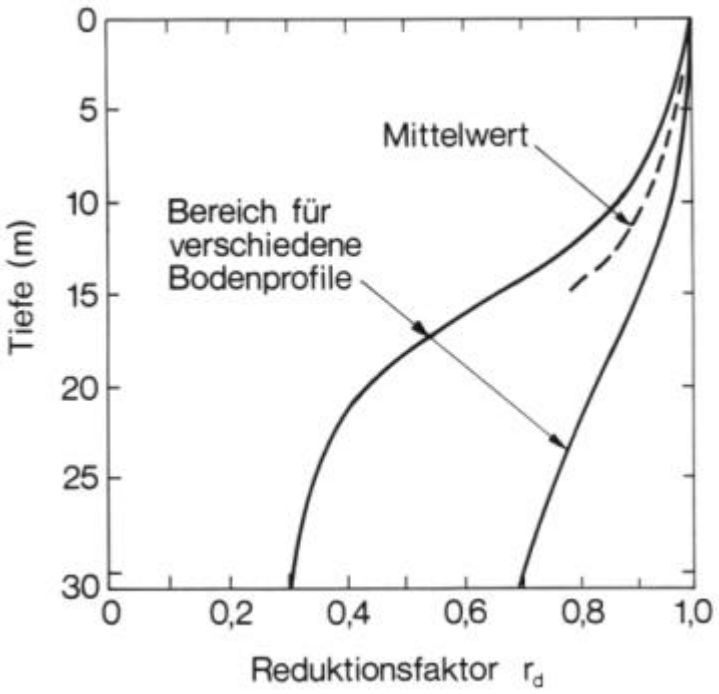
11.1 Fundation

Die zyklische Schubspannung τ wird in der Fundation in jeder Tiefe (vgl. nachfolgende Figur) aus der Gleichung

$$t = 0.65 \frac{a_h}{g} s_v \cdot r_d$$

berechnet, wobei a_h die Spitzenbeschleunigung nach Teil B, g die Erdbeschleunigung, σ_v die totale vertikale Normalspannung in der Tiefe z und r_d der Reduktionsfaktor gemäss folgender Figur bedeuten.





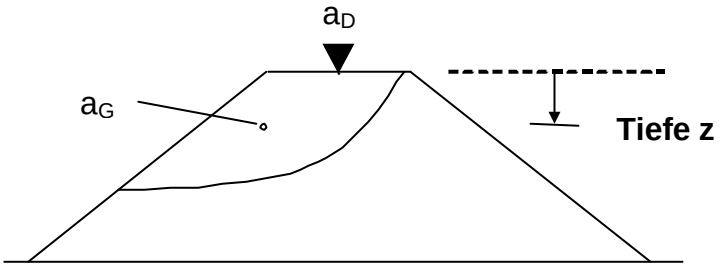
Reduktionsfaktor für zyklische Schubspannungen [5]

11.2 Dammkörper

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

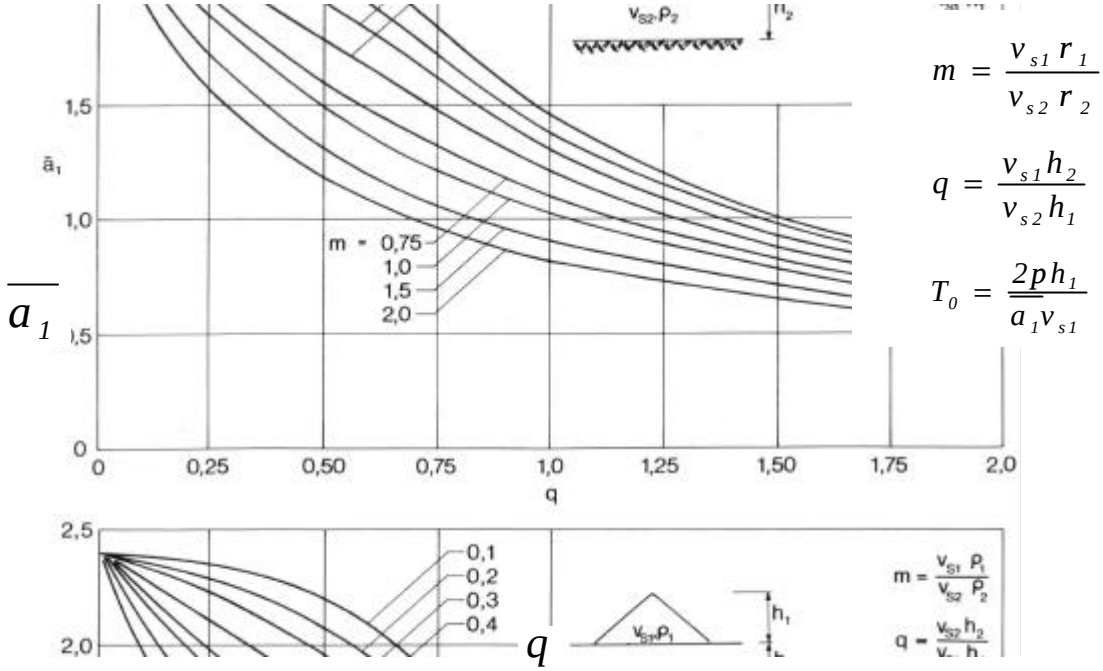
$$t = 0.65 \frac{a_G}{g} s_v$$

mit a_G gemäss Anhang C10 und σ_v als die totale vertikale Normalspannung im untersuchten Schwerpunkt.



12. Anhang C8 - Ermittlung der Grundperiode des Dammes (in Querrichtung zur Dammachse)

Die Grundperiode T_0 des Dammes wird mit Hilfe der folgenden Figur abgeschätzt:



Grundperiode T_0 eines Dammes auf einer elastischen Schicht [6]

v_s bedeutet dabei die Scherwellengeschwindigkeit und ρ die Dichte des Schichtmaterials. Für die berechneten Werte m und q wird aus der Figur die Grösse $\bar{a}_1$ abgelesen. Damit wird schliesslich T_0 berechnet.

Dieses vereinfachte Verfahren darf bei Sperren der Klasse I nicht eingesetzt werden.

13. Anhang C9 - Berechnung der Erdbebenersatzkräfte für einen Gleitkörper

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

$$E_h = a_G \cdot m$$

wobei a_G der mittlere Beschleunigungswert nach Anhang C10 im Schwerpunkt des Gleitkörpers und m die Masse des Gleitkörpers darstellt.

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:

$$E_v = a_v \cdot m$$

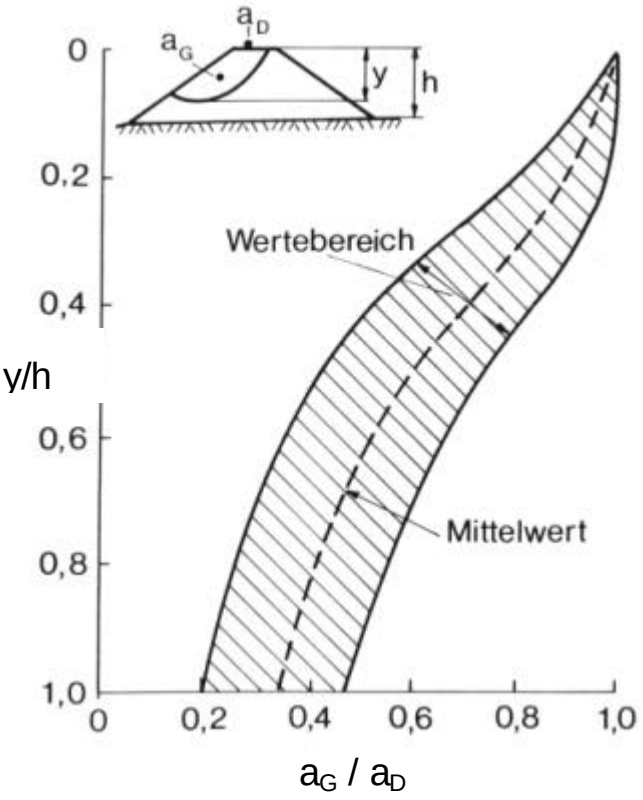
a_v ist die vertikale Komponente der Erdbebenanregung gemäss Teil B.

Dieses vereinfachte Verfahren darf bei Sperren der Klasse I nicht eingesetzt werden.

14. Anhang C10 - Maximale Beschleunigung im Schwerpunkt und an der Dammkrone

14.1 Maximale Beschleunigung a_G im Schwerpunkt

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



Verlauf der Spitzenbeschleunigung des Gleitkörpers in Funktion der Lage der Gleitfläche [7]

In dieser Figur 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 und Seed [7] aufgrund zahlreicher Berechnungen bestimmt, wobei die Werte für den Schubmodul G und für die Dämpfung D in den in der Praxis üblichen Wertebereichen liegen.

14.2 Maximale Beschleunigung an der Dammkrone

Der maximale Beschleunigungswert a_D auf der Dammkrone wird gemäss der folgenden Formel ermittelt [7]:

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot a_1)^2 + (1.06 \cdot a_2)^2 + (0.86 \cdot a_3)^2}$$

mit a_1, a_2 bzw. a_3 als die Spektralwerte der Beschleunigungen gemäss Teil B (mit Dämpfungsmass 15%) für die drei ersten Eigenkreisfrequenzen ω_1, ω_2 bzw. ω_3.

Dabei ist der Einfluss der lokalen Untergrundverhältnisse auf die Erdbebenanregung zu berücksichtigen (verschiedene Antwortspektren für Bodentypen A, B und C nach Teil B).

ω_1, ω_2 und ω_3 können dabei gemäss den Formeln

$$w_1 = 2.40 \cdot \frac{v_s}{h} \quad ; \quad w_2 = 5.52 \cdot \frac{v_s}{h} \quad ; \quad w_3 = 8.65 \cdot \frac{v_s}{h}$$

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 darf bei Sperren der Klasse I nicht eingesetzt werden.

15. Anhang C11 - Berechnung der Gleitsicherheit für den gewählten Gleitkörper

Der Beurteilungsfaktor F für den gewählten Gleitkörper wird mit gewöhnlichen statischen Methoden berechnet, wobei die ermittelte horizontale und vertikale Erdbebenanregung in die Berechnung miteinbezogen wird.

Für Sperrenklasse III: Globale Anregung mit gegebener, horizontaler Erdbebenersatzkraft

Für Sperrenklasse II: Globale Anregung nach Anhang C9 / C10.

Für Sperrenklasse I: Lokale Beschleunigungen in den einzelnen Elementen aufgrund der FE-Analyse. Bei nicht zu tiefen Gleitkreisen kann die Beschleunigung der Elemente auf der Gleitebene in die Rechnung eingeführt werden.

Als statische Methoden für den Gleitsicherheitsnachweis 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

$$t_f = s' \cdot \tan j' + c'$$

berechnet. Der Beurteilungsfaktor F berechnet sich dann aufgrund dieser Scherfestigkeit τ_f und der Spannung τ infolge der Erdbebenanregung und sämtlichen statischen Lasten wie folgt:

$$F = \frac{\sum t_f}{\sum t}$$

mit Summation über alle Lamellen entlang der potentiellen Gleitfläche.

Dieses vereinfachte Verfahren darf bei Sperren der Klasse I nur für den Nachwies des Zustandes nach dem Erdbeben eingesetzt werden.

16. Anhang C12 - Berechnung der kritischen Beschleunigung a_c für eine potentielle Gleitfläche

Die kritische Beschleunigung a_c einer potentiellen Gleitfläche ist diejenige horizontale Beschleunigung, bei welcher die Gleitsicherheit F des Gleitkörpers 1.0 beträgt.

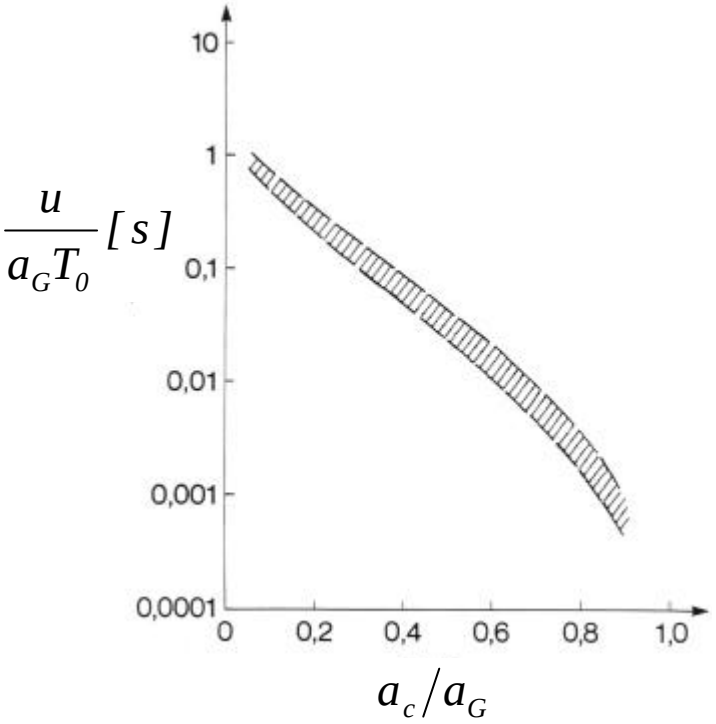
Die Gleitsicherheit F wird mit gewöhnlichen statischen Methoden (z.B. nach Bishop oder Janbu) berechnet, wobei in die Berechnung zusätzlich die statischen Ersatzkräfte I für die einzelnen Lamellen eingeführt werden. Die statische horizontale Ersatzkraft I beträgt dabei pro Lamelle

$$I = m \cdot a_c$$

mit m = Masse der Lamelle.

17. Anhang C13 - Ermittlung der Verschiebung des Gleitkörpers

Die totale bleibende Gleitverschiebung u wird gemäss folgender Figur ermittelt:



Bleibende Verschiebung entlang einer Gleitfläche (modifiziert nach [7]).

Mit:

a_c nach Anhang C12.

a_G nach Anhang C10.

T_0 nach Anhang C8.

Anmerkung

Diese berechnete totale Verschiebung u entspricht nach Makdisi und Seed [7] 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.

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.

Dieses vereinfachte Verfahren darf bei Sperren der Klasse I nicht eingesetzt werden.

18. Anhang C14 - 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 der Fundation oder des Dammkörpers wird nach Anhang C7. Bestimmt/ (für Sperren der Klassen III und II) bzw. durch die FE-Berechnung erhalten (Sperren der Klasse I).

Es sind mindestens 15 Belastungszyklen durchzuführen.

Von besonderem Interesse sind die folgenden Ergebnisse unter der zyklischen Belastung:

- Porenwasserdruckanstieg.
- Inelastische Verformungen.

19. Anhang C15 - 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 C12. überschreiten (massgebend ist die Differenz zwischen kritischer Beschleunigung und Beschleunigung infolge Erdbebenanregung).

Die Berechnung basiert auf der Gleitblockmethode nach Newmark (vgl. Anhang C16, Abschnitt 1.3).

20. Anhang C16 - Erklärende Kommentare zum Teil C

1. ALLGEMEINES

1.1 Grundsätze zur erdbebengerechten Gestaltung von Erddämmen

Dammarten

Homogene Dämme sind erfahrungsgemäss nur bis zu einer Kronenhöhe von ca. 30m vorzusehen.

Auch bei homogenen Dämmen ist eine Drainageschicht (z.B. Chimney drain) vorzusehen, welche einen allfälligen Wasseraustritt an der unterwasserseitigen Böschung verhindert; dies erfordert auch entsprechende Filterzonen zwischen dem eigentlichen Dammmaterial und der Drainageschicht.

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

Die verschiedenen Funktionen der Materialzonen umfassen:

- Stützfunktion.
- Dichtung.
- Filter.
- Drainage.
- Erosionsschutz.

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 0.5 der Anfangsdicke) 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 Bestimmung des vorhandenen Freibords sind folgende Punkte zu beachten:

- Wellenhöhen infolge erdbebeninduzierten Rutschungen im Staubecken, unter Berücksichtigung des Auflaufens 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 nötig.

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 nach deren Ursachen zu untersuchen.

1.2 Materialkennwerte und Untersuchungsmethoden

Eigenschaften

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

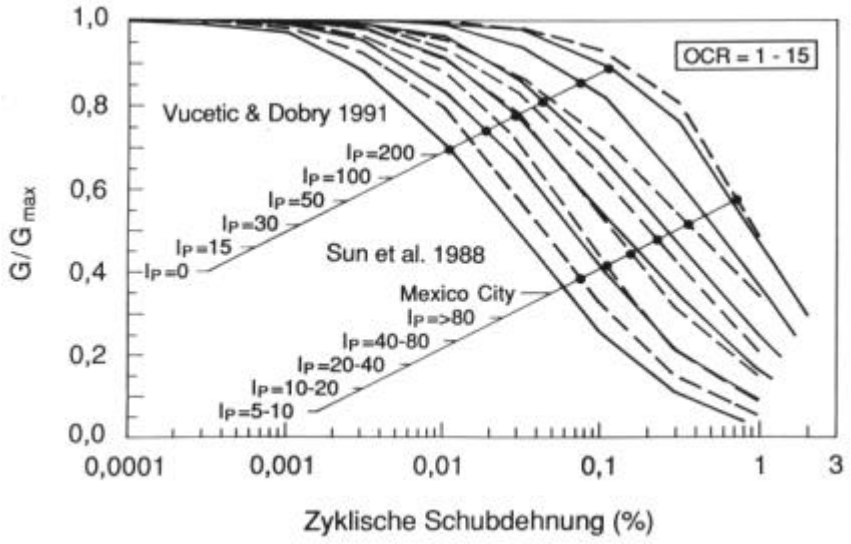
Im allgemeinen sind sowohl Labor- wie auch Feldversuche durchzuführen. Die verschiedenen Resultate aus Labor- und Feldversuchen für bestimmte Eigenschaften eines Materials sind zu vergleichen und miteinander zu korrelieren. Dabei sind die unterschiedlichen Versuchsbedingungen des Labors im Gegensatz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

Die Materialfestigkeiten sind bei zyklischer Beanspruchung im allgemeinen tiefer als bei statischer Beanspruchung. Als wichtigste Kenngrösse gilt die Scherfestigkeit des Materials.

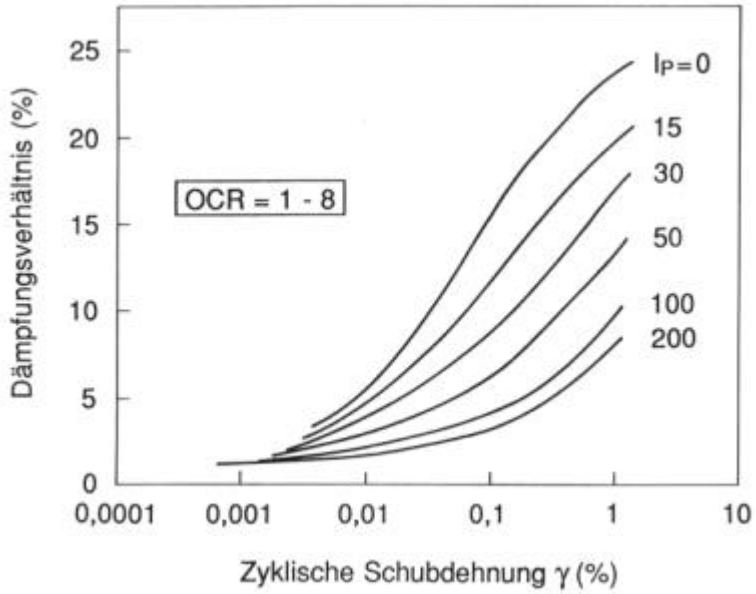
Bei dicht gelagerten Materialien werden die Porenwasserüberdrücke infolge Dilatanzeffekten bei den auftretenden Deformationen reduziert.

Nichtlinearitäten und linear äquivalente Bodenkennziffern

Das Verhalten der Materialien bei einer zyklischen Anregung ist nicht linear und unelastisch. In den folgenden Figuren sind mögliche Verläufe des Schubmoduls G und der Dämpfung D in Funktion der Schubdehnung und der Plastizitätseigenschaften dargestellt.



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



Verlauf der Dämpfung D in Funktion der zyklischen Schubdehnung und der Plastizitätseigenschaften [nach Vucetic & Dobry, 1991]

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 Schubmodul 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.

Untersuchungsmethoden

Untersuchungsprogramm

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

Zur Untersuchung der Fundationsverhältnisse 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 zu empfehlen, da dadurch ein grösserer Dehnbereich erfasst wird. Der Nachteil gestörter Lagerungsbedingungen entfällt, da bei Neu- und Ergänzungsbauten die Materialien ja aufbereitet werden.

Bei Sicherheitsüberprüfungen bestehender Dammbauten werden primär Feldversuche empfohlen.

Feldmethoden

Die in diesem Abschnitt aufgeführten Feldmethoden dienen der Bestimmung

- Von Schichtverläufen im Baugrund.
- Der Materialzonen bei bestehenden Dämmen.

- Von dynamischen Bodenkennwerten.
- Des Verflüssigungspotentials eines Bodenmaterials.

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

Andere Bodenkennwerte, insbesondere statische Kennwerte, werden mit üblichen Felduntersuchungen ermittelt. Ähnliches gilt auch für die Prospektion des Baugrundes.

***Geophysikalische* Versuche**

Geophysikalische Versuche wie Crossholeseismik und Refraktionsseismik etc. erlauben einerseits Schichtgrenzen und andererseits dynamische Kenngrössen (Schub- und E-Moduli) 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 Verflüssigungspotential bestimmter Schichten ermitteln.

Dynamische Eindringversuche und Drucksondierungen (SPT und CPTU - Versuche)

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

Der „standard penetration test“ (SPT) ist dabei der am meisten verwendete und am besten abgestützte Versuch, was empirische Korrelationen der Messwerte mit verschiedenen statischen und dynamischen Materialeigenschaften betrifft.

SPT- und CPTU-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 CPTU-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 CPTU-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 einem erdbebeninduzierten Porenwasserdruckaufbau abschätzen, indem empirische Korrelationen angewandt werden. Auch für CPTU-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).
- Des Verflüssigungspotentials eines Bodens.

Mittels Laborversuchen wird das Materialverhalten in einem grösseren Dehnungsbereich ermittelt werden. 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 Festigkeitseigenschaften 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 berechnet 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 Verflüssigungspotential des Materials ermitteln.

1.3 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.

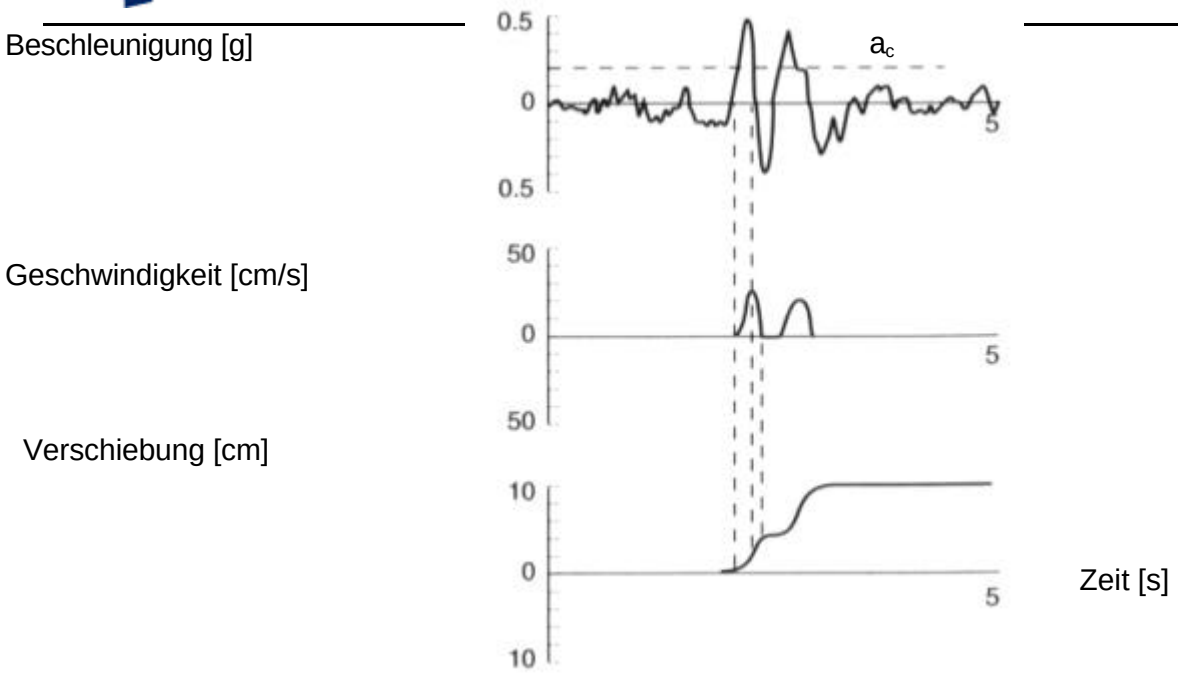
Vereinfachte Berechnungen der Gleitverschiebung

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

Gleitblockmethode nach Newmark [8]

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.

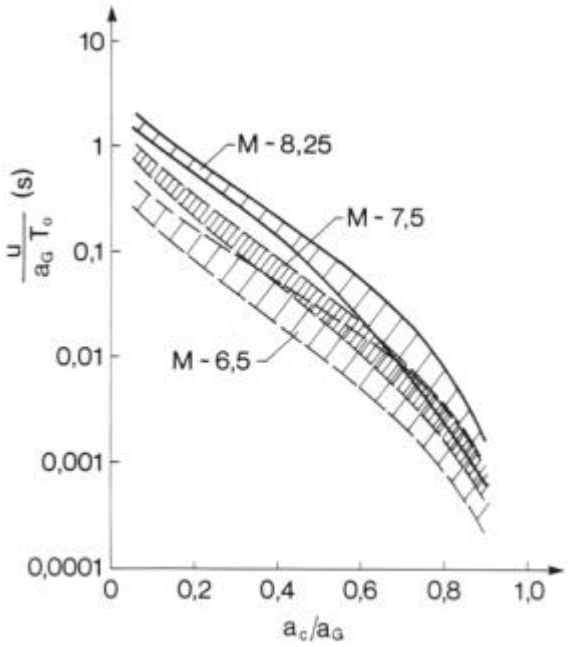
Wird diese Böschung dem Bemessungsbeben ausgesetzt, so tritt jedes Mal eine inkrementelle Gleitbewegung auf, wenn die Beschleunigung infolge Erdbeben die kritische Beschleunigung a_c überschreitet. Die totale Verschiebung ergibt sich als Summe der inkrementellen Verschiebungen:



Vereinfachte Methoden

Das Ausmass der totalen Gleitverschiebung wird vereinfacht z.B. mit Hilfe von Diagrammen nach Makdisi und Seed berechnet. Folgendes Diagramm zeigt die totale Verschiebung, in Abhängigkeit der Grösse des Erdbebens:

Diagramm nach Makdisi und Seed [7]



Im Abschnitt C 1.3 wurde dabei der Bereich entsprechend einer Magnitude von 7.5 gewählt. Dadurch ergeben sich konservative Werte.

Dynamische Finite-Element-Analysen

Finite-Element-Berechnungen basieren auf eine 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.

In der Regel 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 eine 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 eine direkte Integration der nichtlinearen Bewegungsgleichungen. Die Porenwasserspannungen werden in die Bewegungsgleichungen miteinbezogen.

1.4 Sicherheitsnachweise

Kein Kommentar.

1.5 Lastfälle

Kein Kommentar.

1.6 Ubersicht der generellen Anforderungen

Kein Kommentar.

2. SPERRENKLASSE III

2.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute

Kein Kommentar.

2.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse III

Kein Kommentar.

2.3 Materialeigenschaften

Neubauten

Für die Bestimmung der verschiedenen Schichtverläufe sowie für deren Klassifikation eignen sich besonders Kernbohrungen mit anschliessenden Untersuchungen im Labor und wo möglich zusätzlich auch Sondierungen wie SPT der CPTU (bei feinkörnigen Böden).

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

- Kornverteilung.
- Raumgewicht der Festsubstanz .
- Plastizitätseigenschaften bei feinkörnigen Böden (Attenberg-Grenzen und Plastizitätsindex).
- Statische Festigkeitseigenschaften.
- Verflüssigungspotential.
- Verdichtungseigenschaften.

Daneben wird der natürliche Zustand des Bodens ermittelt.

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.

Allfällige Untersuchungen sind nach den Grundsätzen für Neubauten durchzuführen.

2.4 Modellbildung

Eine allfällige asynchrone Anregung des Untergrundes in bezug auf die Längsrichtung des Dammes wird vernachlässigt.

2.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse III

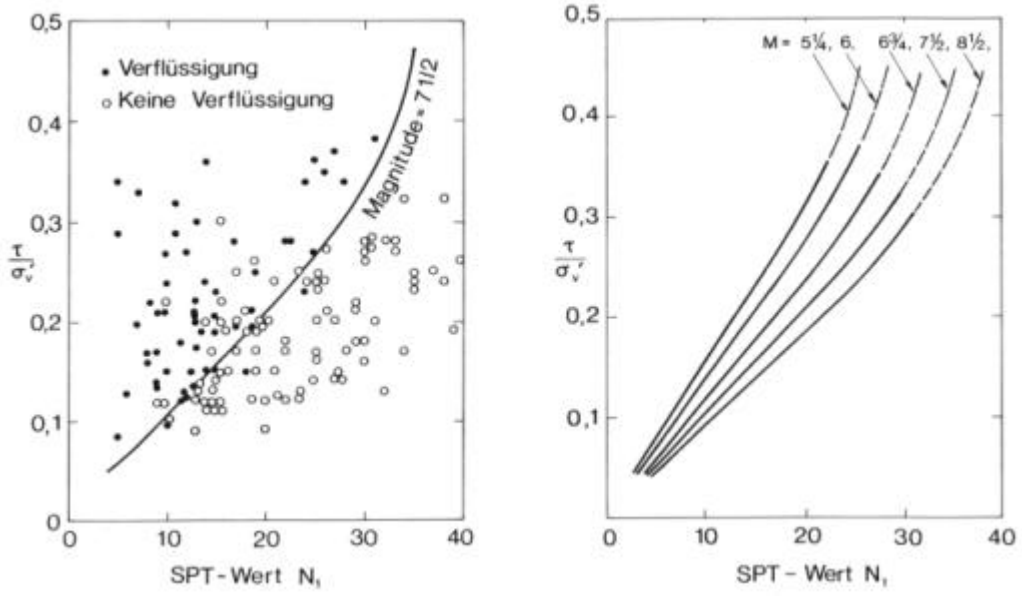
Erhebung der geologischen und geotechnischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der Materialkennwerte von Dammkörper und Untergrunde

Kein Kommentar.

Beurteilung des potentiellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Es sind besonders 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.

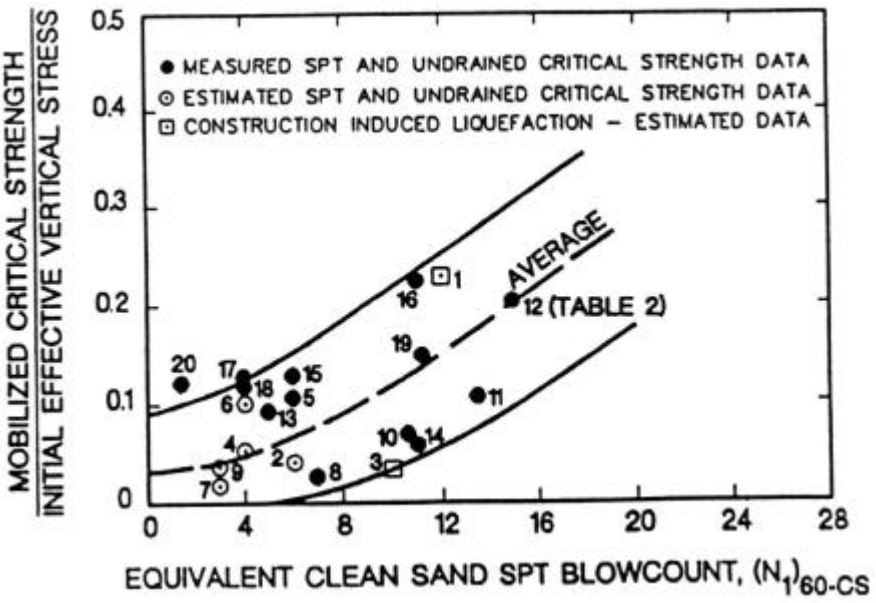
Die Beurteilung aufgrund von SPT-Versuchen basiert auf empirische Korrelationen nach Seed und Idriss [5]:



Beurteilung des Verflüssigungspotentials nach Seed und Idriss [5]

Im Anhang C6 wurde dabei die Kurve entsprechend einer Magnitude von 7.5 gewählt. Dadurch ergeben sich konservative Werte.

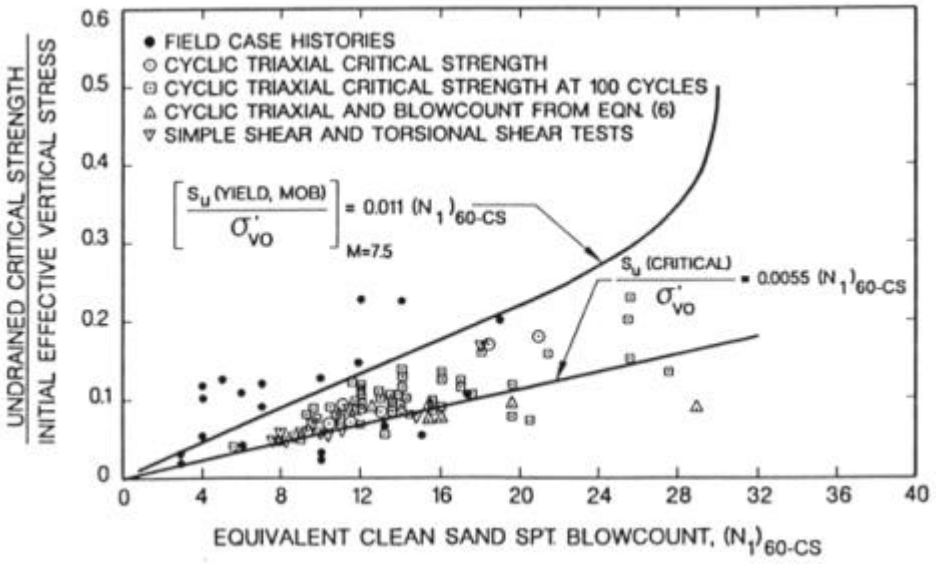
Zur Abschätzung der mobilisierbaren Scherfestigkeit sind aufgrund der Untersuchungen von H.B. Seed weitere Korrelationen entwickelt worden. Die Gleichung in Abschnitt 2.5.5 zur Berechnung der restlichen Scherfestigkeit basiert auf SPT-Versuchen gemäss folgender Figur (nach Stark und Mesri [1]):



Mobilisierbare Scherfestigkeit aufgrund von SPT-Versuchen, nach Stark und Mesri [1]

Die Punkte 1 bis 20 stellen dabei verschiedene Ereignisse von Bodenverflüssigung dar.

Mit Berücksichtigung des undrainierten Verhaltens des Materials ergibt sich schliesslich folgende Figur:



Korrelation zwischen den Resultaten aus SPT-Versuchen und der undrainierten Scherfestigkeit, nach Stark und Mesri [1]

Vereinfachte Erdbeben-Stabilitätsanalyse

Analog einem statischen Gleitnachweis ist der Gleitkörper mit der kleinsten Gleitsicherheit massgebend für den Erdbebennachweis.

Der 1.5-fache Faktor, mit dem die Spitzenbodenbeschleunigung multipliziert wird, entspricht dem Plateauwert des Antwortspektrums bei einem Dämpfungsmass von 20%.

Nebst dem Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist selbstverständlich der statische Sicherheitsnachweis zu erbringen.

3. SPERRENKLASSE II

3.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute

Kein Kommentar.

3.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse II

Kein Kommentar.

3.3 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 (vgl. Anhang C 16. Abschnitt H 1.2).

Zur Einpassung 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.

3.4 Modellbildung

Eine allfällige asynchrone Anregung des Untergrundes in bezug auf die Längsrichtung des Dammes wird vernachlässigt.

3.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse II

Grundsätzlich entspricht das Vorgehen zur Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse II dem Vorgehen in Abschnitt C 2.5 für Dammbauten der Sperrenklasse III.

Die einzigen Unterschiede zu der Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse III sind:

- Die Analyse der Verflüssigung.
- Die Berechnung der Gleitverschiebungen.

4. SPERRENKLASSE I

4.1 Anforderungen an die mit der Abklärung beauftragten Fachleute

Kein Kommentar.

4.2 Übersicht der Anforderungen für Dammbauten der Sperrenklasse I

Kein Kommentar.

4.3 Materialeigenschaften, Untersuchungsmethoden

Neubauten

Methoden zur Erfassung der Eigenschaften der Fundation

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 Sperrenklasse I die vorhandenen Baudokumente eine ausführliche Beschreibung sowohl der Fundationsverhältnisse 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 allfällige 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.

Allfällige Untersuchungen sind nach den Grundsätzen für Neubauten durchzuführen.

4.4 Modellbildung

Ungleichförmige Bewegungen des Untergrundes dürfen vernachlässigt werden.

4.5 Ablaufschema für die Berechnung von Dammbauten der Sperrenklasse I

Kein Kommentar.

21. Literatur

21.1 Verschiedene Richtlinien und Verordnungen

„Selecting Seismic Parameters for Large Dams“, ICOLD-Bulletin, Nr. 72, 1989.

„Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects”, USCOLD Committee on Earthquakes, Denver, 1999.

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, „Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3, Richtlinien“, 1996.

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.

Canadian Dam Safety Association, „Dam Safety Guidelines“, Alberta, 1995.

Indian Standards Institution, „Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, fourth revision”, Kap. 7, 1984.

Federal Energy Regulatory Commission, Office of Hydropower Licensing, „Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects”, Washington, 1991.

Stauanlagenverordnung StAV, „Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen”, Stand am 12. Januar 1999.

Decreto ministero dei lavori pubblici, 24 marzo 1982, „Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento”, Roma, 1982.

21.2 Literaturhinweise in dieser Richtlinie

[1] T.D. Stark, G. Mesri, „Undrained Shear Strenght of Liquefied Sands for Stability Analysis“, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 118 (11), pp 1727-1747, 1992.

[2] M. Dibaj, J. Penzien, „Response of Earth Dams to Traveling Seismic Waves”, JSMED, ASCE, Vol. 95, N. SM2, pp. 541-560, 1969.

[3] W.D. Liam Finn, „Soil dynamics and liquefaction of sand“, Proceedings of the International Conference on Microzonation for safer Construction-Research and Application, Seattle, Wash, 1972.

[4] 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] H.B. Seed, I.M. Idriss, „Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes”, Engineering Monograph on Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records”, EERC, 1982.

[6] S.K. Sarma, „Response and stability of earth dams during strong earthquakes”, miscellaneous papers, GL-79-13, US Army Engineer WES, CE, Vivksburg, Miss, 1979.

[7] F.I. Makdisi, H.B. Seed, „Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp 849-867, 1978.

[8] N.M. Newmark, „Effects of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique 15, No. 2, pp 139-160, 1965.

21.3 Weiterführende Literatur

Materialuntersuchungen

Jost A. Studer, Martin G. Koller, „Bodendynamik, Grundlagen, Kennziffern, Probleme", 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1997.

W.D. Liam Finn, 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, 1998.

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, „La verifica sismica delle dighe, criteri generali e confronto con le normative", ITCOLD, Roma, 1998.

H.B. Seed, „Design problems in soil liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No. GT8, pp 827-845, 1987.

R.B. Seed, L.F. Harder, „SPT-based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength", Proceedings H. Bolton Seed Memorial Symposium, Vol. 2, BiTech Publishers, 1990.

H.B. Seed, K. Tokimatsu, L.F. Harder, R.M. Chung, „The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, No. 5, pp. 201-255.

H.B. Seed, I.M. Idriss, „Soil Moduli and Damping Factors of Dynamic Response Analysis", Report No. EERC-70-10 Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, California USA, 1970.

Berechnungsverfahren

Georges R. Darbre, „Tremblements de terre: Modèles de calcul", «wasser, energie, luft – eau, énergie, air», 85. Jahrgang, Heft 1/2, Baden, 1993.

P. Simão Sêco e Pinto, „Dynamic analysis of embankment dams", Geotechnique Department, Lisboa, Portugal; Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, 1993.

K. Meskouris, C. Könke, R. Chudoba, „Erdbebensicherheit von Staudämmen", Dreiländertagung DACH 24./25. 11. 1999, DGEB Publikation Nr. 19, Herausgeber S.A. Savidis, 1999.

C. Kaptan, State Hydraulic Works DSI, Turkey, „The Turkish approach to seismic design", Hydropower & Dams, Issue Four, 1999.

H.B. Seed, K.L. Lee, I.M. Idriss, F. Makdisi, „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, 1973.

P.M. Byrne, „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, 1991.

M. Susumu, Y. Masami, A. Isamu, T. Hidekazu, „Effects of valley shape on seismic responses of fill dams", 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand, 2000.

22. Liste der Abkürzungen

a_c	kritische Beschleunigung eines Gleitkörpers
a_D	Beschleunigung an der Dammkrone
a_G	mittlere Beschleunigung eines Gleitkörpers
a_h	Spitzenwert der Horizontalbeschleunigung
a_i	i-ter Spektralwert der Beschleunigung gemäss Beschleunigungsantwortspektrum
B	Basisbreite des Dammkörpers
c	Kohäsion
CPTU	Cone Penetration Test, mit Messung der Porenwasserdrücke u
C_u	Steilheit einer Korngrössenverteilungskurve
D	Materialdämpfung
D_{max}	maximale Materialdämpfung
D_r	Lagerungsdichte
E_h	Horizontale Ersatzkraft
E_v	Vertikale Ersatzkraft
F	Beurteilungsfaktor der Gleitsicherheit
FE	Finite Element
g	Erdbeschleunigung
G	Schubmodul
G_{max}	maximaler Schubmodul
H	Kronenhöhe

I	Erdbebenersatzkraft bei kritischer Beschleunigung
I_P	Plastizitätszahl
L	Kronenlänge
m	Masse des Gleitkörpers
M	Magnitude
n	Porosität
n_{max}	Porosität bei lockerster Lagerung
n_{min}	Porosität bei dichtester Lagerung
$(N_1)_{60\text{-}CS}$	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
OCR	Überkonsolidationsverhältnis (Overconsolidation Ratio)
r_d	Tiefen-Reduktionsfaktor für die zyklische Schubspannung
S	Schwerpunkt
SPT	Standard Penetration Test
s_r	mobilisierbare Scherfestigkeit, mit Einbezug der Porenwasserdrücke
s_u	undrainierte Scherfestigkeit
T_i	i-te Eigenperiode
T_0	Grundperiode (1. Eigenperiode)
u	Porenwasserdruck; totale Verschiebung entlang einer Gleitfläche
v_s	Scherwellengeschwindigkeit
z	Tiefe
$\Delta(N_1)_{60}$	Korrekturwert bei SPT-Versuchen, abhängig von Gehalt an Feinmaterialien
γ	Schubdehnung
γ_d	Trockenraumgewicht
$\gamma_{d\ min}$	Trockenraumgewicht bei lockerster Lagerung
$\gamma_{d\ max}$	Trockenraumgewicht bei dichtester Lagerung

φ	Winkel der Scherfestigkeit (Reibungswinkel)
φ'	effektiver Winkel der Scherfestigkeit
φ'_{peak}	effektiver Winkel der Scherfestigkeit: Maximalwert
φ'_{r}	effektiver Winkel der Scherfestigkeit: Restscherfestigkeit
ρ	Raumdichte
σ	Normalspannung
σ_v	totale vertikale Normalspannung
σ'	effektive Normalspannung (= σ - u)
σ'_v	effektive vertikale Normalspannung
σ'_{v0}	effektive vertikale Normalspannung im Boden, vor einem Feldversuch
τ	Schubspannung, zyklische Schubspannung
τ_f	Bruchscherspannung
τ_m	mittlere Schubspannung
ω_i	i-te Eigenkreisfrequenz

TEIL D – BETON- UND GEMAUERTE SPERREN

1. Allgemeines

1.1 Grundsätze

1.1.1 Sperrentypen und Anwendungsbereich

Dieser Richtlinienteil bezieht sich auf Beton- und gemauerte Sperren. Wehre werden im Richtlinienteil E behandelt.

Die vorliegenden Ausführungen gelten sowohl für das Hauptbauwerk als auch für die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen.

1.1.2 Klasseneinteilung

Gestützt auf Teil A werden die Talsperren in drei Klassen eingeteilt, an welche unterschiedliche Anforderungen gestellt werden. Dies betrifft sowohl die Stärke des Nachweisbebens gemäss Teil B als auch den Detaillierungsgrad des Nachweises gemäss diesem Teil D.

1.1.3 Materialien

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.

1.1.4 Unterlagen

Zur einwandfreien Beurteilung des Verhaltens einer Sperre unter Erdbebeneinwirkung sind folgende Unterlagen erforderlich und entsprechend aufzubereiten:

- Geometrie und Beschaffenheit der Sperre.
- Eigenschaften der eingesetzten Baumaterialien in der Sperre in Bezug auf statische und dynamische Beanspruchungen.
- Geologische und geotechnische Verhältnisse der Fundation.
- Langfristiges Verhalten der Sperre gemäss allfälligen Jahres- und Experten-berichten.

Zusätzliche Unterlagen werden nötig bei erkannten Problemstellen oder bei nicht ausreichend vorhandenen Informationen. Dazu sind allfällige Untersuchungen anzuordnen.

1.2 Nachweisverfahren

1.2.1 Vorgehen

Das generelle Nachweisvorgehen ist wie folgt:

- Sammlung der massgebenden Unterlagen betreffend Aufbau und Verhalten der Sperre und deren Umgebung.
- Identifizierung von potentiellen Schwachstellen im System.

- Bestimmung der Sperrenklasse (gemäss Teil A).
- Bestimmung des zugehörigen Nachweisbebens (gemäss Teil B).
- Bestimmung des zugehörigen Nachweismodells (gemäss diesem Teil D).
- Entsprechende Modellbildung.
- Entsprechende Ermittlung der notwendigen Materialkennwerte.
- Entsprechende Bestimmung der statischen Anfangsbedingungen.
- Durchführung des Nachweises der Sperre samt Fundation, der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen und der unmittelbaren Umgebung des Beckens.
- Beurteilung des Erdbebenverhaltens.
- Allfällige Durchführung von Massnahmen.
- Berichterstattung.

1.1.2 Berechnungsverfahren

Die minimalen Anforderungen an das Berechnungsverfahren sind klassenabhängig. Es gilt grundsätzlich:

- Bei Sperren der Klasse III dürfen empirische Modellierungs- und Verhaltensansätze eingesetzt werden. Die Materialkennwerte dürfen gestützt auf Erkenntnisse aus der Literatur und aus ähnlichen Objekten geschätzt werden.
- Bei Sperren der Klasse II 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 Sperren der Klasse I sind sowohl die dynamischen Eigenschaften wie die dynamischen Beanspruchungen durch eine detaillierte Modellierung der Sperre und der Fundation zu erhalten. Die dynamischen Materialkennwerte sind aus sperrenspezifischen statischen Versuchen zusammen mit Erkenntnissen aus der Literatur und aus ähnlichen Objekten abzuleiten.

Diese minimalen Anforderungen sind in Tab. 1 detailliert angegeben.

Klasse gemäss Teil A	**III**	**II**	**I**
Erdbeben-anregung	Gemäss Teil B.	Gemäss Teil B.	Gemäss Teil B.
Dynamische Eigenschaften	Empirisch.	Spezifische Modellierung.	Spezifische Modellierung.
Modellbildung	Sperre, 2-dimensional: - Stab-Modell oder Analytisch. Sperre, 3-dimensional: - Trägerrost oder Finite Elemente.	Sperre: - Trägerrost oder Finite Elemente.	Sperre: - Finite Elemente.

	Untergrund: - Starr. Reservoir: - Mitschwingende Masse (inkompressibles Wasser).	Untergrund: - Feder oder Finite Elemente (masselos). Reservoir: - Mitschwingende Masse (inkompressibles Wasser).	Untergrund: - Finite Elemente (masselos). Reservoir: - Mitschwingende Masse (inkompressibles Wasser).
Material	Sperre: - Linear elastisch mit viskoser Dämpfung. - Kennwerte bestimmt aus Literatur oder aus Vergleichsbauwerken. Kontaktfläche Sperre-Untergrund: - Aus Berichten oder Literatur. Untergrund: - Starr.	Sperre: - Linear elastisch mit viskoser Dämpfung. - Kennwerte bestimmt aus sperrenspezifischen statischen Versuchen. Kontaktfläche Sperre-Untergrund: - Aus Berichten oder Literatur. Untergrund: - Elastisch - Kennwerte bestimmt aus Berichten, Literatur oder Vergleichsstandorten.	Sperre: - Linear elastisch mit viskoser Dämpfung. - Kennwerte bestimmt aus sperrenspezifischen statischen Versuchen. Kontaktfläche Sperre-Untergrund: - Aus Berichten oder Literatur. Untergrund: - Elastisch - Standortspezifische Kennwerte bestimmt aus Berichten, Literatur oder Vergleichsstandorten.
Numerische Lösungs-methode	- Antwortspektrum (erste modale Verformung) oder pseudostatisch.	- Antwortspektrum (mehrere modale Verformungen).	- Zeitverlauf.
Erforderliche Nachweise	- Spannungen. - Sperrenstabilität. - Integrität der Fundation. - Sicherheitsrelevante Nebenanlagen. - Allenfalls Uferbereiche.	- Spannungen. - Sperrenstabilität. - Integrität der Fundation. - Sicherheitsrelevante .Nebenanlagen. - Allenfalls Uferbereiche.	- Spannungen. - Sperrenstabilität. - Integrität der Fundation. - Sicherheitsrelevante .Nebenanlagen. - Allenfalls Uferbereiche.

Tab. 1 - Minimale Anforderungen an Berechnungsverfahren für die verschiedenen Talsperrenklassen

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 / oder die konstruktiven Gegebenheiten einer Gewichtsmauer 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.

1.3 Numerische Lösungsmethoden

Die je nach Sperrenklasse in Frage kommenden Berechnungsmethoden sind die folgenden:

- Pseudostatische Methode.
- Antwortspektrenmethode, nur eine modale Verformung.
- Antwortspektrenmethode, mehrere modale Verformungen.
- Zeitverlaufmethode.

1.3.1 Pseudostatische Methode

Die pseudostatische Methode darf nur bei Sperren der Klasse III eingesetzt werden. Dabei wird eine Horizontalbeschleunigung statisch eingeführt, die einheitlich auf die ganze Sperre wirkt. Die Höhe dieser Beschleunigung ergibt sich aus der Multiplikation der Spitzenbodenbeschleunigung mit dem Amplifikationsfaktor aus dem gültigen Antwortspektrum. Die zu diesem Zweck notwendige Resonanzfrequenz der Sperre darf empirisch bestimmt werden. Wird darauf verzichtet, so ist diejenige Resonanzfrequenz anzunehmen, welche die grösste Amplifikation ergibt. Die Beanspruchungen werden nach den üblichen statischen Vorgehen abgeleitet.

Antwortspektrenmethode, nur eine modale Verformung

Die Antwortspektrenmethode mit Berücksichtigung einer einzigen modalen Verformung darf nur bei Sperren der Klasse III eingesetzt werden. Dabei werden statische Ersatzlasten eingeführt, welche näherungsweise die gleiche Verformung und Beanspruchung erzeugen wie die Erdbebenkräfte. Diese Ersatzlasten und Beanspruchungen lassen sich aus der modalen Verformung, die mit der ersten Resonanzfrequenz zusammenhängt, ableiten, zusammen mit der zugehörigen Amplifikation (Antwortspektrum).

Die erste modale Verformung und die zugehörige Eigenfrequenz dürfen mit Hilfe von empirischen Näherungsformeln ermittelt werden.

Antwortspektrenmethode, mehrere modale Verformungen

Die Antwortspektrenmethode mit Berücksichtigung von mehreren modalen Verformungen darf nur bei Sperren der Klassen II und III 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).

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

Zeitverlaufmethode

Die Zeitverlaufmethode darf bei allen Sperrenklassen 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.

1.4 Sicherheitsnachweise

Es sind die folgenden Nachweise zu erbringen:

- Spannungsnachweis.
- Stabilitätsnachweis.
- Fundationsnachweis.
- Nachweis der Stabilität der Uferbereiche.
- Nachweis der Funktionstüchtigkeit der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen.

1.4.1 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, dann ist nachzuweisen, dass eine Spannungsumlagerung möglich ist und es zu keiner lokalen Instabilität des Bauwerks kommen kann. Dabei ist der Einsatz von bruchmechanischen Ansätzen zugelassen, vorausgesetzt, dass die entsprechenden bauwerkspezifischen Kennwerte vorliegen. Ferner ist nachzuweisen, dass keine Erosion der betroffenen Zonen stattfinden kann, die zu einem unkontrollierten Ausfliessen des Reservoirwassers führen kann.

1.4.2 Stabilitätsnachweis

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

1.4.3 Fundationsnachweis

Bei Vorhandensein von schlechten Fundationsverhältnissen ist allenfalls die Integrität der Fundation im Falle eines Erdbebens zu prüfen.

1.4.4 Nachweis der Stabilität der Uferbereiche

Bei Vorhandensein von potentiell instabilen Hängen oder sonstigen Zonen im Uferbereich des Reservoirs muss nachgewiesen werden, dass kein Rutschen von solchen Zonen im Reservoir stattfinden kann, das zu einem untragbaren Überschwappen der Sperre oder ähnlichem führen könnte.

1.4.5 Nachweis der Funktionstüchtigkeit der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen

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

1.5 Lastfälle

1.5.1 Lastfallkombinationen

Der Erdbebennachweis ist für die Kombination des ungünstigsten betrieblichen Wasserzustands und entsprechendem Temperatureffekt mit dem Nachweisbeben durchzuführen. Bei Sperren, die nur ausnahmsweise Wasser aufstauen, ist der maximale Wasserspiegel zu berücksichtigen.

1.5.2 Anregungsrichtungen

Die Erdbebenanregung erfolgt grundsätzlich in zwei orthogonalen Horizontal-richtungen und der Vertikalrichtung. Deren Bestimmung erfolgt gemäss Angaben in Teil B.

1.6 Dokumentation

Zur Dokumentation gehören, neben den Anforderungen gemäss Teil A, Kapitel 5:

- Die Klasseneinteilung (vgl. Teil A).
- Das Nachweisbeben (vgl. Teil B).
- Das Rechenmodell.
- Sämtliche Materialkennwerte.
- Der Berechnungsverlauf.
- Die resultierenden Beanspruchungen.
- Die Beurteilungen.
- Die allfälligen betrieblich und konstruktiv getroffenen Massnahmen.

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

2. Sperrenklasse III

2.1 Allgemeines

2.1.1 Grundsatz

Als Minimalanforderungen bei der Analyse des Erdbebenverhaltens der Sperren der Klasse III gelten empirische Modellierungs- und Verhaltensansätze sowie geschätzte Materialkennwerte.

2.1.2 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 3 (Sperrenklasse II) oder 4 (Sperrenklasse I).

2.1.3 Auflagerbedingungen

Die Sperre darf als starr aufgelagert betrachtet werden. Wird die Flexibilität der Fundation berücksichtigt, dann sind die entsprechenden Bestimmungen von Kapitel 3 (Sperrenklasse II) oder 4 (Sperrenklasse I) zu beachten.

2.1.4 Reservoirwasser

Der Einfluss des schwingenden Reservoirwassers bei einem Erdbeben ist durch eine Wassermasse zu berücksichtigen, die mit der Sperre mitschwingt.

2.1.5 Sicherheitsanforderungen

Sowohl die lokale wie die globale Stabilität der Sperre 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 Reservoir stattfinden, die zu einem Überströmen (bis zum Stabilitätsverlust) oder einer Überbelastung (bis zum Versagen) der Sperre führen könnten.

2.1.6 Erdbebenanregung

Bei der Erdbebenanregung für die Sperren der Klasse III ist nur eine horizontale Richtung zu berücksichtigen. Üblicherweise ist dies die Flussrichtung.

2.2 Vorgehen

Der Erdbebensicherheitsnachweis für eine Sperre der Klasse III erfolgt gemäss dem Flussdiagramm von Abb. 1:

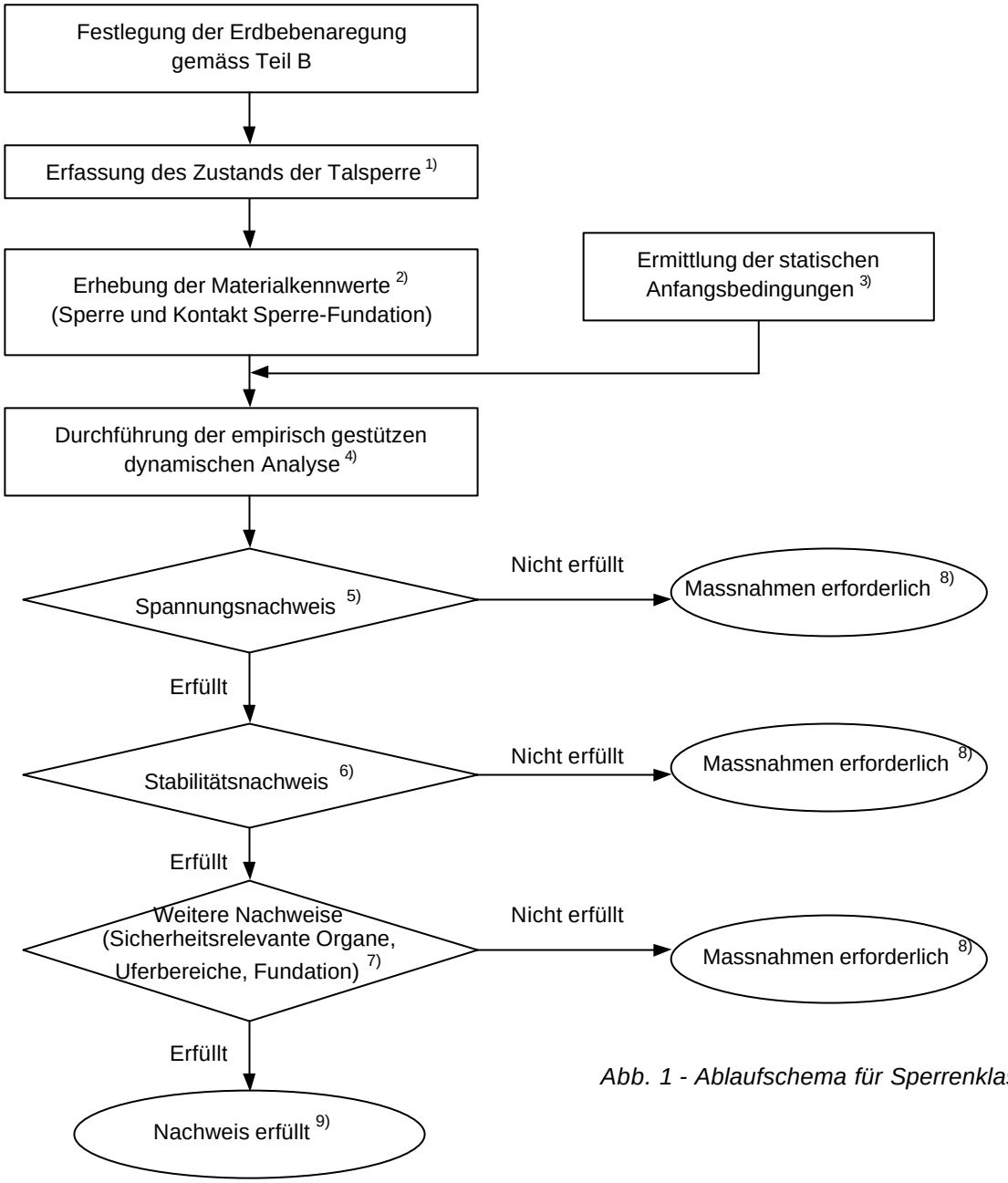


Abb. 1 - Ablaufschema für Sperrenklasse III

Legende:

[1]) Kapitel 2.2.1.
[2]) Kapitel 2.2.2.
[3]) Kapitel 2.2.3.
[4]) Kapitel 2.2.4.
[5]) Kapitel 2.2.5.
[6]) Kapitel 2.2.6.
[7]) Kapitel 2.2.7.
[8]) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist nicht erfüllt. Es sind Massnahmen erforderlich (z.B. verfeinerte Berechnungen, bauliche Massnahmen, betriebliche Massnahmen).
[9]) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis im Sinne dieser Richtlinie ist erfüllt.

2.2.1 Erfassung der Geometrie und des Zustands der Talsperre

Die tatsächliche Geometrie der Sperre ist im Detail zu erfassen und zu dokumentieren. Dazu gehört auch der genaue Verlauf der Kontaktzone Sperre/Fundation. Fehlen genaue Angaben betreffend Fundationsverhältnisse, so müssen konservative Annahmen für den Erdbebensicherheitsnachweis gemacht werden.

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

2.2.2 Erhebung der Materialkennwerte

Verformungs- und Masskennwerte der Sperre

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

Es ist dabei ausreichend, für die Sperren der Klasse III ein linear-elastisches und isotropes Material mit viskoser Dämpfung vorauszusetzen. Folgende Parameter sind dann zu bestimmen:

- Dynamischer Elastizitätsmodul E_d .
- Querdehnungszahl ν .
- Dichte ρ .
- Materialdämpfung z .

Falls keine Angaben über den dynamischen Elastizitätsmodul E_d vorliegen (siehe Anhang D14, Kommentar 1), kann dieser mittels einer Erhöhung des statischen Elastizitätsmoduls E_s in erster Näherung wie folgt bestimmt werden:

$$E_d = 1.25 \cdot E_s$$

Wenn Kennwerte des statischen E-Moduls aus Laborversuchen vorliegen, sind diese der Berechnung zu Grunde zu legen. Liegen keine Versuchsresultate vor, so dürfen die Werte basierend auf Vergleichen mit ähnlichen Bauten bestimmt werden oder aus der Literatur abgeschätzt werden. Erfahrungswerte dürfen sowohl für die Querdehnungszahl n wie für die Dichte r verwendet werden.

Als kritische Materialdämpfung z ist ein Wert von höchstens 4% einzusetzen. Dieses Dämpfungsmass beeinflusst die dynamische Amplifikation aus dem Antwortspektrum (Teil B).

Festigkeit der Sperre

Zum Zweck der Beurteilung des Spannungszustands der Sperren der Klasse III, der gestützt auf eine linearelastische Analyse mit viskoser Dämpfung bestimmt wird, gelten die dynamischen uniaxialen Festigkeiten auf Druck f_{cd} und auf Zug f_{td} .

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 Prüfkörper ist eine Abminderung vom Mittelwert vorzunehmen.

Die Benützung von Werten aus der Literatur oder aus vergleichbaren Bauwerken sind zugelassen, falls keine Versuchswerte vorliegen. Es sind dann konservative Werte zu verwenden.

Es sind die Werte zu benützen, die zu einem repräsentativen Alter des Bauwerks - im Sinne des Nachweises - entsprechen.

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

- Dynamische Druckfestigkeit f_{cd} als Funktion der statischen Druckfestigkeit f_{cs}

  $$f_{cd} = 1.5 \cdot f_{cs}$$

  resp. dynamische Zugfestigkeit f_{td} als Funktion des statischen Zugfestigkeit f_{ts}

  $$f_{td} = 1.5 \cdot f_{ts} \leq 4Mpa$$

- Dynamische Zugfestigkeit f_{td} als Funktion der dynamischen Druckfestigkeit f_{cd}

  $$f_{td} = 0.1 \cdot f_{cd} \leq 4Mpa$$

Die empirisch bestimmte dynamsiche Zugfestigkeit darf 4MPa nicht überschreiten.

Festigkeit der Kontaktfläche Sperre-Untergrund

Die Kontaktfläche Sperre / Untergrund kann als Ebene betrachtet werden. Bei der Berücksichtigung der Einbindung des Sperrenkörpers 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 Sperre und Untergrund ist es zulässig, die folgenden Parameter aus der Literatur abzuschätzen (Medianwerte):

Bei Fels [1-4]

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

Bei Lockergestein

- Bodenkennwerte.

2.2.3 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 maximalem Stau).
- Erddruck aus luftseitigen Auffüllungen oder von Sedimenten im Staubecken.
- Allenfalls Eisdruck (entsprechend maximalem Stau).

Es ist ausreichend, für den Sicherheitsnachweis nur den Zustand des vollen Sees zu betrachten. Dabei ist der Wasserspiegel bei maximalem Betriebsstau (Stauziel) anzunehmen. Bei Sperren, die nur ausnahmsweise Wasser aufstauen (Hochwasserrückhaltebecken), ist das volle Reservoir zu berücksichtigen. 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.

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

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

Die ermittelten Verformungen und Beanspruchungen bilden die statischen Bedingungen, die als Anfangsbedingungen beim Erdbebennachweis gelten.

2.2.4 Empirisch-gestützte dynamische Analyse

Vorgehen

Als Minimalanforderung beim Erdbebennachweis der Sperren der Klasse III gilt eine empirisch-gestützte dynamische Analyse. Das Vorgehen ist wie folgt:

- Geometrische Modellbildung.
- Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz (bzw. der ersten symmetrischen Resonanzfrequenz bei Bogenmauern).
- Bestimmung der zugehörigen modalen Verformung.
- Bestimmung der spektralen Beschleunigung, die zur ersten Resonanzfrequenz gehört.
- Berechnung der Erdbebenbeanspruchungen.

Geometrische Modellierung

Eine analytische oder andere einfache Modellierung des Sperrenbauwerks ist zulässig. Bei Gewichtsmauern und weiteren Sperren, 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 D1 für eine Gewichtsmauer dargestellt.

Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse

Der Einfluss einer Wassermasse, die mit der Sperren mitschwingt, soll im Modell berücksichtigt werden. Dies soll unter der Annahme einer inkompressiblen Flüssigkeit (Anhang D-2) erfolgen. Es ist nicht zulässig, die Wasserkompressibilität ohne gleichzeitige Modellierung des gesamten geschlossenen Reservoirs einzuführen.

Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz bzw. -periode

Die Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz (bzw. der ersten symmetrischen Resonanzfrequenz bei Bogenmauern) darf gestützt auf Erfahrungswerte (vergleichbare Bauten) oder empirische Beziehungen erfolgen. Ein entsprechendes Vorgehen für Gewichtsmauern ist im Anhang D3 wiedergegeben.

Falls keine empirische Bestimmung vorliegt, muss eine genauere Modellierung gemäss Kapitel 3 oder 4 vorgenommen werden, oder die Annahme getroffen werden, dass die Resonanzfrequenz bzw. -periode der Sperre im Bereich der grössten Amplifikation des Antwortspektrums (gemäss Teil B) liegt (Anhang D4). Eine experimentelle in-situ Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz ist auch zugelassen („ambient vibration tests“ oder „forced vibration tests“).

Spektrale Beschleunigung

Die spektrale Beschleunigung ergibt sich aus der Multiplikation der zu der ersten Resonanzfrequenz bzw. -periode zugehörigen spektralen Amplifikation (gemäss Teil B) mit der zu Standort und Sperrenklasse zugehörigen Spitzenbodenbeschleunigung (gemäss Teil B). Dies ist im Anhang D4 wiedergegeben.

Bestimmung der ersten modalen Verformung

Die erste modale Verformung darf gestützt auf Erfahrungswerte (vergleichbare Bauten) oder empirische Beziehungen bestimmt werden. Ein entsprechendes Vorgehen für Gewichtsmauern ist im Anhang D5 wiedergegeben. Falls keine solche empirische Bestimmung vorliegt, muss eine genauere Modellierung gemäss Kapitel 3 oder 4 vorgenommen werden. Wenn darauf verzichtet wird, kann die Annahme einer einheitlichen modalen Verformung getroffen werden. Dabei wird die gesamte Sperrenmasse der durch den Amplifikationsfaktor multiplizierten Grund-beschleunigung unterworfen (Anhang D7).

Bestimmung der Erdbebenbeanspruchung

Die Erdbebenanregung wirkt an der Kontaktfläche zwischen Sperre und Fundation.

Bei Sperren der Klasse III ist es ausreichend, nur eine horizontale Komponente der Erdbebenanregung zu berücksichtigen, nämlich die in der schwächsten horizontalen Richtung (üblicherweise die Flussrichtung).

Die Bestimmung der Erdbebenbeanspruchung ist aus der Antwort der ersten modalen Verformung auf die Erdbebenanregung zu bestimmen (Antwort-spektrenmethode mit einem Mode, Anhang D6), bzw. aus den Annahmen betreffend Grundfrequenz, Spektralbeschleunigung und der ersten modalen Verformung.

2.2.5 Spannungsnachweis

Beim Spannungsnachweis (Tragsicherheitsnachweis) ist nachzuweisen, dass die maximalen Beanspruchungen aus der Kombination der statischen und Erdbebenbeanspruchungen die dynamischen Festigkeiten nicht überschreiten (sowohl auf Druck wie auf Zug).

Nachweiserfüllung

Ist dieses Kriterium nicht erfüllt, muss nachgewiesen werden, dass

- Eine Umlagerung der Spannungen in benachbarte Zonen möglich ist, und
- Die entstehende Beschädigung der Sperre (Risse) zu keinem unkontrollierten Ausfliessen des Reservoirwassers führen kann.

Allenfalls können auch präzisere Nachweisvorgehen gemäss Kapitel 3 (Sperren der Klasse II) oder 4 (Sperren der Klasse I) herangezogen werden.

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

2.2.6 Stabilitätsnachweis

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

Gleiten

Beim Gleitsicherheitsnachweis muss der maximal mobilisierbare Widerstand zwischen Sperre und Fundation grösser als der gesamte Schub sein gemäss

$$c + s_m \cdot tg(j + i) \geq t_m$$

Mit

j Reibungswinkel Beton/Gestein der Kontaktfuge

i Dilatationswinkel Mauer/Fels der Kontaktfuge

c Kohäsion Beton/Gestein der Kontaktfuge ev. Fundationsaushub

s_m Mittlere effektive Normalspannung über die Kontaktfuge

t_m Mittlere Schubspannung über die Kontaktfuge

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

Kippen

Es ist der Nachweis zu führen, dass die Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Sperre und Fundation innerhalb der dynamischen Festigkeiten liegen. Werden die zulässigen dynamischen Zugspannungen an der Wasserseite der Sperre überschritten, ist nachzuweisen, dass die durch die Öffnung der wasserseitig klaffenden Fundationsfuge luftseitigen Druckspannungen die Druckfestigkeit nicht überschreiten.

Nachweiserfüllung

Ist der Stabilitätsnachweis nicht erbracht, muss nachgewiesen werden, dass

- Die Stabilität der gesamten Sperre unter Berücksichtigung der Teilinstabilität nicht gefährdet ist, und
- Die entstehende Beschädigung der Sperre (Risse, Instabilität einzelner Blöcke, etc.) zu keinem unkontrollierten Ausfliessen des Reservoirwassers führen kann.

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

2.2.7 Weitere Nachweise

Fundationsnachweis

Beim Vorliegen von schlechten Fundationsverhältnissen ist die Integrität der Fundation im Falle eines Erdbebens zu prüfen.

Nachweis der Stabilität der Uferbereiche

Sind instabile Hänge oder sonstige Zonen im Uferbereich des Reservoirs bekannt, dann muss nachgewiesen werden, dass unter dem Nachweisbeben kein Rutschen von solchen Zonen ins Reservoir stattfinden kann, das zu einem untragbaren Überschwappen der Sperre oder ähnlichem führen könnte.

Nachweis der Funktionstüchtigkeit der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen

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

3. Sperrenklasse II

3.1 Allgemeines

3.1.1 Grundsatz

Als minimale Anforderungen für die Analyse des Erdbebenverhaltens der Sperren der Klasse II sind sperrenspezifische einfache Modellierungen durchzuführen unter Verwendung von aus statischen, sperrenspezifischen Materialkennwerten hergeleiteten dynamischen Materialkennwerten.

3.1.2 Modellierungsansatz

Das Erdbebenverhalten der Sperre kann mittels vereinfachten numerischen Modellen nachgewiesen werden, wobei das räumliche Tragverhalten der Sperre 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 Sperre kann vereinfacht mit der Antwortspektrenmethode unter Berücksichtigung mehrerer modaler Verformungen bestimmt werden.

3.1.3 Auflagerbedingungen

Die Flexibilität der Sperrenfundation ist zu berücksichtigen, wobei Vereinfachungen durch eine Federlagerung der Sperre zulässig sind.

3.1.4 Reservoirwasser

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

3.1.5 Sicherheitsanforderungen

Sowohl die lokale wie die globale Stabilität der Sperre 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 Reservoir stattfinden, die zu einem Überströmen (bis zum Stabilitätsverlust) oder einer Überbelastung (bis zum Versagen) der Sperre führen könnten.

3.1.6 Erdbebenanregung

Bei der Erdbebenanregung für die Sperren der Klasse II ist für Sperren mit vorwiegend 2-dimensionalem Tragverhalten eine horizontale Richtung, üblicherweise in Flussrichtung (Symmetrieebene) und die vertikale Richtung zu berücksichtigen. Für Sperren mit 3-dimensionalem Tragverhalten sind zwei orthogonale Horizontalrichtungen und die Vertikalrichtung zu berücksichtigen.

3.2 Vorgehen

Der Erdbebensicherheitsnachweis für eine Sperre der Klasse II erfolgt gemäss dem Flussdiagramm von Abb. 2:

Legende:

[1]) Kapitel 3.2.1.
[2]) Kapitel 3.2.2.
[3]) Kapitel 3.2.3.
[4]) Kapitel 3.2.4.
[5]) Kapitel 3.2.5.
[6]) Kapitel 3.2.6.
[7]) Kapitel 3.2.7.
[8]) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist nicht erfüllt. Es sind Massnahmen erforderlich (z.B. verfeinerte Berechnungen, bauliche Massnahmen, betriebliche Massnahmen).
[9]) Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis im Sinne dieser Richtlinie ist erfüllt.

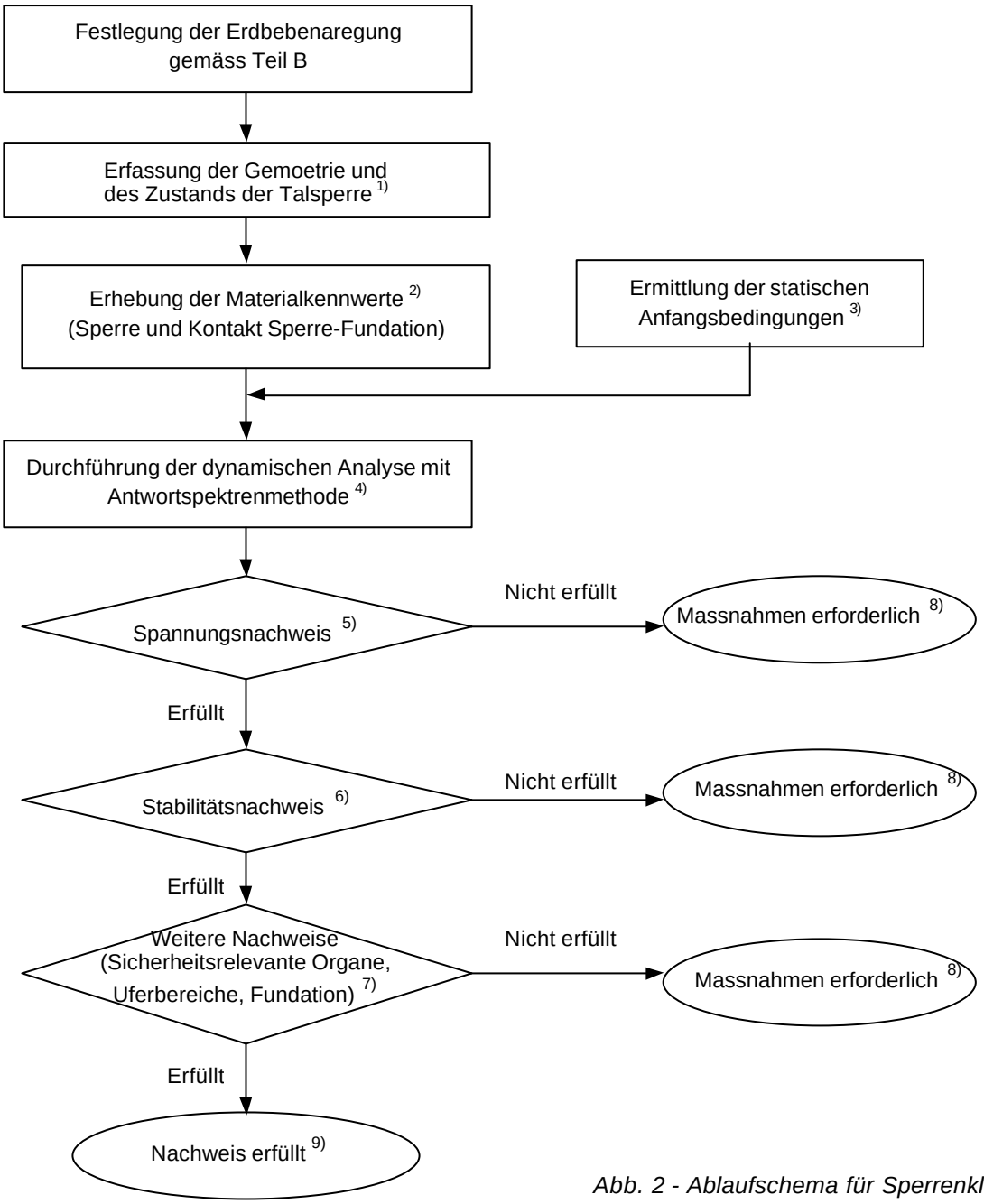


Abb. 2 - Ablaufschema für Sperrenklasse II

3.2.1 Erfassung der Geometrie und des Zustands der Talsperre

Geometrie

Die tatsächliche Geometrie der Sperre ist im Detail zu erfassen und zu dokumentieren. Dazu gehört auch der genaue Verlauf der Kontaktzone Sperre/Fundation. Bestehen Unsicherheiten betreffend dem Verlauf der Kontaktzone, sind diese durch in-situ Aufschlüsse zu beseitigen.

Zustand

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

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

3.2.2 Erhebung der Materialkennwerte

Verformungs- und Masskennwerte der Sperre

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

Es ist dabei ausreichend, für die Sperren der Klasse II ein linear elastisches und isotropes Material mit viskoser Dämpfung vorauszusetzen. Dazu sind folgende Parameter zu bestimmen:

- Dynamischer Elastizitätsmodul E_d .
- Querdehnungszahl ν .
- Dichte ρ .
- Materialdämpfung z .

In den Fällen, in denen dynamische Kennwerte aus entsprechenden Laborversuchen oder Schwingungsuntersuchungen am Bauwerk vorliegen (siehe Anhang D14, Kommentar 1), sind diese der Berechnung zu Grunde zu legen. Liegen keine Versuchsresultate vor, so kann der dynamische E-Modul mittels einer Erhöhung des statischen E- Moduls (E_s) wie folgt bestimmt werden.

$$E_d = 1.25 \cdot E_s$$

Der Kennwert für den statischen E-Modul der Sperre ist bauwerkspezifisch zu bestimmen. Sind Versuchsreihen aus der Bauzeit vorhanden, können die Versuchsergebnisse verwendet werden, wobei diese dem Alter des Bauwerks entsprechend angepasst werden müssen. Sind keine Versuchswerte vorhanden, so ist der statische oder dynamische E-Modul durch Versuche am Bauwerk selbst zu bestimmen. Erfahrungswerte dürfen sowohl für die Querdehnungszahl n wie für die Dichte r verwendet werden.

Als kritische Materialdämpfung z ist ein Wert von höchstens 5% einzusetzen. Dieses Dämpfungsmass beeinflusst die dynamische Amplifikation aus dem Antwortspektrum (Teil B).

Verformungseigenschaften des Untergrunds

Um das Verhalten der Talsperre möglichst genau abzubilden, sind für das Verformungsverhaltens des Untergrunds die wahrscheinlichsten Kennwerte (Medianwerte) einzusetzen. Es ist dabei ausreichend, für den Untergrund der Sperren der Klasse II ein linear-elastisches und isotropes Material mit viskoser Dämpfung ohne Masse vorauszusetzen. Folgende Parameter sind dann zu bestimmen:

- Dynamischer Elastizitätsmodul E_d .

- Querdehnungszahl ν .
- Materialdämpfung z .

Falls keine Angaben über den dynamischen E-Modul des Untergrunds vorliegen (siehe Anhang D14, Kommentar 2), ist wie folgt vorzugehen:

Ist die Talsperre auf Fels fundiert, 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 [1]. Liegen keinerlei Versuche vor, kann der dynamische E-Modul aus der Literatur [1] abgeschätzt werden.

Ist die Talsperre auf Lockergestein fundiert, so gelten die Ausführungen im Teil C (Dämme) Abschnitt 3.3 betreffend Untergrund.

Festigkeit der Sperre

Zum Zweck der Beurteilung des Spannungszustands der Sperren der Klasse II, der gestützt auf eine linear-viskoelastische Analyse bestimmt wird, gelten die dynamischen uniaxialen Festigkeiten im Druck f_{cd} und im Zug f_{td} .

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 Prüfkörper ist eine Abminderung vom Mittelwert vorzunehmen.

Es sind die Werte zu benützen, die zu einem repräsentativen Alter des Bauwerks - im Sinne des Nachweises - entsprechen.

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

- Dynamische Druckfestigkeit f_{cd} als Funktion der statischen Druckfestigkeit f_{cs}

  $$f_{cd} = 1.5 \cdot f_{cs}$$

  resp. dynamische Zugfestigkeit f_{td} als Funktion des statischen Zugfestigkeit f_{ts}

  $$f_{td} = 1.5 \cdot f_{ts} \leq 4Mpa$$

- Dynamische Zugfestigkeit f_{td} als Funktion der dynamischen Druckfestigkeit f_{cd}

  $$f_{td} = 0.1 \cdot f_{cd} \leq 4Mpa$$

Die empirisch bestimmte dynamsiche Zugfestigkeit darf 4MPa nicht überschreiten.

Die statischen Festigkeitskennwerte sind sperrenspezifisch zu bestimmen. Die Versuche aus der Phase der Bauwerkserstellung sind dabei als Datengrundlage zugelassen.

Festigkeit Kontaktfläche Sperre-Untergrund

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

Ist die Talsperre auf Fels fundiert, so ist es für die Kontaktfuge zwischen Sperre und Untergrund zulässig, die folgenden Parameter aus der Literatur abzuschätzen (Medianwerte):

- Reibungswinkel φ (Reibungswinkel der Materialien Beton/Gestein).

- Dilatationswinkel i (Dilatationswinkel aus mechanischer Verzahnung der Fundation Mauer/Fels).
- Kohäsion c (Kohäsion der Materialien Beton/Gestein durch Mikroverzahnung).

Ist die Talsperre auf Lockergestein fundiert, so gelten die Ausführungen im Teil C (Dämme) Abschnitt 3.3 betreffend Untergrund.

3.2.3 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 maximalem Stau).
- Erddruck aus luftseitigen Auffüllungen oder von Sedimenten im Staubecken.
- Allenfalls Eisdruck (entsprechend maximalem Stau).

Es ist ausreichend, für den Sicherheitsnachweis nur den Zustand des vollen Sees zu betrachten. Dabei ist der Wasserspiegel dem maximalen Betriebsstau (Stauziel) anzunehmen. Bei Sperren, die nur ausnahmsweise Wasser aufstauen (Hochwasserrückhaltebecken), ist das volle Reservoir zu berücksichtigen. Auf der Luftseite einer Mauer darf 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 Sperre/Untergrund wirkende Auftrieb ist nur für den Stabilitätsnachweis zu berücksichtigen. Dabei ist beim Vorhandensein von Messungen der effektive Druckverlauf bei Vollstau, bei fehlenden Messungen ein linearer Verlauf von der Wasserseite zur Luftseite anzunehmen. Der Auftrieb wirkt senkrecht zur Aufstandsfläche.

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

Die ermittelten Verformungen und Beanspruchungen bilden die statischen Bedingungen, die als Anfangsbedingungen beim Erdbebennachweis gelten.

Die Beanspruchungen aus den normalen Betriebslasten werden mit denjenigen infolge Erdbeben überlagert.

3.2.4 Spezifische Modellierung mit Antwortspektrenmethode

Vorgehen

Als Minimalanforderung beim Erdbebennachweis der Sperren der Klasse II gilt eine sperrenspezifische Analyse mittels Antwortspektrenmethode. Das Vorgehen ist wie folgt:

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

Dem Ingenieur steht es frei, genauere dynamische Berechnungsmethoden mit linear viskoelastischen oder nichtlinearen Modellen und mittels Zeitverlaufmethode einzusetzen.

Geometrische Modellbildung

Generell

Die seismische Berechnung muss die Einflüsse der Wechselwirkung zwischen Sperre und Untergrund sowie zwischen Sperre und Reservoir nachbilden können (siehe Anhang D14, Kommentar 5).

Die Modellierung der Sperre erfolgt dabei in der Regel durch Finite Elemente, im Minimum jedoch als Trägerrost (bei Bogenmauern). Die Fundationsflexibilität muss durch die Modellierung des Untergrunds wiedergegeben werden, z.B. durch Federelemente, Finite Elemente, Finite Differenzen, Randelemente oder durch Kombination von mehreren dieser Elemente. Das Gesamtmodell muss in der Lage sein, den durch das Erdbeben massgeblich angeregten Frequenzbereich des Gesamtsystems und den Einfluss der Wechselwirkung zwischen Sperre und Fundation sowie zwischen Sperre und Reservoir zu erfassen.

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 der Fundation (z.B. [7]), welche sich bei der ersten Resonanzfrequenz der Sperre ergeben.

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

Der Untergrund ist durch massenlose Finite Elemente oder diskrete Federn (sogenannte Vogt-Elemente [8]) zu modellieren. Im ersten Fall müssen Modellgrösse und Randbedingungen an die realen Steifigkeitsverhältnisse des Untergrunds angepasst werden. Die Ränder des Fundationsmodells sind unverschieblich in allen Richtungen zu lagern. Die geometrische Ausdehnung ist gemäss den Angaben im Anhang D8 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 den Vollstau durchzuführen und zu dokumentieren. Aus den so bestimmten statischen Verformungswerten sind die dynamischen Kennwerte abzuleiten.

Bestimmung der mitschwingenden Wassermassen

Die mitwirkenden Wassermassen des Reservoirs können als starr gekoppelte Massen berücksichtigt werden. Diese Massen können nach Westergaard [6] (inkompressibel, Anhang D2) ermittelt werden. Sie sind als konzentrierte Massen in den entsprechenden Modellknoten einzuführen. Sie wirken senkrecht zur wasserseitigen Maueroberfläche.

Modale Analyse

Das dynamische Verhalten des Gesamtmodells wird anhand einer modalen Analyse bestimmt. Dabei müssen die Eigenfrequenzen, modalen Dämpfungen, effektiven mitschwingenden 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 verwendet. Diese sind in Teil B angegeben. Für 2D-Modelle werden die Lasten in horizontaler und vertikaler Richtung, für 3D-Modelle in drei orthogonalen Richtungen eingesetzt. Die Erdbebenlasten sind gemäss Anhang D9 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 D10) überlagert.

Die Summe der mitschwingenden Massenanteile aus allen berücksichtigten Eigenformen muss mindestens 80% der totalen Masse betragen (Anhang D11).

Um den Unsicherheiten der Modellparameter Rechnung zu tragen, sollen Plausibilitätsbetrachtungen durchgeführt werden (siehe Anhang D14, Kommentar 4).

3.2.5 Spannungsnachweis

Beim Spannungsnachweis (Tragsicherheitsnachweis) ist nachzuweisen, dass die maximalen Beanspruchungen aus der Kombination der statischen Beanspruchung aus normalen Betriebslasten und der Erdbebenbeanspruchung die dynamischen Festigkeiten nicht überschreiten (sowohl auf Zug wie auf Druck). Dazu werden die Hauptspannungen aus den überlagerten Spannungskomponenten für jeden Lastfall berechnet. Die maximalen und minimalen Werte der Hauptspannungen aus den Lastfällen 1 bis 4 (bei 2D-Modellen) bzw. 1 bis 8 (bei 3D-Modellen) gemäss Anhang D9 werden mit den dynamischen Materialfestigkeiten verglichen.

Kann dieser Nachweis nicht erbracht werden, ist weiter nachzuweisen, dass:

- Eine Umlagerung der Spannungen in benachbarte Zonen möglich ist, und
- Die entstehende Beschädigung der Sperre (Risse) zu keinem unkontrollierten Ausfliessen von Reservoirwasser führen kann.

Allenfalls können auch präzisere Nachweisvorgehen gemäss Kapitel 4 (Sperren der Klasse I) herangezogen werden.

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

3.2.6 Stabilitätsnachweis

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

Gleiten der Sperre

Beim Gleitsicherheitsnachweis muss der maximal mobilisierbare Widerstand zwischen Sperre und Fundation grösser als der gesamte Schub sein gemäss

$$c + s_m \cdot tg(j + i) \geq t_m$$

Mit

j Reibungswinkel Beton/Gestein der Kontaktfuge

i Dilatationswinkel Mauer/Fels der Kontaktfuge

c	Kohäsion Beton/Gestein der Kontaktfuge ev. Fundationsaushub
s_m	Mittlere effektive Normalspannung über die Kontaktfuge
t_m	Mittlere Schubspannung über die Kontaktfuge

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

Kippen

Es ist der Nachweis zu führen, dass die Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Sperre und Fundation innerhalb der dynamischen Festigkeiten liegen. Werden die zulässigen dynamischen Zugspannungen an der Wasserseite der Sperre überschritten, ist nachzuweisen, dass die durch die Öffnung der wasserseitig klaffenden Fundationsfuge luftseitigen Druckspannungen die Druckfestigkeit nicht überschreiten.

Stabilität der Fundation

Beim Stabilitätsnachweis der Fundation selbst ist nachzuweisen, dass während des Erdbebens kein lokales Versagen der Fundation, welches die Sperrenstabilität gefährden könnte, auftritt.

Nachweiserfüllung

Ist der Stabilitätsnachweis nicht erbracht, muss nachgewiesen werden, dass

- Die Stabilität der gesamten Sperre unter Berücksichtigung der Teilinstabilität nicht gefährdet ist, und
- Die entstehende Beschädigung der Sperre (Risse, Instabilität einzelner Blöcke, etc.) zu keinem unkontrollierten Ausfliessen vom Reservoirwasser führen kann.

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

3.2.7 Weitere Nachweise

Nachweis der Stabilität der Uferbereiche

Sind instabile Hänge oder sonstige Zonen im Uferbereich des Reservoirs bekannt, dann muss nachgewiesen werden, dass während des Nachweisbebens kein Rutschen von solchen Zonen ins Reservoir stattfinden kann, das zu einem untragbaren Überschwappen der Sperre oder ähnlichem führen könnte.

Nachweis der Funktionstüchtigkeit der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen

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

4. Sperrenklasse I

4.1 Allgemeines

Grundsatz

Als Minimalanforderung bei der Analyse des Erdbebenverhaltens der Sperre der Klasse I sind sperrenspezifische Finite-Elementmodellierungen mittels Zeitverlaufmethode durchzuführen. Die Materialkennwerte basieren auf bauwerkspezifischen Kennwerten. Die Analyse ist in zwei Stufen durchzuführen, zuerst anhand einer modalen Analyse, welche die dynamischen Charakteristiken des Systems (Eigenfrequenzen, Eigenformen, Partizipationsfaktoren) ermittelt, und der anschliessenden Zeitverlaufberechnungen.

Auflagerbedingungen

Die Flexibilität der Sperrenfundation ist zu berücksichtigen.

Reservoirwasser

Der Einfluss des schwingenden Reservoirwassers bei einem Erdbeben auf die Sperre kann durch eine Wassermasse berücksichtigt werden, welche mit der Sperre mitschwingt.

Sicherheitsanforderungen

Sowohl die lokale wie die globale Stabilität der Sperre 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 Reservoir stattfinden, die zu einem Überströmen (bis zum Stabilitätsverlust) oder einer Überbelastung (bis zum Versagen) der Sperre führen könnten.

Erdbebenanregung

Bei der Erdbebenanregung für die Sperren der Klasse I ist für Sperren mit vorwiegend 2-dimensionalem Tragverhalten eine horizontale Richtung, üblicherweise in Flussrichtung (Symmetrieebene) und die vertikale Richtung zu berücksichtigen. Für Sperren mit 3-dimensionalem Tragverhalten sind zwei orthogonale Horizontalrichtungen und die Vertikalrichtung zu berücksichtigen.

4.2 Vorgehen

Der Erdbebensicherheitsnachweis für eine Sperre der Klasse I erfolgt gemäss dem Flussdiagramm in Abb. 3:

Legende:

[1)] Kapitel 4.2.1 und 4.2.2
[2)] Kapitel 4.2.3 und 4.2.4
[3)] Kapitel 4.2.3
[4)] Kapitel 4.2.4
[5)] Kapitel 4.2.4
[6)] Kapitel 4.2.5
[7)] Kapitel 4.2.6
[8)] Kapitel 4.2.7
[9)] Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis ist nicht erfüllt. Es sind Massnahmen erforderlich (z.B. verfeinerte Berechnungen, bauliche Massnahmen, betriebliche Massnahmen).
[10)] Der Erdbeben-Sicherheitsnachweis im Sinne dieser Richtlinie ist erfüllt.

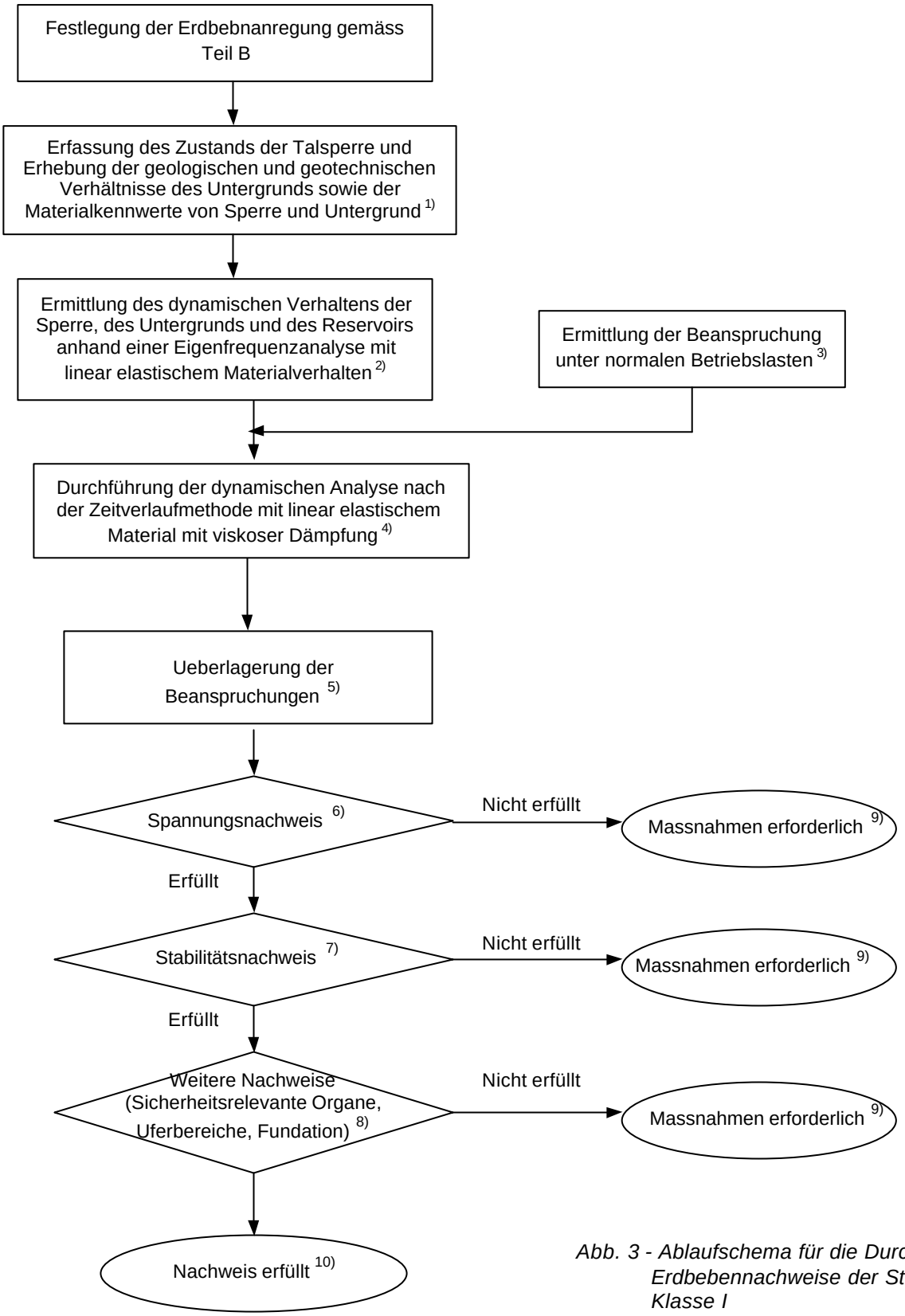


Abb. 3 - Ablaufschema für die Durchführung der Erdbebennachweise der Stauanlagen der Klasse I

4.2.1 Erfassen der Geometrie und des Zustands der Talsperre

Geometrie

Die tatsächliche Geometrie des erstellten Bauwerks ist im Detail zu erfassen und zu dokumentieren. Zur Geometrie gehören auch der genaue Verlauf der Kontaktzone Sperre/Fundation, die Ausbildung dieser Zone, die geologische Schichtung und Klüftung im gesamten Fundationsbereich sowie die Lage und Ausbildung von Fugen im Sperrenkörper. Bestehen Unsicherheiten betreffend dem Verlauf der Fundationsfläche, sind diese durch in-situ Aufschlüsse zu beseitigen.

Zustand

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

Die Baugeschichte 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 Spannungszustand.

4.2.2 Erhebung der Materialkennwerte

Verformungs- und Masskennwerte der Sperre

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

Es ist dabei für die Sperren der Klasse I ausreichend, ein linear elastisches und isotropes Material mit viskoser Dämpfung vorauszusetzen. Dazu sind folgende Parameter zu bestimmen:

- Dynamischer Elastizitätsmodul E_d .
- Querdehnungszahl ν .
- Dichte ρ .
- Materialdämpfung z .

In den Fällen, in denen dynamische Kennwerte aus entsprechenden Laborversuchen oder Schwingungsuntersuchungen am Bauwerk vorliegen (siehe Anhang D14, Kommentar 1), sind diese der Berechnung zu Grunde zu legen. Liegen keine Versuchsresultate 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 kann beim Fehlen von dynamischen Versuchen mittels einer Erhöhung des statischen, bauwerkspezifischen saisonalen E- Moduls (E_s) wie folgt bestimmt werden.

$$E_d = 1.25 \cdot E_s$$

Sind Versuchsreihen aus der Bauzeit vorhanden, können die Versuchsergebnisse verwendet werden, wobei diese dem Alter des Bauwerks entsprechend angepasst werden müssen. Sind keine Versuchswerte vorhanden, so ist der statische oder dynamische E-Modul durch Versuche am Bauwerk selbst zu bestimmen. Erfahrungswerte dürfen sowohl für die Querdehnungszahl n wie für die Dichte r 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 D14, Kommentar 3). Falls dies nicht der Fall ist, kann für die Materialdämpfung höchstens ein Wert von 5% angenommen werden. Bei diskreter Modellierung der Risse wird die Dämpfung in den Risselementen als Reibung zum Teil implizit berücksichtigt. Für den homogenen Bereich des Modells muss der Dämpfungswert entsprechend reduziert werden.

Verformungseigenschaften des Untergrunds

Um das Verhalten der Talsperre möglichst genau abzubilden, sind für das Verformungsverhalten des Untergrunds die wahrscheinlichsten Kennwerte (Mittelwerte) einzusetzen. Es ist dabei ausreichend für den Untergrund der Sperren der Klasse I ein linear-elastisches und isotropes Material mit viskoser Dämpfung ohne Masse vorauszusetzen. Folgende Parameter sind dann zu bestimmen:

- Dynamischer Elastizitätsmodul E_d .
- Querdehnungszahl ν .
- Materialdämpfung z .

Falls keine Angaben über den dynamischen E-Modul des Untergrunds vorliegen (siehe Anhang D14, Kommentar 2), ist wie folgt vorzugehen:

Ist die Talsperre auf Fels fundiert, 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 [1]. Liegen keinerlei Versuche vor, kann der dynamische E-Modul aus der Literatur [1] abgeschätzt werden.

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 fundiert, so gelten die Ausführungen im Teil C (Dämme) Abschnitt 4.3 betreffend Untergrund.

Festigkeit der Sperre

Zum Zweck der Beurteilung des Spannungszustands der Sperren der Klasse I, der gestützt auf eine linearelastische Analyse mit viskoser Dämpfung bestimmt wird, gelten die dynamischen Festigkeiten auf Druck f_{cd} und auf Zug f_{td} .

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 Prüfkörper ist eine Abminderung vom Mittelwert vorzunehmen.

Es sind die Werte zu benützen, die zu einem repräsentativen Alter des Bauwerks - im Sinne des Nachweises - entsprechen.

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

- Dynamische Druckfestigkeit f_{cd} als Funktion der statischen Druckfestigkeit f_{cs}

$$f_{cd} = 1.5 \cdot f_{cs}$$

resp. dynamische Zugfestigkeit f_{td} als Funktion des statischen Zugfestigkeit f_{ts}

$$f_{td} = 1.5 \cdot f_{ts} \leq 4Mpa$$

- Dynamische Zugfestigkeit f_{td} als Funktion der dynamischen Druckfestigkeit f_{cd}

$$f_{td} = 0.1 \cdot f_{cd} \leq 4Mpa$$

Die empirisch bestimmte dynamsiche Zugfestigkeit darf 4MPa nicht überschreiten.

Die statischen Festigkeitskennwerte sind sperrenspezifisch zu bestimmen. Die Versuche aus der Phase der Bauwerkserstellung sind dabei als Datengrundlage zugelassen.

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

Festigkeit Kontaktfläche Sperre-Untergrund

Die Geometrie der Kontaktfläche Sperre/Untergrund ist im Modell zu berücksichtigen. Bei der Berücksichtigung der Einbindung des Sperrenkörpers in den Untergrund ist die Wirkung plausibel nachzuweisen. Fehlt dieser Nachweis oder sind die Ausführungsunterlagen mangelhaft, darf keine Einbindung berücksichtigt werden.

Ist die Talsperre auf Fels fundiert, so ist es für die Kontaktfuge zwischen Sperre und Untergrund zulässig, die folgenden Parameter aus der Literatur abzuschätzen (Mittelwerte):

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

Ist die Talsperre auf Lockergestein fundiert, so gelten die Ausführungen im Teil C (Dämme) Abschnitt 4.3 betreffend Untergrund.

4.2.3 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 maximalem Stau).
- Erddruck aus luftseitigen Auffüllungen oder von Sedimenten im Staubecken.
- Allenfalls Eisdruck (entsprechend maximalem Stau).

Es ist ausreichend, für den Sicherheitsnachweis nur den Zustand des vollen Sees zu betrachten. Dabei ist der Wasserspiegel dem maximalen Betriebsstau (Stauziel) anzunehmen. Bei Sperren, die nur ausnahmsweise Wasser aufstauen (Hochwasserrückhaltebecken), ist das volle Reservoir zu berücksichtigen. Auf der Luftseite einer Mauer darf nur dann ein minimaler Wasserspiegel als rückhaltende Kraft berücksichtigt werden, wenn ein Abfall 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 Sperre/Untergrund wirkende Auftrieb ist nur für den Stabilitätsnachweis zu berücksichtigen. Dabei ist beim Vorhandensein von Messungen der effektive Druckverlauf bei Vollstau, bei fehlenden Messungen ein linearer Verlauf von der Wasserseite zur Luftseite anzunehmen. Der Auftrieb wirkt senkrecht zur Aufstandsfläche.

Die ermittelten Verformungen und Beanspruchungen bilden die statischen Bedingungen, die als Anfangsbedingungen beim Erdbebennachweis gelten.

Die Beanspruchungen aus den normalen Betriebslasten werden mit denjenigen infolge Erdbeben überlagert.

4.2.4 Spezifische Modellierung mit Zeitverlaufmethode

Vorgehen

Als Minimalanforderung beim Erdbebennachweis der Sperren der Klasse I wird eine sperrenspezifische Analyse mit Zeitverlaufmethode verlangt. Das Vorgehen ist wie folgt:

- Geometrische Modellbildung.
- Eichung des Modells unter statischen Lasten.
- Ermittlung des dynamischen Verhaltens der Sperre mittels modaler Analyse.
- Bestimmung der maximalen Beanspruchungen mit einer dynamischen Analyse nach der Zeitverlaufmethode (Diskrete Integration oder Modale Superposition).

Geometrische Modellierung

Generell

Das Rechenmodell soll sowohl die Sperre als auch den Untergrund enthalten (siehe Anhang D14, Kommentar 6). Die explizite Modellierung des Reservoirs ist nicht verlangt. Die Modellierung der Sperre hat durch Finite Elemente zu 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 der Fundation (z.B. [7]), welche sich bei der ersten Resonanzfrequenz der Sperre 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 Fundationsfläche der Mauer ist gemäss Aushub- und Bauplänen zu modellieren. Bei nichtlinearen Berechnungen unter Berücksichtigung der Öffnungs- und Schliessvorgänge der Fugen, müssen bei der Diskretisierung der Sperre 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 Fundationsmodells müssen in allen 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 der Fundation und der Sperre unterschiedlich sind, sollen die Elementgrössen in den Übergangszonen angepasst werden. In der Übergangszone Sperre-Fundation ist auf die Kompatibilität bei der Kraftübertragung zu achten. Die gewählten Finiten Elementtypen sollen die realistische Darstellung der Spannungen im Sperrenkörper gewährleisten.

Die Qualität des FE- Modelles ist zu gewährleisten. Ein Beispiel für die Kontrolle der Qualität des FE- Modelles ist in Anhang D12 angegeben.

Modellierung des Reservoirs

Der Einfluss des Wasserreservoirs auf die Sperre muss nicht geometrisch modelliert werden. Der Einfluss des schwingenden Reservoirwassers bei einem Erdbeben auf die Sperre kann durch eine Wassermasse berücksichtigt werden, welche mit der Sperre mitschwingt. Die Kompressibilitätseinflüsse des Wassers werden dabei vernachlässigt und die mitschwingenden Wassermassen (inkompressibel) nach Westergaard [6] ermittelt. Die mitschwingenden Wassermassen sind als konzentrierte Massen in den entsprechenden Modellknoten einzuführen. Sie wirken nur senkrecht zur wasserseitigen Maueroberfläche.

Beim Erdbebennachweis der Sperren der Klasse I ist es freigestellt komplexere Reservoirmodelle zu benutzen (siehe Anhang D14, Kommentar 5).

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 den Vollstau durchzuführen und zu dokumentieren. Aus den so bestimmten statischen Verformungswerten sind die dynamischen Kennwerte abzuleiten.

Ermittlung des dynamischen Verhaltens der Sperre mittels Eigenfrequenz- Analyse

Es wird empfohlen, immer zuerst eine Eigenfrequenz-Analyse mit einem linear elastischen Berechnungsmodell durchzuführen gemäss Kapitel 3 (Sperren der Klasse II), um das Verständnis für das Modell zu festigen und das dynamische Gesamtverhalten des Tragwerks vorgängig abklären zu können. Dies hilft, die Resultate der Zeitverlaufanalysen besser interpretieren zu können.

Bestimmung der maximalen Beanspruchungen mit einer dynamischen Analyse nach der Zeitverlaufmethode (Direkte Integration)

Das Gesamtsystem, das entsprechend diskretisiert (Modell) ist, 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 gemäss Teil B zu generieren. Da gewisse FE-Programme als seismische Last Verschiebungs- oder Geschwindigkeitszeitverläufe brauchen, sind neben Beschleunigungszeitverläufen auch Verschiebungszeitverläufe und Geschwindigkeitszeitverläufe darzustellen.

Die Zeitverlaufmethode liefert die Zeitverläufe der Verformungen und Beanspruchungen mit dem entsprechenden Vorzeichen. Die Resultate können bei einer linearen Berechnung direkt mit denjenigen von Normalbetrieb 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 D14, Kommentar 4).

Bestimmung der maximalen Beanspruchungen mit einer dynamischen Analyse nach der Zeitverlaufmethode (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 Genauigkeit der Resultate zu gewährleisten, müssen alle Modes mit dem kumulierten mitschwingenden Massenanteil von mindestens 80% der totalen Masse mitberücksichtigt werden.

4.2.5 Spannungsnachweis

Beim Spannungsnachweis (Tragsicherheitsnachweis) ist nachzuweisen, dass die maximalen Beanspruchungen aus der Kombination der statischen Beanspruchung aus normalen Betriebslasten und der Erdbebenbeanspruchung die dynamischen Festigkeiten nicht überschreiten (sowohl im Zug wie im Druck).

Die Extremwerte der drei Hauptspannungen (bzw. zwei bei 2D-Modellierung von Gewichtsmauern) sind für Normalbetriebslasten, Nachweisbeben und Überlagerung auf der luftseitigen und wasserseitigen Mauerfläche sowie in typischen Querschnitten darzustellen. Es können aber auch die Extremwerte der Bogenspannungen und Konsolspannungen an der Wasserseite und Luftseite dargestellt werden. Wenn aus den Spannungsnachweisen in gewissen Bereichen Festigkeitsüberschreitungen resultieren, kann die Grösse der Überschreitung sowie die Anzahl Überschreitungen anhand der Spannungs-Zeitverläufe beurteilt werden (siehe Anhang D14, Kommentar 7).

Kann der Spannungsnachweis nicht erbracht werden, ist weiter nachzuweisen dass:

- Eine Umlagerung der Spannungen in benachbarte Zonen möglich ist, und
- Die entstehende Beschädigung der Sperre (Risse) zu keinem unkontrollierten Ausfliessen von Reservoirwasser führen kann.

Spannungsumlagerung/lokale Risse

Die Resultate der Zeitverlaufmethode mit viskoelastischem Material ohne nichtlineare Elemente zeigen Schwachstellen auf und lokalisieren Spannungskonzentrationen und Bereiche, in denen mit Rissen zu rechnen ist (siehe Anhang D14, Kommentar 7). Anhand der Resultate von Zeitverlaufanalysen 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.

4.2.6 Stabilitätsnachweis

Beim Stabilitätsnachweis ist nachzuweisen, dass während des Erdbebens kein Gleiten oder Kippen der Sperre oder Teile davon stattfinden kann.

Stabilität der Fundation

Beim Stabilitätsnachweis der Fundation selbst ist nachzuweisen, dass während des Erdbebens kein lokales Versagen der Fundation auftritt.

Nachweiserfüllung

Ist der Stabilitätsnachweis nicht erbracht, muss nachgewiesen werden, dass

- Die Stabilität der gesamten Sperre unter Berücksichtigung der Teilinstabilität nicht gefährdet ist, und
- Die entstehende Beschädigung der Sperre (Risse, Instabilität einzelner Blöcke, etc.) zu keinem unkontrollierten Ausfliessen vom Reservoirwasser führen kann.

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

4.2.7 Weitere Nachweise

Nachweis der Stabilität der Uferbereiche

Sind instabile Hänge oder sonstige Zonen im Uferbereich des Reservoirs bekannt, dann muss nachgewiesen werden, dass während dem Nachweisbeben kein Rutschen von solchen Zonen ins Reservoir stattfinden kann, das zu einem untragbaren Überschwappen der Sperre oder ähnlichem führen könnte.

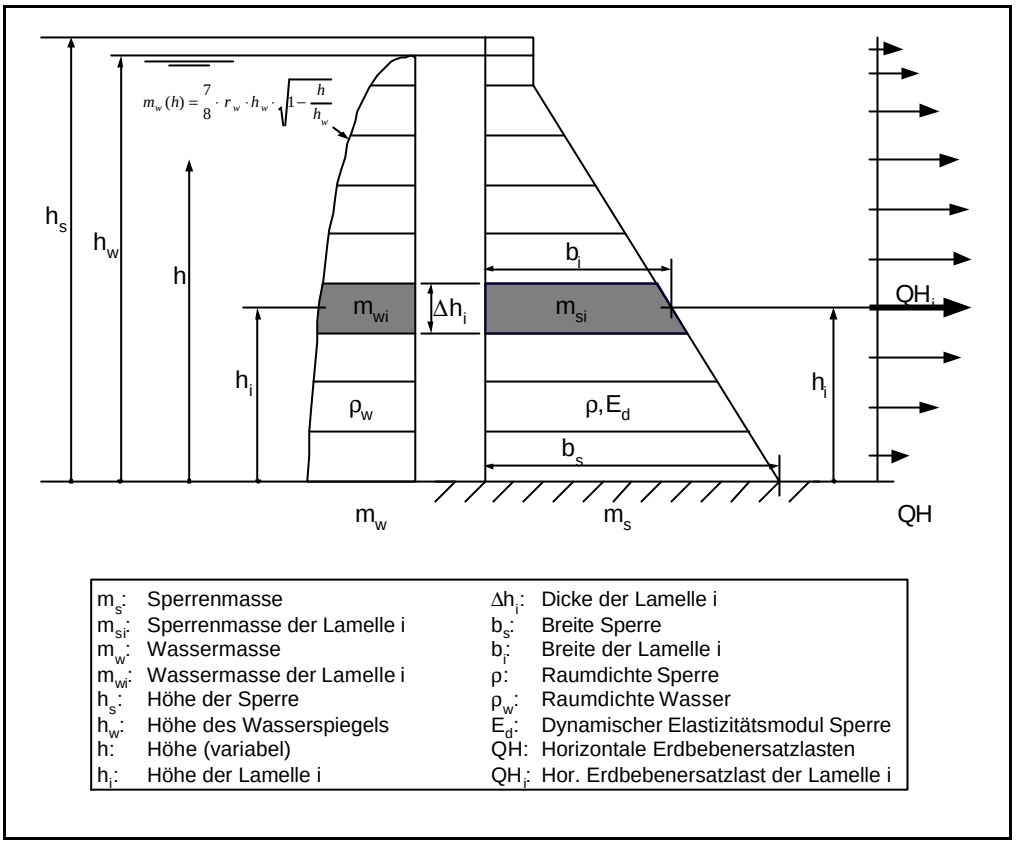
Nachweis der Funktionstüchtigkeit der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen

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

Die Modellierung der Nebenanlagen kann in üblicher Art und Weise statischer Modellbildung (Stäbe, Fachwerke, Platten) erfolgen. Die Dämpfungswerte für verschiedene Materialien sind im Anhang D-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.

5. Anhang D1 - 2D-Modellierung einer Gewichtsmauer

In Abb. D1.1 ist ein Schnitt einer Gewichtsmauer sowie die für die Berechnung wichtigsten Grundbegriffe dargestellt.



m_s:	Sperrenmasse	Δh_i:	Dicke der Lamelle i
m_{si}:	Sperrenmasse der Lamelle i	b_s:	Breite Sperre
m_w:	Wassermasse	b_i:	Breite der Lamelle i
m_{wi}:	Wassermasse der Lamelle i	ρ:	Raumdichte Sperre
h_s:	Höhe der Sperre	ρ_w:	Raumdichte Wasser
h_w:	Höhe des Wasserspiegels	E_d:	Dynamischer Elastizitätsmodul Sperre
h:	Höhe (variabel)	QH:	Horizontale Erdbebenersatzlasten
h_i:	Höhe der Lamelle i	QH_i:	Hor. Erdbebenersatzlast der Lamelle i

Abb. D1.1 - Schnitt einer Gewichtsmauer sowie wichtigste Grundbegriffe.

6. Anhang D2 - Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse

Die mitschwingende Wassermasse aus dem dynamischen Einfluss des Wassers auf die Sperre mit näherungsweise vertikaler wasserseitiger Maueroberfläche, ergibt sich nach Westergaard [6] in Abhängigkeit der Höhe *h* zu

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

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

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

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

7. Anhang D3 - Empirische Bestimmung der ersten Resonanzfrequenz von Gewichtsmauern

Für Gewichtsmauern 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.

$$f_s = a \cdot \frac{b_s}{h_s^{\,2}} \cdot \sqrt{\frac{E_d}{r}}$$; maximal 10 Hz.

Die Begrenzung auf 10 Hz erfolgt gestützt auf die Beobachtung, dass die Flexibilitätseigenschaften der Fundation 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. Er ist in Tab. D3.1 für verschiedene Verhältnisse b_s/h_s und für vollen und leeren See dargestellt. Für dazwischen liegende Fälle kann der Beiwert interpoliert werden.

b_s/h_s	a (leerer See)	a (voller See)
0.6	0.19	0.13
0.8	0.17	0.12
1.0	0.15	0.11

Tab. D3.1: Beiwerte zur Berechnung der ersten Eigenfrequenz (Grundfrequenz).

8. Anhang D4 - Spektrale Beschleunigung

Die massgebende Spektralbeschleunigung lässt sich aus dem Antwortspektrum anhand der ersten Eigenperiode (Grundperiode, Resonanzperiode) herauslesen (Abb. D4.1).

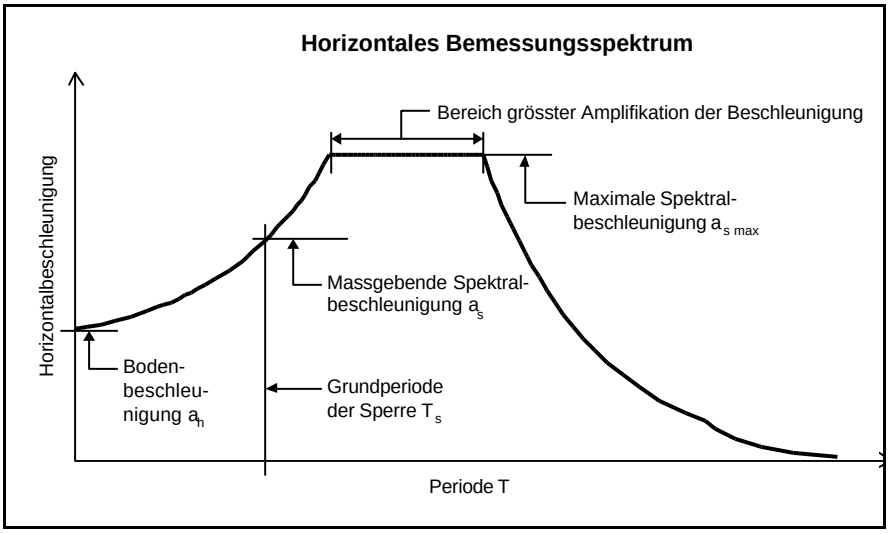


Abb. D4.1: Bestimmung der horizontalen Beschleunigung aus dem Antwortspektrum

Falls keine empirische Bestimmung der Grundperiode vorliegt, muss angenommen werden, dass sie 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 Abb. D4.1 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. Je kleiner das Verhältnis a_s/a_h wird, desto mehr gewinnen die höheren Eigenformen an Bedeutung. Der entsprechende Korrekturfaktor ψ_k ist in Abb. D4.2 dargestellt.

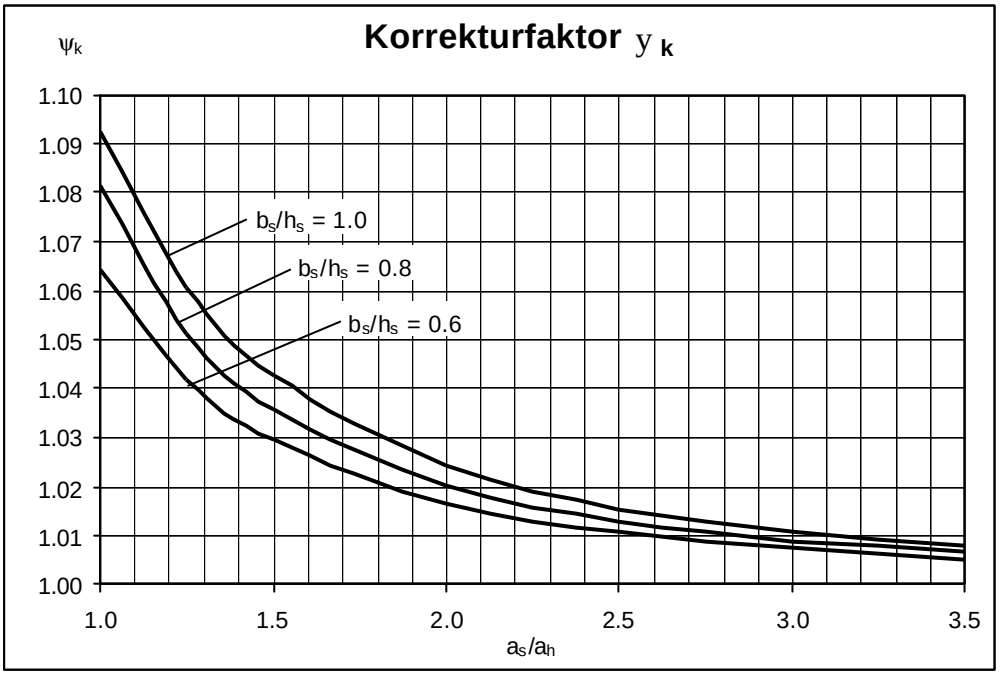


Abb. D4.2: Korrekturfaktor y_k zur Berücksichtigung der höheren Eigenformen.

9. Anhang D5 - Empirische Bestimmung der ersten modalen Verformung bei Gewichtsmauern

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.

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

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 Abb. D5.1 grafisch dargestellt.

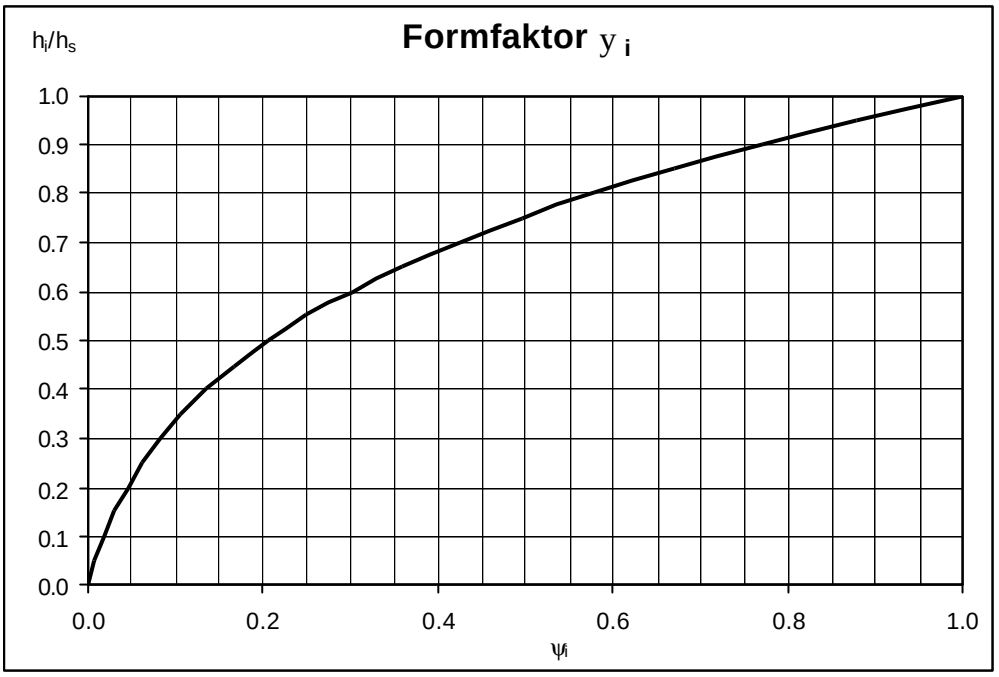


Abb. D5.1 - Formfaktor y_i zur Verteilung der Erdbebenersatzlast über die Höhe.

10. Anhang D6: Bestimmung der Erdbebenlasten nach vereinfachter Antwortspektrenmethode (ein Mode)

Im 2D-Modell ist sowohl die Horizontalkomponente als auch die Vertikalkomponente des Erdbebens zu berücksichtigen. Die Bestimmung der horizontalen Erdbebenersatzlast ist mit Bezug auf Abb. D1.1 nachfolgend beschrieben. Aus praktischen Gründen wird die Mauer in verschiedene horizontale Lamellen unterteilt. Die Wahl der Lamelleneinteilung erfolgt aufgrund der Sperrenform, der Lage des Wasserspiegels und der gewünschten Genauigkeit. Die einzelnen Lamellen können dabei unterschiedliche Dicken aufweisen.

Die Sperrenmasse ergibt sich für die Lamelle *i* zu

$$m_{si} = r_s \cdot b_i \cdot \Delta h_i$$

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 Tab. D6.1 dargestellt.

b_s/h_s	y_m (leerer See)	y_m (voller See)
0.6	0.39	0.41
0.8	0.39	0.43
1.0	0.40	0.44

Tab. D6.1: Massenbeiwert der ersten Eigenfrequenz (Grundfrequenz)

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

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

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

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

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. Die Vertikalbeschleunigung a_v wird gemäss Teil B 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 (gegen oben und gegen unten) in Betracht zu ziehen.

11. Anhang D7 - 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 D5) 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 Vertikalkomponente des Erdbebens zu berücksichtigen. Die Bestimmung der horizontalen Erdbebenersatzlast ist mit Bezug auf Abb. D1.1 nachfolgend beschrieben.

Die Sperrenmasse ergibt sich für die Lamelle *i* zu

$$m_{si} = r_s \cdot b_i \cdot \Delta h_i$$

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 Teil B 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 (gegen oben und gegen unten) in Betracht zu ziehen.

12. Anhang D8 - Modellierung der Fundation mit Finiten Elementen

Wenn die Fundation mit Finiten Elementen modelliert wird, hat die Modellgrösse gemäss Abb. D8.1 (Beispiel für halbkreisförmige Modellausdehnung) folgende Beziehungen zu erfüllen [12]:

$R_f > 1.0 \cdot H$ für $E_b/E_s = 1.0$

$R_f > 1.5 \cdot H$ für $E_b/E_s = 0.5$

$R_f > 2.0 \cdot H$ für $E_b/E_s = 0.25$

E_s: Elastizitätsmodul Sperre

E_b: Elastizitätsmodul Untergrund

H: Sperrenhöhe

R_f: Räumliche Modellausdehnung der Fundation

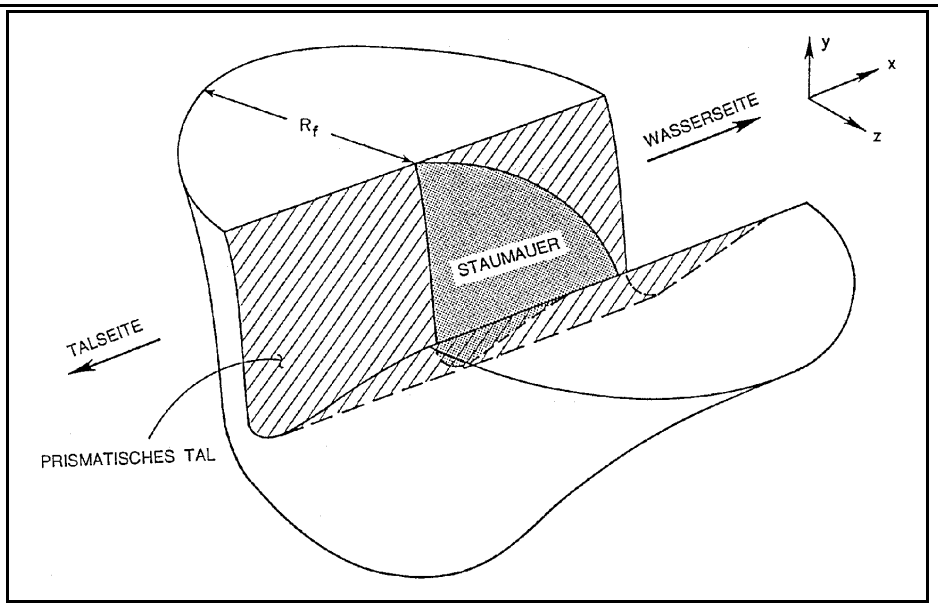


Abb. D8.1: Räumliche Ausdehnung des FE-Modells.

13. Anhang D9 - Kombination der seismischen Lasten

Bei der Analyse mit der Antwortspektrenmethode sind die seismischen Lasten gemäss Tab. 9.1 zu kombinieren.

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

Tab. 9.1: Vorzeichen des Nachweisbebens

Für jeden partiellen Lastfall sind die Verschiebungen und Beanspruchungen separat darzustellen.

14. Anhang D10 - 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.

$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} S_{ix}^2}\,, \qquad S_y = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} S_{iy}^2}\,, \qquad S_z = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} S_{iz}^2}$$

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 obenstehende Formel für eine Verformung oder Beanspruchung durch die x-Komponente des Erdbebens (und analog für die y- und z-Komponente) zu

$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{n^*} S_{ix}^2 + \left(S_{jx} + S_{kx}\right)^2}$$

n*: Anzahl der berücksichtigten Eigenformen ohne j und k

Die seismischen Antworten der einzelnen Anregungsrichtungen können nach Eurocode 8 (ENV 1998-1-2) wie folgt kombiniert werden [19]:

$$\pm S_x \pm 0.3 S_y \pm 0.3 S_z$$

$$\pm 0.3 S_x \pm S_y \pm 0.3 S_z$$

$$\pm 0.3 S_x \pm 0.3 S_y \pm S_z$$

Mit Variation des Vorzeichens resultieren aus obigen Gleichungen 24 Lastkombinationen. Dabei dürfen die günstigeren Lastkombinationen vernachlässigt werden.

15. Anhang D11 - 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.

16. Anhang D12 - 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 [13]. Eine auf die gewählten FE-Typen abgestimmte Netzeinteilung und das Vermeiden von stark verzerrten Elementen hilft in der Regel, diese Bedingung einzuhalten.

17. Anhang D13 - Dämpfungswerte für die Nachweise der Nebenanlagen

Material	Klasse III	Klasse II	Klasse I
Stahlbeton	5%	7%	7%
Beton unarmiert	4%	5%	5%
Stahl geschraubt	5%	7%	7%
Stahl geschweisst	2%	4%	4%

Tab. D4.1: Dämpfungswerte im Verhältnis zur kritischen Dämpfung

18. Anhang D14 - Kommentare

Kommentar 1 (Kapitel 2.2.2, 3.2.2, 4.2.2)

Viele Versuche haben gezeigt, dass sich Elastizitätsmodul, Druckfestigkeit und Zugfestigkeit des Betons mit zunehmender Lastgeschwindigkeit erhöhen. Als Beispiel gibt das ICOLD Bulletin 46 [14] die Versuchsresultate des Big Tujunga Dam, California wie folgt an:

Druckfestigkeit:	12-15% Erhöhung
Zugfestigkeit:	62-83% Erhöhung
Elastizitätsmodul:	22-25% Erhöhung

In [15] wird die Erhöhung der Festigkeiten in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit gemäss Abb. D14.1 angegeben.

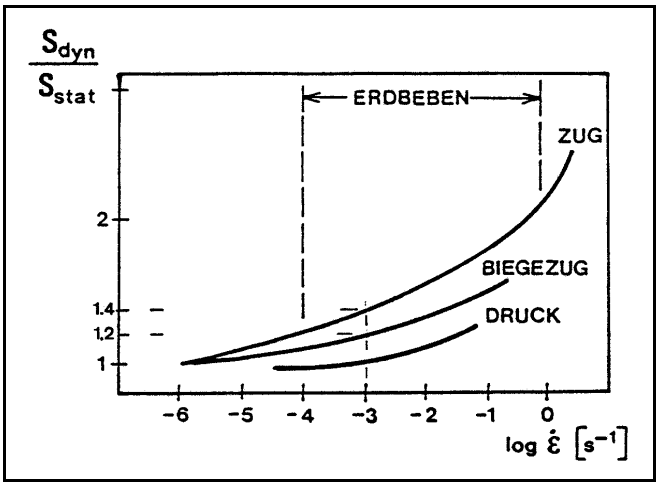


Abb. D14.1: Erhöhung der Festigkeiten in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit (aus [15])

Kommentar 2 (Kapitel 3.2.2, 4.2.2)

Verformungseigenschaften Untergrund

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 n aus

$$E = 2 \cdot r \cdot v_S^{\,2} \cdot (1+n)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+n)}$$

$$n = \frac{v_K^{\,2} - 2 \cdot v_S^{\,2}}{2 \cdot \left(v_K^{\,2} - v_S^{\,2}\right)}$$

r: Massendichte des Materials

Als Feldversuche werden die Methode der Reflexionsseismik, Refraktionsseismik und Messungen an Bohrlöchern verwendet [9]:

Reflektionsseismik: 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 durchwegs impulsartig angeregt; meistens mit Sprengsatz oder Hammerschlag, und es werden unter Einsatz von Dreikomponenten-Seismometer neben den Kompressionswellengeschwindigkeiten die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Scherwellen bestimmt.

Laborversuche

In Laborversuchen werden an kleinen Bodenproben Schubmodul und Dämpfung im Bereich kleiner Dehnungen anhand "Resonance 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 Hysteresisschleife 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 einaxialem Zug-, Spalt-Zug-, Keil-Spalt- oder Biege-Zug-Versuch ermittelt werden. Unter diesen Versuchen ist die Biege-Zug-Festigkeit zur Beurteilung der Zugspannungen aus einer linear elastischen FE-Analyse am ehesten geeignet [18]. 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 diese Aspekte entsprechend der Literaturangaben bewertet werden.

Ermittlung der Dämpfung

Die viskose Materialdämpfung kann anhand von Laborversuchen gemäss Abb. D14.2 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.

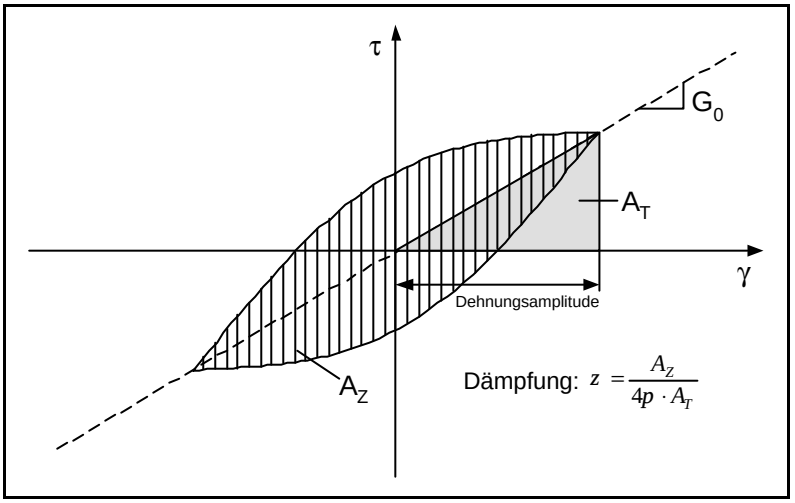


Abb. D14.2 - Definition von Schubmodul (G_0), Materialdämpfung (ζ) und Dehnungsamplitude (nach [14]).

Kommentar 3 (Kapitel 4.2.2)

aus [17]

H. Bachmann, M. Wieland; Einführung in die Erdbebensicherung von Bauwerken; Vorlesung ETH Zürich; 1979.

"Dämpfung entsteht durch:

(i) Innere Dämpfung:

- Materialdämpfung infolge thermo-elastischer Effekte und Plastifizierungseffekte (z.B. Hysteresisdämpfung)

- Strukturdämpfung (Gefügestruktur des Materials)

1) Coulombsche Reibung, abhängig vom Spannungszustand.

Es gilt approximativ für die Reibungskraft:

$$f_d = c_o + s \cdot \tan j \qquad ; \qquad j : \text{Reibungswinkel}$$

2) Flüssigkeitsreibung; entspricht viskoser, geschwindigkeitsproportionaler Dämpfung

$$f_d = c \cdot \dot{x}$$

(ii) Reibung an Trennflächen:

(Konstruktionsfugen, Lagerreibung, Klüften, Bruchflächen im Fundationsfels, etc.)

(iii) Energieabgabe an den Untergrund:

Ein Teil der Fundation 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 Regel angegeben Werte wird empfohlen, wenn die Ermittlung der Dämpfung und deren Berücksichtigung im Rechenverfahren auf vereinfachten Annahmen beruht.

Kommentar 4 (Kapitel 3.2.4, 4.2.4)

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 (Kapitel 3.2.4, 4.2.4)

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 Reservoirflanken abgestrahlt. Diese Effekte treten auf, wenn das Reservoir rechnerisch unendlich lang und die Eigenfrequenzen der Sperre kleiner als die Reservoirfrequenzen sind. Eine genaue Analyse der Kompressibilitätseinflüsse erfordert die Durchführung von aufwändigen Analysen im Frequenzbereich [11].

Aufgrund der abgeschätzten, berechneten oder gemessenen Eigenfrequenzen von Sperre und Reservoir kann vorausgesagt werden, ob die Wasserkompressibilität relevant ist. Wenn die Mauerfrequenz wesentlich kleiner ist als die Reservoirfrequenz, führt die in der Eigenfrequenz schwingende Mauer gegenüber dem Reservoir eine langsame Bewegung aus. Das Verhalten des Reservoirs ist dann ähnlich wie bei inkompressiblem Wasser. Das Verhalten entspricht demjenigen des Modells der Zusatzmassen nach Westergaard. Wenn die Mauerfrequenz sich der Reservoirfrequenz nähert oder diese übersteigt, dann ändert sich das Verhalten grundsätzlich. Die Mauer führt gegenüber dem Reservoir eine rasche Bewegung aus, und das Wasser kann wegen seiner Trägheit nicht mehr ausweichen. Physikalisch findet eine Druckwellenausbreitung und damit auch eine Energieabstrahlung statt.

Die Reservoirfrequenz für einen rechnerisch unendlichen See kann nach den Formeln in Abb. D14.3. für einfache Reservoirformen abgeschätzt werden.

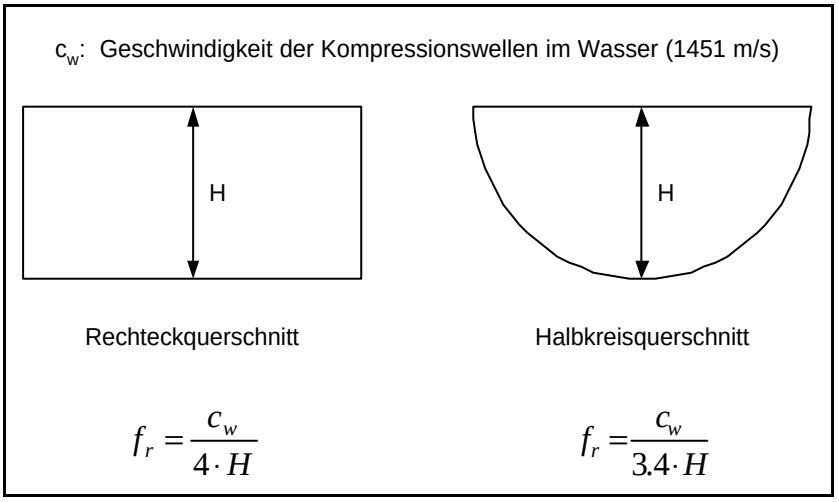


Abb. D14.3: Eigenfrequenz eines Stausees für einfache Querschnittsformen (nach [16])

Die abgeschätze Reservoirfrequenz 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 Reservoir kann rechnerisch als unendlich betrachtet werden, wenn die Zeit, welche die an der wasserseitigen Sperrenfläche generierte Wasserdruckwelle bis zum Ende des Reservoirs und zurück zur Sperre braucht, länger als die Starkbebendauer ist. Diese Zeit kann wie folgt berechnet werden:

$$t_w = \frac{2L}{c_w}$$

L: Reservoirlänge

c_w: Geschwindigkeit der Druckwellen (Kompressionswellen) im Wasser (1451 m/s)

Als Beispiel für eine Starkbebendauer von 10 Sekunden muss die Länge eines rechnerisch unendlichen Reservoirs grösser als 7.3 km sein. Dies trifft für die meisten Schweizer Stauseen nicht zu.

Kommentar 6 (Kapitel 4.2.4)

Aus [10]

G.R. Darbre; "State of Practice in Eartquake Analysis of Dams; Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften, Naturgefahren-Erdbebenrisiko; ETH Zürich und Volkshochschule im Schwarzwald; 15.- 19. Mai 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.

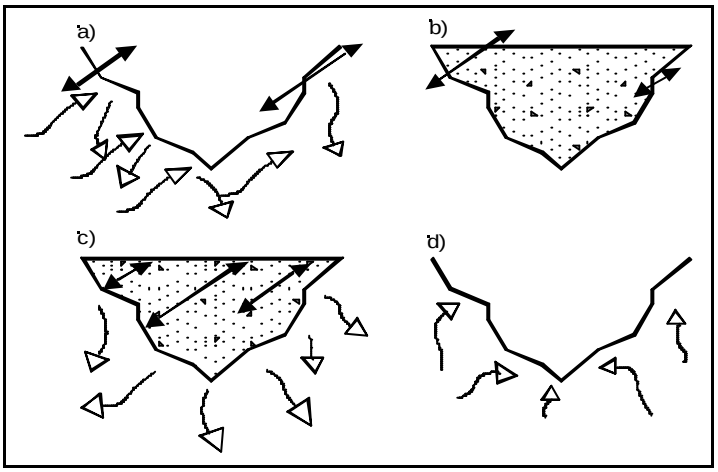


Figure 17 - Dam-foundation interaction:
a) Canyon effects;
) Kinematic interaction;
c) Inertial interaction;
d) Incoherent excitation.

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, Figure 17a). 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, Figure 17b). 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, Figure 17c). 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 (Kapitel 4.2.5)

Aus [12]

V.H. Persson, R. Ahmad; Criteria for Safe Dam Performance in California; Personal Communication.

"***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."

19. Literatur

[1] Vutukuri & Lama; Handbook on Mechanical Properties of Rock, Vol. 1-4; 1974-78.

[2] Link H.; zur Beurteilung und Bestimmung der Gleitsicherheit von Gewicht- und Pfeilerstaumauern, Die Wasserwirtschaft 1/1967, p. 35.

[3] Link H.; The sliding stability of dams, Water Power May 1969, pp 172-179.

[4] A. Soriano & F.J. Sanchez; 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.

[5] Seed, Idriss; Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analyses; University of California Berkeley; EERC 70-10, 1970.

[6] H.M. Westergaard; Water Pressures on Dams During Earthquakes; American Society of Civil Engineers, Paper No. 1835; November 1931.

[7] Sieffert, Cevaer; Manuel des Fonctions d'Impédance; Fondations Superficielles, 1991, Ouest Éditions.

[8] I. Holland, E. Alstedt; Arch Dam Analysis by the Finite Element Method; Division of Structural Mechanics, Technical University of Norway, Trondheim; 1968.

[9] H. Lorenz, G. Klein; Bodendynamik und Erdbeben; Grundbau Taschenbuch 3. Auflage, Teil 1; 1980.

[10] G.R. Darbre; "State of Practice in Eartquake Analysis of Dams; Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften, Naturgefahren-Erdbebenrisiko; ETH Zürich und Volkshochschule im Schwarzwald; 15.- 19. Mai 2000.

[11] Tan, Chopra; EACD-3D-96, A Computer Program for Three Dimensional Earthquake Analysis of Concrete Dams; Department of Enviromental Engineering, University of California Berkeley, California; 1996.

[12] V.H. Persson, R. Ahmad; Criteria for Safe Dam Performance in California; Personal Communication.

[13] Zienkiewicz, R.L. Taylor; The Finite Element Method Volume 1; Basic Formulation and Linear Problems; Mc Graw Hill Book Company.

[14] Seismicity and Dam Design; ICOLD-Bulletin Nr. 46; 1983.

[15] W. Suaris, S.P. Shah; Properties of Concrete Subjected to Impact; ASCE, Vol. 109; 1983.

[16] T. Szczesiak, B. Weber; Hydrodynamic Effects in a Reservoir with Semi-Circular Cross-Section and Absorptive Bottom; Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 11, 1992.

[17] H. Bachmann, M. Wieland; Einführung in die Erdbebensicherung von Bauwerken; Vorlesung ETH Zürich; 1979.

[18] R. Dungar, H. Kreuzer; Apparent Tensile Strength for Arch Dam Design: A Review of Rate, Site and Strength Dependency; Dam Engineering Vol III, Issue 3; 1992.

[19] Eurocode 8 (ENV 1998-1-2)- Design Provisions for earthquake resistance of structures- Part 1-2; General rules for buildings.

20. Verzeichnis der verwendeten Begriffe in der Richtlinie, Teil D

a_h: Horizontale Bodenbeschleunigung

a_s: Spektralbeschleunigung

$a_{s\ max}$: Maximale Spektralbeschleunigung

a_v: Vertikale Bodenbeschleunigung

b_i: Breite der Lamelle i

b_s: Breite Sperre

c: Dämpfungskonstante bei viskoser Dämpfung

c: Kohäsion

c_0: Kohäsion

c_w: Geschwindigkeit der Kompressionswellen im Wasser

f_{cd}: Dynamische Druckfestigkeit Beton

f_{cs}: Statische Druckfestigkeit Beton

f_d: Reibungskraft

f_r: Reservoirfrequenz

f_s: Grundfrequenz Sperre

f_{td}: Dynamische Zugfestigkeit Beton

h: Höhe (variabel)

h_i: Höhe der Lamelle i

h_s: Höhe der Sperre

h_w: Höhe des Wasserspiegels

i: Dilatationswinkel

m_i: Gesamte Masse der Lamelle i

m_s: Sperrenmasse

m_{si}: Sperrenmasse der Lamelle i

m_w: Wassermasse

m_{wi}: Wassermasse der Lamelle i

n: Anzahl der berücksichtigten Eigenformen bei der Antwortspektrenmethode

n*: Anzahl der berücksichtigten Eigenformen bei der Antwortspektrenmethode ohne nahe beieinander liegende

t_w: Laufzeit der Kompressionswellen von der Sperre zur Stauwurzel und zurück

v_K: Kompressionswellengeschwindigkeit

v_S: Scherwellengeschwindigkeit

$\dot{x}$: Verschiebungsgeschwindigkeit

A_T: Gespeicherte elastische Energie bei maximaler Verzerrung

A_Z: Energiedissipation während eines Belastungs-Entlastungs-Zyklus

E: Elastizitätsmodul

E_d: Dynamischer Elastizitätsmodul

E_s: Statischer Elastizitätsmodul

G: Schubmodul

G_0: Mittlerer Schubmodul

H: Sperrenhöhe

L: Reservoirlänge

M_{Kipp}: Kippmoment

$M_{Rück}$: Rückhaltendes Moment

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

R_f: Räumliche Modellausdehnung der Fundation

S_{dyn}: Dynamische Festigkeit

S_{ix}: Maximale Verformung oder Beanspruchung der Eigenform i für die x-Komponente des Erdbebens

Si_y: 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

T: Periode

T_s: Grundperiode Sperre

α: Formbeiwert zur Berechnung der Grundfrequenz der Sperre

γ: Verzerrung

$\dot{e}$: Dehngeschwindigkeit

ζ: Materialdämpfung

ν: Querdehnungszahl

ρ: Dichte

ρ_w: Dichte Wasser

σ: Normalspannung

σ_m: Mittlere Normalspannung

τ: Schubspannung

τ_m: Mittlere Schubspannung

φ: Reibungswinkel

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

TEIL E - WEHRE

1. Allgemeines

1.1 Grundsätze

1.1.1 Sperrentyp und Anwendungsbereich

Dieser Richtlinienteil bezieht sich auf Wehre und deren Fundation sowie auf sicherheitsrelevante Nebenanlagen.

1.1.2 Klasseneinteilung

Gestützt auf Teil A werden die Wehre in drei Klassen eingeteilt, an welche unterschiedliche Anforderungen gestellt werden. Dies betrifft sowohl die Stärke des Nachweisbebens gemäss Teil B als auch den Detaillierungsgrad des Nachweises gemäss diesem Teil E.

1.1.3 Unterlagen

Zur einwandfreien Beurteilung des Verhaltens eines Wehrs unter Erdbebeneinwirkung sind folgende Unterlagen erforderlich und entsprechend aufzubereiten:

- Geometrie und Beschaffenheit des Wehrs.
- Eigenschaften der eingesetzten Baumaterialien im Wehr in Bezug auf statische und dynamische Beanspruchungen.
- Geotechnische und geologische Verhältnisse der Fundation.
- Langfristiges Verhalten des Wehrs gemäss allfälligen Jahres- und Expertenberichten.

Zusätzliche Unterlagen werden gezielt bei erkannten Problemstellen oder bei nicht ausreichend vorhandenen Informationen aufbereitet und die entsprechenden Untersuchungen allenfalls angeordnet.

1.2 Strukturelle Gegebenheiten

1.2.1 Aufbau

Wehre sind in deren Aufbauweise eher schlanke Strukturen, deren Tragverhalten in manchen Gesichtspunkten mit demjenigen von Hochbauten verglichen werden kann. Zusätzlich weisen sie aber eine hohe Aufnahmemöglichkeit für Horizontallasten (Wasserlasten) auf, sowohl in der Struktur selber wie auch im Untergrund und im Kontaktbereich Struktur-Fundation. Wehre bestehen auch aus verschiedenen baulichen Elementen wie Wehrpfeiler, Wehrsohle, Wehrbrücken, beweglichen Stauelementen und deren Antrieben.

1.2.2 Materialien

Wehre und deren Elemente sind in der Regel aus unterschiedlichen Materialien aufgebaut wie Stampfbeton, Stahlbeton und Baustahl. Dazu ist der Fundationsbereich mit den entsprechenden natürlichen Materialien ein wichtiger Bestandteil des Gesamttragsystems.

1.3 Inhalt der Richtlinie

Die Vielfältigkeit der strukturellen Gegebenheiten von Wehren wird in diesem Richtlinienteil dadurch berücksichtigt, dass es ausdrücklich empfohlen und zugelassen ist, bestehende Drittrichtlinien und Normen [1-4] zu verwenden. Dabei betrifft es vor allem:

- Einschlägige Richtlinien und Normen zur Auslegung von Hochbauten gegen Erdbeben.
- Einschlägige Richtlinien und Normen zur Auslegung von Fundationen gegen Erdbeben.

Vorbehalten bleiben die generellen Bestimmungen des Richtlinienteils D und diejenigen, die in diesem Richtlinienteil E aufgeführt sind.

2. Nachweisverfahren

2.1 Verhaltensziel

Es wird ein Verhalten der Wehre unter Erdbebeneinwirkungen angestrebt, das zu keinem Versagen der Wehrpfeiler oder der Schliessorgane und Nebenanlagen mit unkontrolliertem Wasserabfluss führen kann. Grössere Schäden, bis zu einem Teilabsturz der Strukturteilen über den höchsten Wasserstand, sind zugelassen, vorausgesetzt, dass die Sicherheitsorgane (Schützen) durch andere Mittel nach dem Erdbeben jederzeit weiterbetrieben werden können.

2.2 Erforderliche Nachweise

Dem Verhaltensziel entsprechend sind folgende Nachweise zu erbringen

- Tragsicherheitsnachweis der Tragstruktur.
- Tragsicherheitsnachweis der Stauelemente.
- Stabilitätsnachweis des Wehrs.
- Funktionstüchtigkeit der Sicherheitsorgane.

2.3 Modellbildung

Wehre zeigen in der Regel ein 2-dimensionales Verhalten auf. Eine 2-dimensionale Modellbildung, deren Detaillierungsgrad aus den Bestimmungen des Teiles D sinngemäss zu entnehmen ist, ist somit in der Regel ausreichend.

Bei der Modellbildung ist auf folgende Besonderheiten zu achten:

- Umfang des Modells.
- Wehr- und Dienstbrücken.
- Massgebende Richtungen.
- Geometrie im Fundationsbereich.
- Materialkennwerte des Untergrundes.
- Materialkennwerte der Tragstruktur und Schliessorgane.
- Mitschwingende Wassermassen.

2.3.1 Umfang des Modells

In der Regel genügt es, ein einzelnes Wehrfeld zu betrachten. Im Allgemeinen ist dies ein einziger Pfeiler zusammen mit einem halben Wehrfeld auf jeder Seite des betrachteten Pfeilers. Die Wirkung von allfälligen Dienst- und Wehrbrücken sowie Maschinen auf das Erdbebenverhalten des betrachteten Pfeilers ist nachvollziehbar darzustellen und die Systemabgrenzung zu erläutern.

2.3.2 Wehr- und Dienstbrücken

Der strukturelle Einfluss von allfälligen Wehr- und Dienstbrücken (Aussteifung quer zum Fluss) ist aus einer Modellierung des gesamten Wehrs in Querrichtung zu entnehmen.

2.3.3 Massgebende Richtungen

In der Regel sind folgende Richtungen für die verschiedenen Nachweise massgebend und die Modelle entsprechend vorzubereiten:

- Tragsicherheitsnachweis der Tragstruktur: In Flussrichtung und quer zum Fluss.
- Tragsicherheitsnachweis der Stauelemente: In Flussrichtung.
- Stabilitätsnachweis des Wehrs: In Flussrichtung und quer zum Fluss.
- Funktionstüchtigkeit der Sicherheitsorgane: Je nach Organ.

2.3.4 Geometrie im Fundationsbereich

Die Art der Fundierung der Tragstruktur des Wehrs (Pfeiler) ist für die drei Wehrklassen gemäss Ausführungsplänen und Aushub- oder Fundationsplänen zu dokumentieren und die Wahl der statischen Auflagerbedingungen zu erläutern. Die Einbindung der Tragstruktur in den Untergrund ist dabei hauptsächlich abzuklären. Bestehen Ungewissheiten betreffend die Ausführung der Fundierung (sowohl was die Geometrie der Fundation als auch die Ausführung betreffen) so ist das statische Modell der Fundation konservativ anzunehmen, oder es sind in-situ Aufschlüsse durchzuführen.

2.3.5 Materialkennwerte des Untergrundes

Die Bestimmung der Struktur des Untergrunds (Schichterkennung samt räumlicher Ausdehnung) und deren geotechnischen Eigenschaften (Materialkennwerte der einzelnen Schichten) sind in einem gesonderten Bericht abzugeben. Den Schwachstellen im Untergrund, wie Klüfte und Zonen mit geringen Festigkeiten, sind besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Diese Zonen sind in die Stabilitätsuntersuchung einzubeziehen.

Bei den Wehren der Klasse I ist es zwingend, über standortspezifische Bohrungen (zum Zwecke der Schichterkennung wie der Gewinnung von Materialproben) und über Resultate von Materialversuchen (Materialkennwerte) zu verfügen.

Bei den Wehren der Klassen II und III kann auf bestehende geotechnisch-geologische Gutachten aus ähnlichen Untergrundverhältnissen in der Gegend der Wehre zurückgegriffen werden. Die Referenzen und die Zusammenstellung aller Daten sind dann in dem gesonderten Bericht anzugeben. Die Materialparameter (Matrix und Strukturelemente der Untergrunds) sind in diesem Fall für die Sicherheitsnachweise konservativ anzusetzen. Ergeben sich aus der Stabilitätsanalyse, im Speziellen der Gleitsicherheitsanalyse, Sicherheiten der Tragstruktur von unter 1.5 (Wehre der Klasse II) bzw. 1.25 (Wehre der Klasse III), so sind die Materialparameter des Untergrunds durch Untersuchungen abzuklären.

2.3.6 Materialkennwerte der Tragstruktur und Schliessorgane

Die Bestimmung der Materialkennwerte für die Tragstruktur und für die Schützen kann gemäss Teil D klassenabhängig erfolgen. Dabei ist es zum Teil zulässig, Materialkennwerte aus Literaturquellen oder Vergleichen zu entnehmen.

Die dynamischen Materialkennwerte können auf jeden Fall aus den entsprechenden statischen Werten abgeleitet werden (Teil D). Die Dämpfung, die bei den Analysen zu berücksichtigen ist, ist in Tab. 1 angegeben.

Material	Klasse III	Klasse II	Klasse I
Stahlbeton	5%	7%	7%
Beton unarmiert	4%	5%	5%
Stahl geschraubt	5%	7%	7%
Stahl geschweisst	2%	4%	4%

Tab. 1 - Dämpfungswerte im Verhältnis zur kritischen Dämpfung

Diese Werte nehmen Rücksicht auf eine aus nichtlinearer Verformung stammende Energiedissipation, die bei einer linearen Analyse nicht modelliert wird. Wird eine nichtlineare Analyse durchgeführt, dann dürfen höchstens die Hälfte der oben angegebenen Werte eingesetzt werden.

2.3.7 Mitschwingende Wassermassen

In Flussrichtung

Das gestaute Wasser schwingt in Flussrichtung mit dem Wehr zusammen. Die mitschwingende Wassermasse [5] ist gemäss den Bestimmungen des Teils D (Anhang D2) zu bestimmen. Es ist dabei das Wasser zu berücksichtigen, das sowohl mit den Pfeilern als auch mit den Schützen schwingt.

Quer zum Fluss

Das gestaute Wasser und das Wasser unterhalb des Wehrs (Unterwasser) schwingen quer zum Fluss mit dem Wehr zusammen. Als mitschwingende Masse ist die Masse des gesamten Wassers zu nehmen, das zwischen zwei Pfeilern liegt (Ober- und Unterwasser).

2.4 Dokumentation

Zur Dokumentation gehören, neben den Anforderungen gemäss Teil A, Kapitel 5:

- Die Klasseneinteilung (vgl. Teil A).
- Das Nachweisbeben (vgl. Teil B).
- Das Rechenmodell.
- Sämtliche Materialkennwerte.
- Der Berechnungsverlauf.
- Die resultierenden Beanspruchungen.
- Die Beurteilungen.
- Die allfälligen betrieblich und konstruktiv getroffenen Massnahmen.

Diese Informationen sind nachvollziehbar, klar und verständlich darzulegen. Stammen die Materialkennwerte aus Versuchen, so sind auch die einzelnen Versuchsresultate und deren Auswertung darzulegen. Bei der Ermittlung der Materialkennwerte aus vergleichenden Analysen sind alle Daten darzulegen und die gewählten Quellen anzugeben.

Die Wahl des statischen Systems ist für den Erdbebensicherheitsnachweis von zentraler Bedeutung. Es ist deshalb speziell auf eine eindeutige und nachvollziehbare Darstellung zu achten. Im Speziellen ist folgendes zu kommentieren:

- Verbund der einzelnen Bauwerkselemente in Querrichtung.
- Querversteifung von Wehrpfeilern durch allfällige Wehrbrücken und Windwerkbrücken.
- Verzahnung der Wehrsohlen mit dem Rest des Wehrkörpers.
- Fundations- und Einspannungsverhältnisse im Untergrund des Wehrkörpers.
- Wirkung von Tosbecken, andere Kolkschutzkonstruktionen oder Unterwasserkolken.
- Verbund zwischen Wehrschwelle und Wehrkörper.
- Wirkung der allfälligen Wehrbrücken im statischen System.
- Wirkung der allfälligen Windwerkbrücken im statischen System.
- Wirkung der Stauelemente im statischen System.

Ebenfalls von zentraler Bedeutung sind die geotechnischen Eigenschaften der Fundation. Die Ermittlung der geotechnischen Eigenschaften und die Wahl des statischen Systems für die Gleitsicherheitsbetrachtung sind in einem gesonderten Bericht zu dokumentieren. Art und Weise, wie die einschlägigen Proben entnommen und die Versuche durchgeführt wurden und/oder die vergleichende Analyse von anderen Referenzbauten sind zusammen mit der Beurteilung der Materialkennwerte detailliert darzulegen.

3. Nachweise

3.1 Lastkombinationen

Das Nachweisbeben ist als aussergewöhnliche Einwirkung zu betrachten. Die entsprechenden Schnittkräfte, Spannungen und Verschiebungen sind mit denjenigen der gewöhnlichen Betriebslasten zu überlagern. Dazu zählen:

- Eigengewicht und ständige Auflasten.
- Wasserdruck.

3.1.1 Wasserspiegel

Als Wasserspiegel ist der maximale Betriebsstau anzunehmen. Im Unterwasser ist der minimale Unterwasserspiegel einzusetzen. Es ist sowohl im Oberwasser wie im Unterwasser ein hydrostatischer Druckverlauf anzunehmen.

An der Wehrkonstruktion ist der Wasserdruck aus dem Stau des Oberwassers und des Unterwassers zu berücksichtigen. In Querrichtung zur Fliessrichtung kann angenommen werden, dass sowohl links wie rechts der Wehrkonstruktion derselbe Wasserdruck herrscht (alle Wehrfelder geflutet, keine Entleerung eines Wehrfeldes).

3.1.2 Auftrieb

Der in der Pfeileraufstandsfläche wirkende Auftrieb ist nur für den Stabilitätsnachweis zu berücksichtigen.

Bei den Wehren der Klasse I ist es zwingend, den Verlauf des Auftriebs vom Oberwasser zum Unterwasser aus Messwerten zu kennen. Sind keine Messwerte vorhanden, so ist eine entsprechende Messkampagne durchzuführen.

Bei den Wehren der Klassen II und III ist beim Vorhandensein von Messungen der effektive Druckverlauf, bei fehlenden Messungen ein linearer Verlauf vom Oberwasser zum Unterwasser anzunehmen. Das Oberwasser wird begrenzt durch die Stauwand. Im Oberwasser der Stauwand ist der volle Druck des Oberwassers als Auftrieb anzusetzen. Beim Vorhandensein von Tosbecken oder Kolkschutzkonstruktionen im Unterwasser des Wehrs ist der Auftrieb bis ans Ende dieser Konstruktionen anzunehmen.

In Pfeilerquerrichtung kann ein mittlerer Auftrieb zwischen Oberwasser und Unterwasser angenommen werden. Der Auftrieb wirkt senkrecht zur Aufstandsfläche.

3.1.3 Anregungskomponente

Die Anregungskomponenten werden gestützt auf die Bestimmungen des Teils B in den drei Hauptkomponenten „Flussrichtung“, „quer zum Fluss“ und „vertikal“ angegeben. Die Anregungskomponenten beeinflussen das Verhalten der verschiedenen Wehrteile und die entsprechenden Nachweise unterschiedlich, und sind deshalb wie folgt unterschiedlich zu kombinieren.

Tragsicherheit der Tragstruktur

- Hauptanregungsrichtung: Quer zum Fluss (kann Zwängungen der Schützen verursachen).
- Nebenanregungsrichtung 1: In Flussrichtung (beeinflusst Spannungszustand im Pfeilerquerschnitt).
- Nebenanregungsrichtung 2: Vertikal (beeinflusst Spannungszustand im Pfeilerquerschnitt).
- Bemerkung: Bei der Tragsicherheit von allfälligen Wehr- und Dienstbrücken kann allenfalls die Flussrichtung Hauptrichtung sein.

Tragsicherheit der Schützen

- Hauptanregungsrichtung: In Flussrichtung
- Nebenanregungsrichtung 1: Keine.

Stabilitätsnachweise des Wehrs in Flussrichtung (Gleiten und Kippen)

- Hauptanregungsrichtung: In Flussrichtung.
- Nebenanregungsrichtung: Vertikal (Entlastung der stabilisierenden Vertikalkraft).

Stabilitätsnachweis quer zum Fluss (Gleiten)

- Hauptanregungsrichtung: Quer zum Fluss.
- Nebenanregungsrichtung: Vertikal (Entlastung der stabilisierenden Vertikalkraft).

3.2 Rechenmodelle

3.2.1 Wehre der Klasse III

Als Grundsatz gelten sowohl die oben aufgeführten Bestimmungen wie diejenigen des Teils D, die für Sperren der Klasse III zutreffend sind. Dazu ist auf folgendes zu achten:

- Bei den Tragsicherheitsnachweisen ist es ausreichend, nur die Komponente der Hauptanregungsrichtung gemäss Abschnitt 3.1 zu berücksichtigen. Es kann somit auf ein gleichzeitiges Einwirken sowohl der weiteren Horizontalkomponente der Anregung wie der Vertikalkomponente verzichtet werden.
- Bei den Stabilitätsnachweisen ist neben der Komponente der Hauptanregungsrichtung gemäss Abschnitt 3.1 zwingend auch die Vertikalkomponente zu berücksichtigen. Dabei kann eine gegen oben gerichtete statische Ersatzlast eingeführt werden, die gleich gross ist wie die vertikale Spitzenbodenbeschleunigung gemäss Teil B multipliziert mit der gesamten Masse.

3.2.2 Wehre der Klasse II

Als Grundsatz gelten sowohl die oben aufgeführten Bestimmungen wie diejenigen des Teils D, die für Sperren der Klasse II zutreffend sind. Dazu ist auf folgendes zu achten:

- Bei den Tragsicherheitsnachweisen sind neben der Komponente der Hauptanregungsrichtung gemäss Abschnitt 3.1 auch die weiteren Komponenten gleichzeitig wirken zu lassen (weitere Horizontalkomponente und Vertikalkomponente). Dabei muss die zur horizontalen Nebenanregungsrichtung zugehörigen Komponente dynamisch eingeführt werden, gemäss den einschlägigen Bestimmungen des Teils D. Die Vertikalkomponente kann als statische Ersatzlast eingeführt werden, die gleich gross ist wie die vertikale Spitzenbodenbeschleunigung gemäss Teil B, multipliziert mit der gesamten Sperrenmasse. Diese ist einmal gegen oben und einmal gegen unten wirken zu lassen.
- Bei den Stabilitätsnachweisen ist neben der Komponente der Hauptanregungsrichtung gemäss Abschnitt 3.1 zwingend auch die Vertikalkomponente zu berücksichtigen. Dabei kann eine gegen oben gerichtete statische Ersatzlast eingeführt werden, die gleich gross ist wie die vertikale Spitzenbodenbeschleunigung gemäss Teil B multipliziert mit der gesamten Masse.

3.2.3 Wehre der Klasse I

Als Grundsatz gelten sowohl die oben aufgeführten Bestimmungen wie diejenigen des Teils D, die für Sperren der Klasse I zutreffend sind. Dazu ist auf folgendes zu achten:

- Bei den Tragsicherheitsnachweisen sind neben der Komponente der Hauptanregungsrichtung gemäss Abschnitt 3.1 auch die weitere Komponenten gleichzeitig wirken zu lassen (weitere Horizontalkomponente und Vertikalkomponente). Dabei müssen sowohl die zu der horizontalen Nebenanregungsrichtung zugehörigen Komponente wie die Vertikalkomponente dynamisch mitberücksichtigt werden, gemäss den einschlägigen Bestimmungen des Teils D.
- Bei den Stabilitätsnachweisen ist neben der Komponente der Hauptanregungsrichtung gemäss Abschnitt 3.1 zwingend auch die Vertikalkomponente zu berücksichtigen. Dabei kann eine gegen oben gerichtete statische Ersatzlast eingeführt werden, die gleich gross ist wie die vertikale Spitzenbodenbeschleunigung gemäss Teil B multipliziert mit der gesamten Masse.

3.3 Tragsicherheitsnachweis der Tragstruktur

Die Tragsicherheits- und Verformungsnachweise erfolgen gestützt auf die hochbauüblichen Methoden. Dabei sind die gerechneten Spannungen direkt mit den Festigkeiten zu vergleichen. Sind die gerechneten Spannungen grösser als die entsprechende Festigkeit, dann muss nachgewiesen werden, dass eine Spannungsumlagerung in benachbarten Zonen ohne anderweitige gefährliche Folgen erfolgen kann (siehe entsprechende Bestimmungen des Teils D). Eine allfällige Beschädigung eines Pfeilers ist nur dann akzeptabel, falls nachgewiesen wird, dass

- Dadurch kein unkontrolliertes Ausfliessen vom Wasser erfolgen kann, und
- Die Funktionstüchtigkeit der sicherheitsrelevanten Anlagen (insbesondere auch der Schützen) nicht beeinträchtigt wird bzw. sofort oder durch andere Mittel wiederhergestellt werden kann.

Können die entsprechende Nachweise nicht erbracht werden, dann sind entsprechende konstruktive oder betriebliche Massnahmen zu treffen.

3.4 Tragsicherheit der Schützen

Die Tragsicherheits- und Verformungsnachweise erfolgen gestützt auf die hochbauüblichen Methoden. Dabei sind die gerechneten Spannungen direkt mit den Festigkeiten zu vergleichen. Sind die gerechneten Spannungen grösser als die entsprechende Festigkeit, dann muss nachgewiesen werden dass eine Spannungsumlagerung in benachbarten Zonen ohne anderweitige gefährliche Folgen erfolgen kann (siehe entsprechende Bestimmungen des Teils D). Kann der Nachweis nicht erbracht werden, dann sind entsprechende konstruktive oder betriebliche Massnahmen zu treffen.

Beim Nachweis müssen auch die Aufhänge-Einrichtungen kontrolliert werden. Sowohl bei den Schützen wie bei den Aufhänge-Einrichtungen sind auf die Verformungen und die dadurch entstehenden Zwängungen besonders zu achten.

3.5 Stabilitätsnachweise des Wehrs

Die Stabilitätsnachweise (Gleiten und Kippen, siehe auch Teil D) erfolgen gemäss den grundbauüblichen Ansätzen. Es muss nachgewiesen werden, dass kein unzulässiges Gleiten oder Kippen (gemäss den entsprechenden Teilen C und D) stattfinden kann. Können die Nachweise nicht erbracht werden, dann sind entsprechende konstruktive oder betriebliche Massnahmen zu treffen.

3.6 Funktionstüchtigkeit der Sicherheitsorgane

Es muss nachgewiesen werden, dass die Funktionstüchtigkeit von allen Organen, die sicherheitsrelevant sind, nicht beeinträchtigt wird bzw. umgehend wiederhergestellt werden kann. Dabei sind insbesondere alle mechanischen- und Steuerungs-organe, die für ein notfallmässiges Öffnen der Schützen notwendig sind zu untersuchen. Allenfalls kann dieses durch Notmittel erfolgen, deren Einsatz vorzubereiten ist. Kann der Nachweis nicht erbracht werden, dann sind entsprechende konstruktive oder betriebliche Massnahmen zu treffen.

4. Maschinenhaus

Wird das Maschinenhaus als Stauelement verwendet, so ist es einem entsprechenden Erdbebennachweis zu unterziehen.

5. Literatur

[1] SIA-Norm 162 "Betonbauten"; Ausgabe 1989, Teilrevision 1993.

[2] SIA-Norm 162/1 "Betonbauten Materialprüfung"; Ausgabe 1989.

[3] SIA-Norm 161 "Stahlbauten"; Ausgabe 1979.

[4] Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, CEN 1994.

[5] H.M. Westergaard; Water Pressures on Dams During Earthquakes, American Society of Civil Engineering, Paper No. 1835, November 1931.

TEIL F – STARKBEBENINSTRUMENTIERUNG

1. Ziele und Umfang der Starkbebeninstrumentierung

1.1 Ziele

Die Starkbebeninstrumentierung dient einerseits der Alarmierung im Falle eines Erdbebenstörfalles und andererseits sowohl der Bestimmung des dynamischen Verhaltens der Talsperre in-situ wie der Beweissicherung für die Rekonstruieren von einem erdbebenbedingten ausserordentlichen Ereignis.

1.2 Zu instrumentierende Sperren

Zwingend ist die Starkbebeninstrumentierung der Sperren der Klasse I.

In besonderen Fällen werden Sperren der Klassen II und III auch instrumentiert, zum Beispiel:

- Bei den Sperren, die ein anomales Verhalten aufweisen.
- Bei den Sperren, die in einer stark aktiven Zone oder in der Nähe einer aktiven Verwerfung liegen.

1.3 Umfang

Die Sperren sind mit mindestens 3 Starkbebenmessinstrumenten (Beschleunigungsaufnehmer) auszurüsten. Sie sind zu plazieren:

- Im freien Feld.
- Auf die Krone.
- Am Sperrenfuss.

Weitere Aufnehmer sind optional.

2. Minimalspezifikationen

2.1 Beschleunigungsaufnehmer

Die Aufnehmer sind so auszulegen, dass oben genannte Ziele erreicht werden können.

Die Funktionstüchtigkeit der Aufnehmer ist periodisch zu überprüfen (durch Aufzeichnung von Kalibrierungssignalen).

2.2 Verbindung

Eine permanente Verbindung zwischen den Messgeräten und der Pikettstelle des Werkes muss zu Alarmzwecken gewährleistet sein.

2.3 Wartung

Die Geräte sind fachmännisch regelmässig zu warten und zu testen.

2.4 Schwellenwerte

Die Schwellenwerte für Nachbebenkontrollen sind gemäss Teil G festzulegen.

3. Anhang F 1 – Kommentare zum Teil F

Heutige Situation

Die in den meisten Sperren installierten Messinstrumente und die zugehörigen Messintervalle eignen sich nicht für die Analyse des kurzfristigen Verhaltens der Sperren auf plötzliche, unangekündigte Einwirkungen. Eine Inspektion nach solchen Ereignissen ist à priori gegeben, die Notwendigkeit kann aber nicht vorher anhand der vorhandenen Messungen der Sperre beurteilt werden.

Die Alarmierung im Falle eines Erdbebenstörfalles geschieht zur Zeit durch die Oberaufsichtsbehörde (BWG), welche ihrerseits durch den Schweizerischen Erdbebendienst (SED) - allenfalls via die Pikettstelle der Armee - über die seismischen Ereignisse in der Schweiz informiert wird. Die seismischen Einwirkungen im Bereich der Sperrstelle und das Verhalten des Bauwerkes sind dabei unbekannt und die Zeit, welche zwischen dem Eintreten eines Bebens und der Inspektion vor Ort verstreicht ist relativ gross. Eine detaillierte Bestimmung der Notwendigkeit und der Dringlichkeit einer ausserordentlichen Inspektion der Anlage ist heute nicht möglich.

Das dynamischen Verhalten der bestehenden schweizerischen Sperren der Klasse I wurde ferner nur bei wenigen Mauern ermittelt. In der Regel ist bei Sperren in der Schweiz das tatsächliche dynamische Verhalten ganz unbekannt; es wurde höchstens anhand von numerischen Modellen sowie von Materialuntersuchungen geschätzt. Für den Nachweis der Erdbebensicherheit der Anlage muss also in der Regel wegen dem Fehlen von detaillierten Kenntnissen von konservativen Bemessungsannahmen ausgegangen werden.

Mess- und Überwachungsdispositiv der Zukunft

Beschleunigungsnehmer (3 Komponenten) sollten im Minimum an der Krone (meistens im Hauptschnitt), am Sperrenfuss sowie auf der Felsfundation in grösserer Entfernung angebracht werden. Weitere Aufnehmer sind optional und nach Bedarf des Betreibers vorzusehen. Die Grenzwerte für Inspektionen sollen objektspezifisch durch den Experten der Sperre festgelegt werden, dabei ist es sinnvoll einen Grenzwert für das Fundationsverhalten und einen für das Bauwerksverhalten festzulegen.

Die Daten sind zu archivieren. Die Erstinterpretation der Daten (Grenzwertüberschreitung) und die Auslösung der ausserordentlichen Inspektion geschieht durch das Betriebspersonal des Besitzers der Stauanlagen. Die Datenerfassung und der Unterhalt der Geräte ist wie bei den restlichen Messgeräten in einer Sperre grundsätzlich Sache des Betreibers.

Vorteile für den Betreiber

Die detaillierten Kenntnisse des dynamischen Verhaltens einer Anlage ermöglichen eine differenzierte, der Anlage und der dynamischen Einwirkung angepassten Intervention beim ausserordentlichen Ereignis Erdbeben. Sowohl die Notwendigkeit als auch die Dringlichkeit einer Inspektion können eindeutig bestimmt werden. So können unnötige, zum Teil unter sehr schwierigen und gefährlichen Bedingungen durchgeführte Inspektionen (Nacht, Lawinen, Witterung etc.) vermieden oder zeitlich optimiert werden. Die Alarmierung der Verantwortlichen kann direkt und ohne die Oberaufsichtsbehörde erfolgen, was zeitlich und organisatorisch Vorteile mit sich bringt.

Beim Nachweis der Erdbebensicherheit der Anlage kann mittels Erdbebeninstrumentierung das dynamische Verhalten der Sperre eindeutig bestimmt werden. Bei den Nachweisen muss man deshalb nicht von konservativen Annahmen ausgehen, sondern kann die effektiven Werte benutzen. Dies kann zu wesentlich geringeren Belastungsannahmen führen.

TEIL G - NACHBEBENKONTROLLEN

1. Grundsätze

1.1 Ziel

Ziel der Nachbebenkontrollen bei Talsperren ist, allfällige Sofortmassnahmen zum Schutz der Bevölkerung und der Sachen ergreifen zu können. Dafür müssen mögliche Schäden und Änderungen im Verhalten der Anlage nach einem Erdbeben rasch erkannt werden.

1.2 Prinzip

Nachbebenkontrollen von unterschiedlichem Detaillierungsgrad und von unterschiedlicher Dringlichkeit erfolgen je nach Stärke der Erdbebeneinwirkung am Sperrenstandort. Die entsprechenden Schwellenwerte sind anlagenspezifisch.

Ferner werden unterschiedliche Schwellenwerte spezifiziert, je nachdem ob die Stärke der Erdbebeneinwirkung durch Starkbebenmessinstrumente am Sperrenstandort bestimmt wird oder ob sie geschätzt wird. Im letzeren Fall ist ein ausreichender Konservatismus zum Zwecke der Abdeckung der Unsicherheiten zu berücksichtigen.

1.3 Niveaus und Interventionen

Es werden drei Niveaus festgelegt, die folgende Interventionen verlangen:

- Niveau 1: Keine sofortige Kontrolle an Ort und Stelle erforderlich.

  Bei der nächsten Sperrenbesichtigung muss die Sperre visuell geprüft werden. Fernübertragene Messdaten sind auf allfällige Zeichen eines anomalen Verhaltens sofort zu prüfen, nicht fernübertragene Daten sofort nach zur Verfügungstellung. Die Aufsichtsbehörden sind über das Ereignis und allfällige Massnahmen zu informieren.

- Niveau 2: Kontrolle an Ort und Stelle innerhalb von 24 Stunden.

  Inspektion gemäss Kapitel 3 *Inspektionen*. Der zuständige Ingenieur, der allfällige Talsperrenexperte und die Aufsichtsbehörden werden über das Ereignis und die Resultate der durchgeführten Kontrollen und allfälligen Massnahmen unverzüglich informiert.

- Niveau 3: Sofortige Kontrolle an Ort und Stelle.

  Inspektion gemäss Kapitel 3 *Inspektionen*. Der zuständige Ingenieur wird sofort benachrichtigt und begibt sich zur Sperre, um die eventuell notwendigen Massnahmen zu koordinieren. Der allfällige Talsperrenexperte, die Aufsichtsbehörden und die zuständigen kantonalen Behörden werden über das Ereignis sofort informiert. Die Resultate der erfolgten Kontrollen und die allfälligen getroffenen Massnahmen werden dem allfälligen Talsperrenexperten und den Aufsichtsbehörden umgehend mitgeteilt.

2. Schwellenwerte

2.1 Instrumentierte Talsperren

Die folgenden Schwellenwerte gelten für die mit mindestens drei Starkbebenmessinstrumenten ausgerüsteten Talsperren, die mit der Pikettstelle des Werkes laufend verbunden sind.

Als Enstcheidungsgrundlage gelten die gemessenen Spitzenbeschleunigungen am Sperrenstandort. Die Schwellen gelten als erreicht, falls mindestens zwei Geräte die in der Tabelle aufgeführten Werte erreichen:

Niveau	Spitzenbeschleunigung im Fels (Widerlager oder Freifeld)	Spitzenbeschleunigung im oder auf Bauwerk
1	> 10% a_h	> 20% a_h
2	> 25% a_h	> 50% a_h
3	> 50% a_h	> 100% a_h

a_h ist die gemäss Teil B dieser Richtlinie bestimmten horizontalen Spitzenbeschleunigung.

2.2 Übergangsbestimmung für instrumentierte Talsperren

Die oben aufgeführten Schwellen sind zu halbieren bei instrumentierten Talsperren, bei welchen der Erdbebennachweis im Sinne dieser Richtlinie noch nicht erbracht wurde.

2.3 Nicht instrumentierte Talsperren

Bei Talsperren, die mit Starkbebeninstrumente nicht ausgerüstet bzw. mit weniger als 3 Instrumente oder mit Instrumenten die mit der Pikettstelle des Werkes nicht laufend verbunden sind, gelten folgende Schwellenwerte. Diese Werte stützen sich auf die empfundenen Bewegungen am Sperrenstandort und in der näheren Umgebung gemäss der Medvedev, Sponheuer und Karnik (*MSK*) Intensitätsskala.

Niveau	MSK Intensität am Standort	Beschrieb
1	IV	In Häusern von Personen allgemein verspürt, aufweckend. Fenster klirren.
2	V - VI	Im Freien von Personen allgemein verspürt, allenfalls erschreckend. Verputz an Häusern bröckelt ab, Kamine allenfalls beschädigt, hängende Gegenstände pendeln, Verschieben von Bildern.
3	≥ VII	Viele Menschen flüchten ins Freie, allgemeiner Schrecken bis zur Panik. Mässige bis starke Schäden an Gebäuden.

Im Falle, dass das Werk eine geschätzte Angabe der Aufsichtsbehörden betreffend Intensität am Sperrenstandort erhält, gilt die strengste Angabe aus Behörden und am Standort empfundener Erdbewegung.

2.4 Ausnahmen

Ist die statische bzw. Erdbebensicherheit einer Anlage nicht voll nachgewiesen, dann sind diese Schwellenwerte in Absprache mit den Behörden herabzusetzen.

2.5 Schäden und anomales Verhalten

Werden Schäden oder ein anomales Verhalten festgestellt, so ist der zuständige Ingenieur sofort zu benachrichtigen. Der Ingenieur begibt sich sofort zur Anlage. Der allfällige Talsperrenexperte und die Aufsichtsbehörden sind umgehend über den Vorfall zu informieren.

3. Inspektionen

3.1 Umfang der Inspektionen

Die Festlegung des Umfanges der Inspektionen für die verschiedenen Niveaus und deren Vorbereitung sind grundsätzlich Sachen des Betreibers bzw. dessen Ingenieur und allfälliger Experten. Dabei werden die folgenden Grundsätze berücksichtigt.

3.2 Kontrolle für Niveau 1

Bei dem Beanspruchungsniveau 1 sind Schäden am Bauwerk wenig wahrscheinlich.

Ziel der Kontrolle ist die visuelle und instrumentelle Erkennung von Änderungen des Verhaltens der Sperre und der unmittelbaren Umgebung. Dies erfolgt einerseits durch eine visuelle Kontrolle der Sperre, der Fundation und der Reservoirflanken, und andererseits durch eine Auswertung der zur Verfügung stehenden Hauptverhaltensmessdaten (Verschiebung von massgebenden Sektionen, Auftriebe, Sickerwassermengen).

3.3 Kontrolle für Niveau 2

Bei dem Beanspruchungsniveau 2 sind Schäden am Bauwerk, die die Sicherheit der Anlage beeinträchtigen könnten, eher unwahrscheinlich, jedoch nicht auszuschliessen. Daneben sind Schäden möglich, die die Standsicherheit nicht beeinflussen, jedoch ein schnelles Handeln im Notfall beeinträchtigen könnten (zum Beispiel Stromversorgung, Zufahrtswege, mechanische Einrichtungen).

Als Ziel gilt primär die Erkennung von Änderungen des Verhaltens der Sperre und der unmittelbaren Umgebung, sowie von Anzeichen zur Entwicklung von einem veränderten Verhalten. Dies erfolgt einerseits durch eine gründliche visuelle Kontrolle der Sperre, der Fundation, der Reservoirflanken, der Nebenanlagen und Einrichtungen und der für den Notfall notwendigen Infrastrukturen, und andererseits durch Auswertung der all den zur Verfügung stehenden Messdaten die üblicherweise bei den Jahreskontrollen ausgewertet werden.

Bei Dämmen sind die Kontrollen über eine längere Periode, die vom zuständigen Ingenieur bzw. allfälligen Talsperrenexperten anzugeben ist, zu wiederholen, wegen der Gefahr eines verspäteten Aufbaues der Porenwasserspannungen.

3.4 Kontrolle Niveau 3

Bei dem Beanspruchungsniveau 3 sind Schäden, die die Sicherheit der Anlage kurzfristig beeinträchtigen könnten unwahrscheinlich jedoch nicht auszuschliessen. Dazu ist sorgfältig zu prüfen, in wieweit die langfristige Sicherheit der Sperre betroffen wird.

Ein dem Niveau 3 entsprechendes Erdbeben ist eine Extremeinwirkung, die mit grosser Wahrscheinlichkeit vom Bauwerk bis anhin noch nie erlebt wurde. Dementsprechend ist das zugehörige Verhalten total unbekannt, was eine sorgfältige, vollständige und sofortige Prüfung verlangt.

Der Umfang der Kontrolle ist grundsätzlich identisch mit demjenigen des Niveaus 2, dazu sind all die weiteren zur Verfügung stehenden Messdaten einzubeziehen.

All die Kontrollen sind sofort durchzuführen und bei allen Sperren über eine längere Periode, die vom zuständigen Ingenieur bzw. allfälligen Talsperrenexperten anzugeben ist, zu wiederholen.

3.5 Übung

Die Interventionsprozedur (Rundgang und durchzuführende Kontrollen, Verbindungen, betriebsinterne Sicherheitsstruktur) ist in regelmässigen Zeitabständen zu üben. Dies ist alle Jahre für Sperren der Klassen 1 und 2 zu tun, und alle zwei Jahre für Sperren der Klasse 3. All die Aspekte der Interventionsprozedur sind zu berücksichtigen. Ein entsprechender Bericht ist zu erstellen und den Aufsichtsbehörden zu übergeben.

Die Organisation der Uebungen ist Sache des Betreibers.

3.6 Bericht

Die Aufsichtsbehörden sind zu benachrichtigen, sobald ein Interventionsniveau erreicht wird. Dabei muss angegeben werden, welche Massnahmen getroffen wurden und welche vorgesehen sind, und die Gründe dazu.

4. Anhang G1- Checkliste für die Nachbebenkontrollen

Programm der Inspektionen

Im Bulletin 62 des International Comitee of Large Dams "Inspection des barrages après séisme – Recommandations", ICOLD, 1988, wurde eine Liste der bei der Vorbereitung von Programmen für die Nachbebeninspektionen zu beachtenden Punkte veröffentlicht. Die Hauptpunkte sind hier wiedergegeben.

Schäden an der Struktur

Dämme

Genaue Untersuchung der Böschungen, der Hangschutzbauten, Aufnahme von allfällig Anzeichen beginnender Rutschungen, Vermerken von möglichen Rissen, Setzungen, neuen Verschiebungen, Hebungen, Erosionen, interner Erosion, Ansteigen von Porenwasserdrücken oder Sickherwassermengen, Quellen, feuchte Stellen, Wassermenge in den Drainageleitungen, allfällige Dolinen (sink holes), von Feststoffablagerungen. Beobachtung der Färbung des Sickerwassers. Beobachtung der Auflager unter den gleichen Gesichtspunkten wie für den Damm.

Betonstaumauern

Genaue Untersuchung der Maueroberflächen, Vermerken von neu entstandenen Rissen, Verschiebungen in den Fugen, Setzungen, Hebungen, interne Erosion in den Stollen, Ansteigen von Porenwasserdrücken oder Sicherwassermengen, Veränderung der Abflussmengen in den Drainageleitungen, Vorhandensein von Feststoffablagerungen. Beobachtung der Färbung des Sickerwassers. Untersuchung der Auflager: Beobachtung von allfälligen Felsstürzen und Steinschlag, von neuen Quellen und Wasseraufstössen.

Hochwasserentlastung und Entlastungsbauwerke

Beobachtung von Geschwemmsel, Totholz und Ablagerung jeglicher Art. Zustand der Felswände über der Schussrinne der Hochwasserentlastung. Aufnahme der Risse, Forschen nach Anzeichen für Bewegungen der Bauwerke oder Bauwerksteile (Leitwände, Sohle, Brücken, Pfeiler, Schwelle, Stollen des Entlastungsbauwerkes). Funktionstüchtigkeit der Drainagestollen unter der Sohlen, der Leitungen selbst, Veränderung der Wassermenge, der Färbung des abgeführten Wassers. Beobachtung des Zustandes der Nebenanlagen, Wasserfassungen, Rechen, Schützen, Schwellen, Stahlrohre, Pumpen, Motoren, Schützenkammern, Kräne oder Laufkräne, Kontrollapparate – Antrieb, Beleuchtung, Ventilation. Allenfalls Betriebstests (keine Nassproben) der beweglichen Organe und der hydromechanischen Apparate.

Stollen, Verkehrswege

Kontrolle der Zugänge zu den Stollen und den Verkehrswegen. Überprüfen des Belagszustandes und möglicher Blockierungen (Felssturz, Erdrutsch). Beobachtung der Risse, der Verschiebungen der Wände, allfällige Wasseraufstösse, Zustand der Brücken.

Andere Schäden

Zufahrtswege

Gleiche Probleme wie für die betriebsinternen Verkehrswege.

Stromversorgung

Dieser Punkt ist von grosser Wichtigkeit und sollte mit grösster Priorität kontrolliert werden. Die Funktionstüchtigkeit der Notgeneratoren und der betriebsinternen Elektrizitätsleitungen ist ebenfalls zu prüfen.

Beleuchtung

Kontrolle der Beleuchtung in allen Räumlichkeiten.

Telekomunikationsmittel (Telefon, e-mail, Fax)

Falls Mobiltelefone nicht funktionieren (keine funktionstüchtige Antenne in der Nähe), ist dieser Punkt ebenfalls von grosser Wichtigkeit, damit die erhobenen Daten den verschiedenen verantwortlichen Stellen übermittelt werden können. Die Kontrolle ist mit grosser Priorität durchzuführen.

Zustand des Untergrundes und der Fundationen

Erdrutsche

Dieser Punkt wurde bereits unter Kontrolle der Sperre, ihrer Auflager und der Zufahrtswege erwähnt. Allfällige Erdbewegungen sind in der gesamten Umgebung der Anlage zu überwachen.

Bewegung von Verwerfungen

In allen Aufschlüssen sowie in den Stollen und Kavernen sind bekannte Verwerfungen zu kontrollieren.

Verflüssigung

In feinen nicht bindigen Böden kann bei Sättigung eine Erhöhung des Porenwasserdruckes auftreten. Dieses Phänomen kann zu einer Instabilität der Fundationen oder von Hängen führen. Falls solche Böden in der näheren Umgebung der Bauwerke vorkommen, sollten die Verformungen in diesen Gebieten und das Aufkommen von feinen Sanden untersucht werden.

Der Stauraum und seine Ufer

Wasserspiegelschwankungen

Die Wasserspiegelschwankungen sollten überwacht werden und die Grösse der Bewegungen des gespeicherten Wassers während und nach einem Erdbeben nach Möglichkeit abgeschätzt werden.

Instabilität der Ufer

Die Ufer des Reservoirs sollten so schnell als möglich inspiziert werden um allfällige Rutschungen der Böschungen, Felsstürze oder durch die Erdbebeneinwirkung instabil gewordenen Hänge zu entdecken.

Analyse der Messergebnisse

Falls Schäden entdeckt wurden oder Verdacht auf ein ungewöhnliches Verhalten der Sperre besteht, sollte unabhängig von der am Sperrenstandort empfundenen Stärke der Erdbewegungen eine vollständige Messserie zur Überwachung der Talsperre durchgeführt werden. Dabei wird zuerst der Zustand jedes Messapparates überprüft, um sicher zu stellen, dass die durchgeführte Messung korrekt ist. Die Messergebnisse sollten möglichst schnell analysiert werden (nach Möglichkeit vor Ort) und sofort ausgewertet werden, um eine erste Abschätzung des Verhaltens zu erstellen.

Allgemeiner Zustand des Messsystems zur Talsperrenüberwachung

Die Besichtigung muss eine Überprüfung des Messsystems zur Talsperrenüberwachung umfassen, auch wenn eine Messkampagne sich nicht als notwendig erweist.

Beschleunigungsmesser für Starkbeben

Der Zustand der Apparate muss überprüft werden und die aufgezeichneten Daten entnommen werden, sofern keine Fernübertragung der Daten besteht. Die Stromversorgung ist ebenfalls zu kontrollieren und gegebenenfalls ist der Akku aufzuladen oder die Batterien auszutauschen.

Pendel

Wenn die Messdaten der Pendel aufgezeichnet werden, sollten diese auf allfällige Auswirkungen des Erdbebens überprüft werden.

Wasserverlust

Falls Verdacht auf Veränderung der Sickerwassermengen besteht, sind diese zu messen. Falls diese Daten aufgezeichnet werden, sollten die Aufzeichnungen entnommen werden.

Auftrieb

Für den Auftrieb gilt das gleiche, wie für Wasserverluste.