

**Richtlinie  
zum Nachweis  
der  
Standicherheit  
von  
Staudämmen**



Mai 1996

<b>INHALTSVERZEICHNIS</b>		<b>Seite</b>
<b>1.</b>	<b>Geltungsbereich und Zweck</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>Bemessungssituationen</b>	<b>4</b>
2.1	Allgemeines	4
2.2	Einwirkungen	5
2.3	Lastfallklassen	6
<b>3.</b>	<b>Standsicherheitsnachweise</b>	<b>8</b>
3.1	Allgemeines	8
3.2	Sicherheit gegenüber Böschungsbruch	8
3.3	Spannungs- und Verformungsnachweise	11
3.4	Sicherheit gegen Erosion	11
3.5	Sicherheit gegen Bodenverflüssigung	12
3.6	Alterungsbeständigkeit	13
 <b>Anhang A</b> Abschätzung bzw. Berechnung der Sickerströmungsverhältnisse		
 <b>Anhang B</b> Sicherheit gegenüber Böschungsbruch		
1. Mögliche Bruchmechanismen		
2. Ungünstige Bemessungssituationen		
 <b>Anhang C</b> Ansatz der Scherfestigkeit		
 <b>Anhang D</b> Erdbebeneinwirkung und Berechnungsmethoden		
1. Erdbebeneinwirkungen		
2. Abschätzung der plastischen Verformungen mit einer dynamischen Nährungsrechnung		
 <b>Anhang E</b> Spannungs- und Verformungsnachweise		
 <b>Anhang F</b> Dynamische Bodenverflüssigung		

## **(1) Geltungsbereich und Zweck**

Diese Richtlinie gilt für Dämme im Wasserbau, das sind

- Staudämme für Talsperren und Speicherbecken
- Staudämme für Retentionsbecken
- Rückstaudämme von Flußkraftwerken und
- Hochwasserschutzdämme.

Der Zweck dieser Richtlinie ist, die Standsicherheitsnachweise für solche Dämme nach einheitlichen Kriterien durchzuführen und zwar im Zuge

- der Projektierung von Neu- bzw. Ergänzungsbauten
- der Sicherheitsüberprüfung bestehender Anlagen

Die Anwendung auf verwandte Bauwerke, z.B. Schlammteiche, Abraumhalden, Deponien ist im Einzelfall abzuwägen.

## **(2) Bemessungssituationen**

### **(2.1) Allgemeines**

Eine Bemessungssituation beschreibt den Staudamm, den Untergrund und die jeweils auftretenden Einwirkungen.

Für den Nachweis der Standsicherheit eines Staudammes ist es erforderlich, die beim Bau und Betrieb zu erwartenden Situationen zu beurteilen und die maßgebende zu ermitteln. Für jede Bemessungssituation müssen die möglichen Versagensarten berücksichtigt werden.

Die erforderlichen Sicherheiten werden erreicht durch:

- einen einwandfreien Dammentwurf (konstruktive Maßnahmen)
- die Einhaltung bestimmter Bemessungskriterien
- sachgemäße Bauausführung
- umfassende Einbaukontrolle
- laufende Kontrolle des Dammverhaltens im Bau und Betrieb

Im einzelnen sind folgende Punkte zu kartieren, zu beschreiben oder festzulegen:

- der Untergrund einschließlich allfälliger Untergrundverbesserungen
- die Dammaufstandsfläche
- der Aufbau des Dammes
- die Stauzustände und Randbedingungen für die Sickerströmungen (z.B. Drainagen)
- die Dichtung und ihr Anschluß an Untergrund und Bauwerke
- die Formgebung und Bemessung von Bauwerken die an den Damm anschließen oder ihn durchdringen
- die Ableitung des Sickerwassers
- die Material- bzw. Rechenkennwerte und
- die Einwirkungen nach Punkt (2.2)

In besonderen Fällen:

- mögliche Massenbewegungen im Stauraum (z.B. Rutschungen, Felsstürze, Gletscherbrüche, Lawinen)

## (2.2) Einwirkungen

Grundsätzlich sind die Einwirkungen (Lasten) der ÖNORM B 4433 zu berücksichtigen, wie z.B.:

- Einwirkungen im oder auf den Damm (Verkehrs-, Wasserlast etc.)
- Eigengewichte
- Porenwasserdrücke, Sickerströmungsverhältnisse
- Kluftwasserdrücke in den im Fels verlaufenden Gleitflächen
- Porenwasserüberdrücke im Verlauf von Konsolidierungsvorgängen
- Erdbeben
- und in Sonderfällen darüber hinausgehende Einwirkungen

Je nach Dammkonstruktion kommt den Sickerströmungsverhältnissen und deren Abschätzung besondere Bedeutung zu (siehe Anhang A).

Hinsichtlich Erdbebeneinwirkungen sind grundsätzlich zwei Fälle zu betrachten:

- das Betriebserdbeben (Operating Basis Earthquake, OBE) und
- das maximal denkbare Erdbeben (Maximum Credible Earthquake, MCE)

Zur Festlegung des OBE wird eine 200-jährliche Wiederkehrperiode angenommen. Dem maximal denkbaren Erdbeben MCE wird keine Wiederkehrperiode zugeordnet.

Die für die Berechnung erforderlichen seismischen Grundlagen sind für das OBE der Erdbebenrichtlinie der Staubeckenkommission mit den Erdbebenkarten zu entnehmen. Für das MCE ist in der Regel ein seismologisches Gutachten, im allgemeinen von der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, erforderlich.

### **(2.3) Lastfallklassen:**

Es sind drei Lastfallklassen zu unterscheiden.

Bei Staudämmen für Talsperren und Speicherbecken sowie bei Rückstaudämmen von Flußkraftwerken sind die Nachweise für die Lastfallklassen I, II und III zu führen, wenn diese Bauwerke eine Höhe über Gründungssohle von mehr als 15 m aufweisen oder der Stauinhalt mehr als 500.000 m<sup>3</sup> beträgt. Bei kleineren Anlagen kann dies erforderlich sein, wenn sie ein besonderes Gefahrenpotential darstellen.

Für alle übrigen Dammbauwerke sind die Nachweise für die Lastfallklassen I und II zu führen.

#### **Lastfallklasse I: Planmäßige Einwirkungen**

Darunter werden alle Einwirkungen verstanden, die innerhalb der Bestandsdauer durch den planmäßigen Betrieb zu erwarten sind.

##### Beispiele:

Für alle Dämme

- Absenkung des Staues durch den planmäßigen Betrieb

Staudämme für Talsperren, Speicherbecken und Retentionsdämme

- alle Staulagen zwischen Stauziel (Oberkante Schwelle des Hochwasserüberfalles, bzw. Oberkante Wehrverschluß) und entleertem Speicher

Rückstaudämme von Flußkraftwerken

- alle Staulagen bis zum festgelegten Freibord

Hochwasserschutzdämme

- alle Staulagen bis zur Dammkrone

#### **Lastfallklasse II: Außerplanmäßige Einwirkungen**

Darunter fallen alle Einwirkungen außerhalb des planmäßigen Betriebes. Diese sind den Einwirkungen der Lastfallklasse I zu überlagern. Es ist jeweils nur ein Ereignis anzusetzen.

##### Beispiele:

- Rasche Absenkung des Staues durch Grundablaß- und Kraftwerksbetrieb
- Staulegung bei Rückstaudämmen von Flußkraftwerken
- Hochwasserstau für ein 5000-jährliches Ereignis bei Staudämmen für Talsperren und Speicherbecken sowie Retentionsdämmen
- Hochwasserstau bis zur Dammkrone bei Rückstaudämmen
- OBE Anregung

- Lastfälle mit Porenwasserüberdrücken (unkonsolidierte Zustände)

**Lastfallklasse III:** Extreme Einwirkungen

Dabei ist der Lastfallklasse I jeweils ein extremes Einzelereignis zu überlagern.

Beispiele:

- MCE Anregung
- Auswirkungen möglicher Schadstellen (Sensitivitätsanalyse)
- Wasserstand bis zur Dammkrone

**Bauzustände:**

Bau- und Aushubzustände vor Beginn des planmäßigen Aufstauens sind mit einer Sicherheit entsprechend Lastfallklasse II nachzuweisen.

### **(3) Standsicherheitsnachweise**

#### **(3.1.) Allgemeines**

Der Nachweis der Standsicherheit eines Dammes ist für die maßgeblichen Bemessungssituationen zu erbringen. In die Untersuchung sind auch die Dammlanken und die Hänge im Staubecken einzubeziehen.

Die Standsicherheit eines Dammes wird vor allem bestimmt von:

- der Zweckmäßigkeit des Aufbaues und der Formgebung
- der Scherfestigkeit der Materialien bei den gegebenen Einwirkungen
- der Wirksamkeit der Dichtung und ihrer Anschlüsse an Untergrund und Bauwerke
- der Gründung des Dammes, einschließlich etwaiger Untergrundverbesserungen
- der schadlosen Ableitung des Sickerwassers
- der richtigen Formgebung und Bemessung von Bauwerken, die an den Damm anschließen oder ihn durchdringen

#### **(3.2) Sicherheit gegenüber Böschungsbruch**

Für Dammschnitte, die sich im Aufbau und/oder Untergrund voneinander unterscheiden, sind Berechnungsquerschnitte festzulegen. Dabei sind auch räumliche Besonderheiten durch die Untersuchung von schrägen Schnitten außerhalb der Falllinie zu berücksichtigen.

In diesen Querschnitten ist die Standsicherheit des Dammkörpers nachzuweisen:

- für Gleitflächen im Dammkörper
- für Gleitflächen in der Aufstandsfläche
- für Gleitflächen im Dammkörper und in der Aufstandsfläche
- für Gleitflächen im Dammkörper und im Untergrund

Hiebei sind die Einwirkungen nach Pkt. 2.2 zu berücksichtigen.

Bei diesen Untersuchungen ist die maßgebende Gleitfläche aller Berechnungsquerschnitte, das ist diejenige mit der geringsten Sicherheit, zu ermitteln.

Unregelmäßige Querschnittsformen (z.B. Auffahrtsrampen, landschaftsplanerische Anschüttungen) sind in den Standsicherheitsnachweisen zu berücksichtigen.



Die Annahmen der Bodenkennwerte für die Standsicherheitsnachweise sind zu begründen und nach Möglichkeit durch Versuche zu untermauern. Diese Annahmen sind durch Kontrollprüfungen und weitere Versuche während der Bauausführung zu verifizieren. Die bodenmechanischen Parameter sind für die im Damm herrschenden Spannungen anzusetzen. Im Entwurf sowie für die Nachrechnung sind auf der sicheren Seite liegende charakteristische Werte des Bodens zu verwenden und dafür die vorhandenen Daten, wenn möglich, statistisch auszuwerten.

Für die Erdbebennachweise sind die während dieser Einwirkung maßgebenden Bodenkennwerte anzusetzen.

Es ist jeweils zu beurteilen, ob die für die statischen Lastfälle festgelegten Boden-kennwerte übernommen werden können. In der Regel ist dies bei grobkörnigen hochverdichteten Böden zulässig, bei gemischt- und feinkörnigen Böden sind jedoch die Verformungs- und Festigkeitsparameter des geschlossenen Systems maßgebend.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch ist in der Regel nach ÖNORM B 4433 zu führen. Zur Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen gelten zusätzlich Pkt.2.2 dieser Richtlinie und die Ausführungen auf Seite 10 und 11.

Die Sicherheitszahlen für die Standsicherheitsnachweise sind auf der Grundlage der Definition von Fellenius als Verhältnis der Integrale der Scherfestigkeit  $\tau_r$  und der Schubspannung  $\tau$  über die gesamte Länge  $l$  der Gleitfläche zu ermitteln und sie dürfen die folgenden Mindestsicherheiten nicht unterschreiten.

<b>Lastfallklasse</b>	<b>Mindestsicherheiten</b>
I Planmäßige Einwirkungen	$\eta = 1,3$
II Außerplanmäßige Einwirkungen	$\eta = 1,2$
III Extreme Einwirkungen	$\eta = 1,1$

In Anhang B bzw. C werden nähere Erläuterungen zu möglichen Bruchmechanismen bzw. zum Ansatz der Scherfestigkeit gegeben. Mittels verfeinerter Berechnungsverfahren kann auch die Ausbildung des progressiven Bruches beurteilt werden.

### **Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen:**

Es ist nachzuweisen, daß:

- bei einem OBE keine nennenswerten Schäden auftreten und die Betriebssicherheit der Anlage gewährleistet ist
- bei einem MCE kein Versagen mit der Folge eines unkontrollierten Wasserabflusses auftritt

Der Nachweis der Erdbebensicherheit wird erbracht durch:

- eine pseudostatische Analyse
- eine dynamische Analyse als
  - dynamische Näherungsberechnung
  - lineare oder nichtlineare dynamische Berechnung

### **Pseudostatische Analyse:**

Es ist von den effektiven horizontalen bzw. vertikalen Beschleunigungen in der Dammaufstandsfläche auszugehen.

Es ist zu beachten, daß die Erdbebenbeschleunigungen jeweils ungünstig wirkend anzusetzen sind. Bei Ansatz von vertikalen Beschleunigungen wird diese Lastkomponente im Bereich von Gleitflächenneigungen  $\vartheta > \phi$  (bzw.  $\varphi$ ) nach unten wirkend, im Bereich von Gleitflächenneigungen  $\vartheta < \phi$  (bzw.  $\varphi$ ) nach oben wirkend angenommen.

- $\vartheta$  = Winkel der Gleitfläche zur Horizontalen
- $\phi$  = Reibungswinkel des Bodens (Coulomb)
- $\varphi$  = Scherwinkel des Bodens (Mohr)

Eine Aufschaukelung der Beschleunigung von der Gründungssohle bis zur Dammkrone braucht nicht berücksichtigt zu werden.

Die Möglichkeit einer Bodenverflüssigung ist zu beachten und die diesbezügliche Gefährdung ist jedenfalls abzuschätzen (Pkt. 3.5).

### **Dynamische Analyse:**

Dieser Nachweis ist jedenfalls zusätzlich zu führen bei Dämmen für Talsperren und Speicherbecken bzw. Rückstaudämmen von Flußkraftwerken (jeweils mit Höhen über 15 m oder einem Stauinhalt von mehr als 500.000 m<sup>3</sup>).

Bei kleineren Anlagen kann dies erforderlich sein, wenn sie ein besonderes Gefahrenpotential darstellen.

Im Anhang D ist ein dynamisches Nährungsverfahren angegeben.

Bei Nachweisen mit der dynamischen Nährungsberechnung sind die maximalen horizontalen Beschleunigungen anzusetzen. Die Kronenbeschleunigung kann dabei nach Anhang D rechnerisch ermittelt werden oder ist empirisch festzulegen. Für die Aufschaukelung braucht nur ein Maximalwert von 3 berücksichtigt zu werden. Es ist der Nachweis zu erbringen, daß die auftretenden plastischen Verformungen zulässig sind.

In besonderen Fällen sind lineare oder nichtlineare dynamische Berechnungen durchzuführen.

Dabei sind nicht nur die maximalen horizontalen, sondern auch die maximalen vertikalen Beschleunigungen anzusetzen bzw. entsprechende Bemessungsspektren und / oder normierte Zeitverläufe zugrunde zu legen. Es sind die Spannungen und die plastischen Verformungen zu beurteilen.

### **(3.3) Spannungs- und Verformungsnachweise**

Bei besonderen Gründungsverhältnissen, jedenfalls aber bei Dämmen über 50 m Höhe sind neben den klassischen Standsicherheitsnachweisen (Böschungsbruch) auch zweidimensionale Spannungs- und Verformungsnachweise durchzuführen. In engen Tälern ist der räumliche Einfluß auf den Spannungs- und Verformungszustand zumindest näherungsweise zu ermitteln.

Die wesentlichsten Beurteilungskriterien sind dabei die Abklärung von Spannungsumlagerungen und Auflockerungen, das Ent- und Wiederbelastungsverhalten, zeitabhängige Verformungen und dadurch ausgelöste Einflüsse sowie die Rißsicherheit im Bereich der Dichtung.

Nähere Erläuterungen werden in Anhang E gegeben.

### **(3.4) Sicherheit gegen Erosion**

Eine Erosion kann durch verschiedene Ursachen auftreten:

- Oberflächenerosion infolge Überströmung, Niederschlagswasser, Sickerwasser-austritt, Wellenschlag und Eisstoß
- Innere Erosion infolge von Durchsickerung (Risse, Schwachstellen, Inhomogenitäten, Wühltierbauten etc.)
- Kontakterosion zwischen verschiedenen Dammmzonen, bei Dichtungsanschlüssen und entlang von Einbauten, die den Damm durchdringen
- Suffosion

Der Erosionsstabilität des Dammes, des Untergrundes und der Dammwiderlager sowie der Filterwirksamkeit, insbesondere zwischen benachbarten Zonen, kommt besondere Bedeutung zu.

Die Sicherheit wird vor allem auch durch konstruktive Maßnahmen, die Einhaltung von Filterregeln und anderen Kriterien (z.B. hydraulischer Gradient) erreicht.

Für die Beurteilung der Sicherheit gegen Erosion kann auch die Berechnung des Sickerströmungsverlaufes herangezogen werden.

Insbesondere bei mineralischen Dichtungen ist die Erosionsstabilität durch Langzeitversuche nachzuweisen, wenn diese einem großen Druckgefälle ausgesetzt sind und wenn für den vorgesehenen Baustoff nicht schon entsprechende Erfahrungen vorliegen.

### **(3.5) Sicherheit gegen Bodenverflüssigung**

Unter Bodenverflüssigung wird die Aufhebung der wirksamen Spannungen durch den Porenwasserdruck bzw. Porenwasserüberdruck verstanden. Bei der Bodenverflüssigung unterscheidet man:

- Statische Bodenverflüssigung ("Hydraulischer Grundbruch")

Es ist eine Sicherheit von 2,0 nachzuweisen. Geringere Sicherheiten sind im Einzelfall genau zu begründen. Sie dürfen jedenfalls nicht kleiner als 1,5 sein.

- Dynamische Bodenverflüssigung ("Liquefaction")

Darunter werden Vorgänge verstanden, die durch dynamische Einwirkungen (z.B. Rüttelung, Erdbeben, Sprengung) entstehen können.

Die Gefahr einer dynamischen Bodenverflüssigung besteht vor allem bei gleichförmigen Schluffen und Sanden.

Um eine dynamische Bodenverflüssigung zu verhindern, sind entsprechende konstruktive Maßnahmen, wie z.B. Drainagen, Kiessäulen, Bodenverdichtungen, Bodenauswechslungen zu setzen.

Eine Abschätzung einer Gefährdung kann auf Grund von Erfahrungen nach Anhang F vorgenommen werden.

### **(3.6) Alterungsbeständigkeit**

Die den Nachweisen zugrundeliegenden Eigenschaften der Dammbaustoffe müssen für die Betriebsdauer des Dammes erhalten bleiben.

Es dürfen daher keine Schüttmaterialien mit organischen Stoffen eingebaut werden. Bei grobkörnigen Böden und Steinschüttungen ist die Wasseraufnahmefähigkeit des Kornes (ÖNORM B 3122), die Beständigkeit unter Wasser, die Kornfestigkeit bzw. die Kornzerkleinerung bei mechanischer Beanspruchung (modifizierter Proctorversuch) und erforderlichenfalls auch die Froststabilität (Verwitterungsstabilität ÖNORM B 3123) zu prüfen.

Es kann auch erforderlich sein, die Langzeitscherfestigkeit des eingebauten Materials zu untersuchen. Die Scherfestigkeit bindiger Schüttmaterialien kann durch Quellen, durch Risse, durch Wasserzutritt in Risse und durch die Ausbildung von Harnischflächen reduziert werden.

Das Langzeitverhalten und die chemische Beständigkeit von Kunststoffdichtungsbahnen sind durch geeignete Methoden zu prüfen.

Bei Oberflächendichtungen aus Asphaltbeton und Kunststoff ist auch die Beständigkeit gegen den Einfluß der UV-Strahlung nachzuweisen.

Aufgrund eines Beschlusses in der 60. Sitzung der Staubeckenkommission 1992 wurden die "Empfehlungen für den Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen" vom Mai 1974 überarbeitet. Die Arbeitsgruppe bestand aus folgenden Mitgliedern der Staubeckenkommission:

Dipl. Ing. Dr. **P. Oberhuber**, TKW AG Salzburg

o.Univ.Prof. Dipl. Ing. Dr. **O. Pregl**, BOKU Wien

o.Univ.Prof. Dipl. Ing. Dr. **W. Schober**, TU Innsbruck

Prok. Dipl. Ing. Dr. **H. Schwab**, TIWAG Innsbruck

Dipl. Ing. Dr. **P. Tschernutter**, Zivilingenieur Villach

MR Dipl. Ing. Dr. **P. Hochmair**, BMLF Wien, Geschäftsführer

und

MR Dipl. Ing. **R. Melbinger**, BMLF Wien, Talsperrenüberwachung.

Der Entwurf der „Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen“ vom November 1993 wurde der Staubeckenkommission zur 61. Sitzung vorgelegt und von ihr nach eingehender Diskussion vorläufig genehmigt. In der Folge wurden noch Anpassungen an die Veröffentlichung der Staubeckenkommission „Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3 (1996)“ vorgenommen.

Die Anhänge zur Richtlinie wurden von der Staubeckenkommission nicht als verbindlich erklärt und haben daher nur informativen Charakter.

## **ANHANG A: zu Punkt 2.2**

### **Abschätzung                      bzw.                      Berechnung                      der Sickerströmungsverhältnisse**

Die Standsicherheit von bestimmten Dammtypen wird in hohem Maße von den Sickerwasserverhältnissen im Dammquerschnitt beeinflusst. Es ist daher erforderlich, diese aufgrund der vorgegebenen hydraulischen Randbedingungen möglichst genau zu ermitteln. Dies kann mit dem graphischen Verfahren (Konstruktion von Strömungsnetzen) oder mittels der FEM erfolgen.

Voraussetzungen für solche Berechnungen ist eine ausreichend genaue Kenntnis

- des Schichtenaufbaues des Untergrundes und des Zonenbaues des Dammes
- der Durchlässigkeitseigenschaften der anstehenden bzw. einzubauenden Materialien, wobei in der Regel die horizontale Durchlässigkeit größer als die vertikale anzusetzen ist (Durchlässigkeitsanisotropie).

Die getroffenen Annahmen bezüglich des geometrischen Aufbaues und der Durchlässigkeitseigenschaften sind ausreichend zu begründen.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind nach Bauausführung mit den Beobachtungsergebnissen zu vergleichen. Bei eventuell festgestellten nicht vernachlässigbaren Abweichungen sind die tatsächlichen Durchlässigkeits-eigenschaften rückzurechnen, und zu dokumentieren, bzw. die tatsächlich beobachteten Verhältnisse zu erklären und zu beurteilen.

Die Ergebnisse der Sickerströmungsberechnungen sind in der Berechnung der Standsicherheit gegenüber Scherbruch, Erosion und Bodenverflüssigung zu berücksichtigen.

Mit Hilfe von Strömungsberechnungen ist es sowohl beim Entwurf als auch bei Überprüfung bestehender Dämme möglich, Problemzonen zu erkennen und die Wirkung verschiedener konstruktiver Maßnahmen abzuschätzen.

Im Rechenmodell können die Empfindlichkeit der Ergebnisse gegenüber Parametervariationen studiert und zB. auch Auswirkungen von Leckagen in den Dichtungselementen untersucht werden (Sensitivitätsanalyse). Außerdem ist es möglich, die Auswirkungen einer Anisotropie bestimmter Bodenschichten auf die Sickerströmung zu beurteilen. Die Modellrechnungen sind auch hilfreich für die Festlegung der Meß- und Kontrolleinrichtungen.

Der konstruktive Aufbau eines Dammes muß sich an einer Minimierung des Sickerwasserdurchflusses, einer Konzentration des Druckabbaus an den dafür vorgesehenen Dichtungszonen im Damm und Untergrund und ausreichend dimensionierten Drainagezonen orientieren.

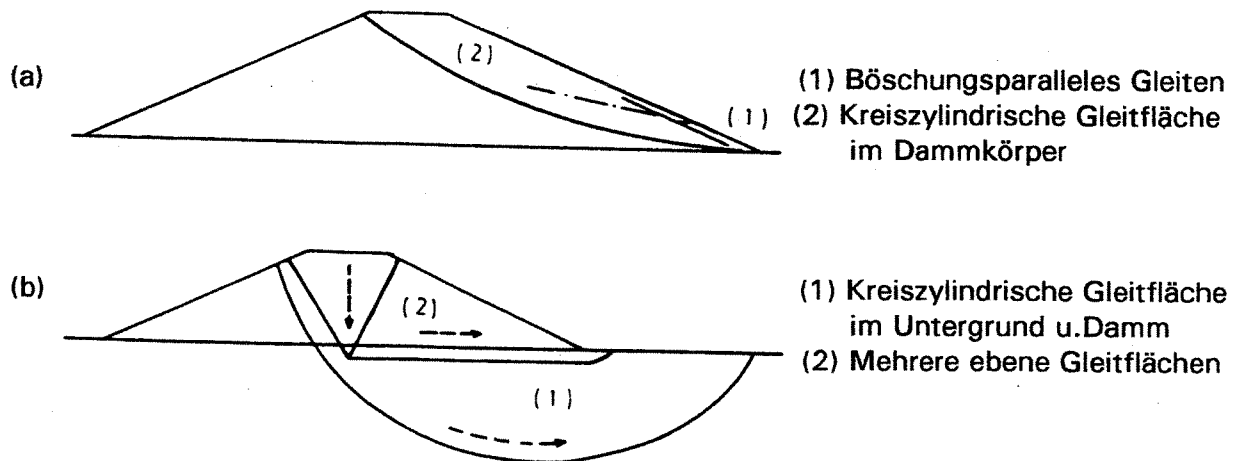
## ANHANG B: zu Punkt 3.2

### Sicherheit gegenüber Böschungsbruch

#### (1) Mögliche Bruchmechanismen

In Bild 1 werden Beispiele für grundsätzlich mögliche Bruchmechanismen gezeigt.

Bild 1:



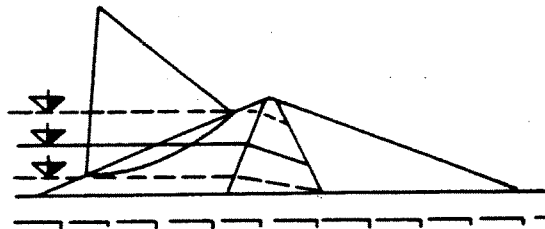
#### (2) Ungünstige Bemessungssituationen

- Für die luftseitige Böschung der Zustand, bei dem der Damm unter vollem Wasserdruck steht. Wird der Damm durchströmt, dann wird die Stand-sicherheit der luftseitigen Böschung durch die Wirkung der Strömungskräfte herabgesetzt.
- Eine aus mittel- bis undurchlässigem Material aufgebaute luftseitige Böschung kann infolge von Niederschlägen durchströmt werden oder es können sich in Rissen (z.B. in Schrumpfrissen) Porenwasserdrücke aufbauen.



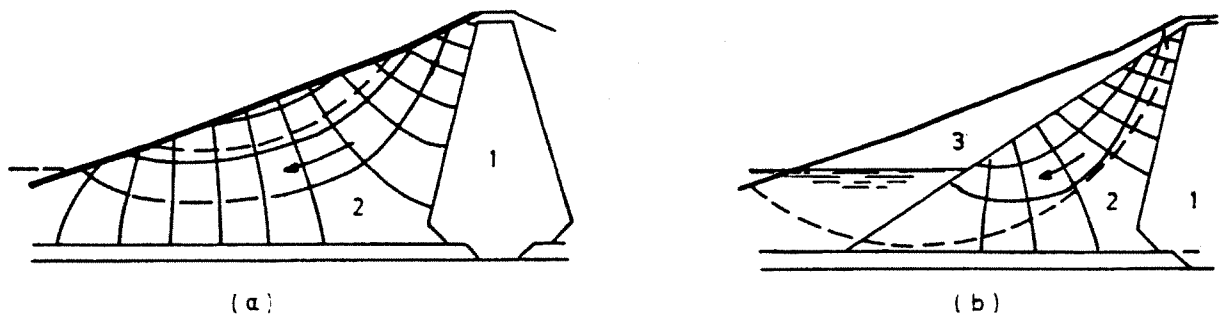
- Für die wasserseitige Böschung der Zustand, bei dem der freie Wasserspiegel im Fußbereich des Dammes liegt.  
In diesem Fall wirken die oberen Bereiche eines wasserseitigen Gleitkörpers mit dem totalen Gewicht (größere Last), die unteren, unter Wasser stehenden Bereiche jedoch nur mit dem Gewicht unter Auftrieb (geringere Scherfestigkeit); beides wirkt im Vergleich zum Vollstau und zum leeren Becken ungünstig (Bild 2).

Bild 2:



- Für eine aus mittel bis schwach durchlässigem Material aufgebaute wasserseitige Böschung der Zustand, bei dem der freie Wasserspiegel, der während einer Periode etwa konstant blieb, absinkt (Lastfall "Rasches Absenken"). Dabei wird die Standsicherheit der Böschung durch die Wirkung der nichtstationären Sickerströmung herabgesetzt (Bild 3a).  
Wird auf die wasserseitige Böschung eines Dammes aus bindigem Boden eine Zone aus sandigem Kies aufgebracht, so wird dadurch die Standsicherheit bei diesem Lastfall erhöht (Bild 3b).

Bild 3:



1. Dichtungskern
2. Mittel bis schwach durchlässige Zone
3. Stark durchlässige Zone

- Es kann auch vorkommen, daß die ungünstigsten Verhältnisse für die Standsicherheit der beiden Dammböschungen nicht im Betriebs-, sondern im Bauzustand auftreten. Das kann dann der Fall sein, wenn der Damm entweder auf einem wassergesättigten, weichen bindigen Untergrund errichtet wird, oder wenn das Schüttmaterial bei seinem Einbau einen hohen Wassergehalt aufweist.

Hinweise auf die Möglichkeit des Auftretens von Porenwasserüberdrücken bei der Errichtung des Dammes liefern die Kornverteilung, die Durchlässigkeit und der Sättigungsgrad des gewachsenen bzw. geschütteten Bodens.

Eine näherungsweise Berechnung der zu erwartenden Porenwasserüberdrücke kann aufgrund der Ergebnisse von UU-Versuchen mit Porenwasserdruckmessung (Porenwasserdruckbeiwert B) erfolgen.

Die Größe und die Verteilung des zeitlich veränderlichen Porenwasserüberdruckes im Untergrund und im Querschnitt des Dammes hängen von zahlreichen Einflußfaktoren ab (unregelmäßiger Baufortschritt, ungleichmäßige Verdichtung, Veränderung des Einbauwassergehaltes), die schwer zu erfassen sind. Es sind daher stets mögliche Grenzwerte in Rechnung zu stellen.

Auch bei Standsicherheitsberechnungen von homogen aufgebauten Retentions- und Hochwasserschutzdämmen soll immer mit der Möglichkeit einer völligen Durchsickerung gerechnet werden (stationärer Strömungszustand).

Für alle Dämme gilt, daß der Freibord als Sicherheitshöhe nur dann dienen kann, wenn ein Wasserstand bis zur Krone des Dammes ohne Gefährdung seiner Standsicherheit möglich ist.

Somit müssen in diesen Fällen auch die Dichtungselemente bis zur Dammkrone reichen.

## ANHANG C: zu Punkt 3.2

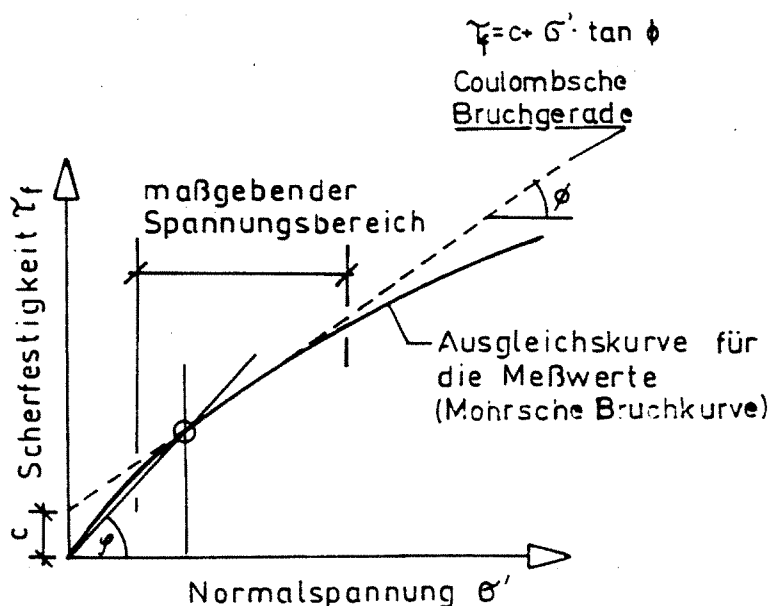
### Ansatz der Scherfestigkeit

Der Ansatz der Scherfestigkeit kann mittels der Coulombschen Bruchbedingung (Scherparameter  $c$  und  $\phi$ ) oder genauer mittels einer nichtlinearen Bruchbedingung (Mohrsche Bruchbedingung) erfolgen.

Führt man mit dem gleichen Boden mehrere Rahmenscherversuche durch, wobei man die Dichte des Bodens und die Normalspannung  $\sigma'$  (und damit auch die Porenzahl  $e$ ) variiert, so erhält man im allgemeinen für die einzelnen Versuche jeweils unterschiedliche Scherwinkel  $\varphi$  ( $\tan \varphi = \tau_f / \sigma$ ).

Der Zusammenhang zwischen der Coulombschen und der Mohrschen Bruchbedingung ist in Bild 1 schematisch gezeigt. Die Coulombsche Bruchbedingung paßt sich an die Mohrsche Bruchbedingung in einem bestimmten Spannungsbereich an.

Bild 1:



Werden Dammschüttmaterialien mit einer bestimmten Lagerungsdichte (konstante Porenzahl  $e$ ) eingebaut, so kann die Mohrsche Bruchkurve näherungsweise ausgedrückt werden durch (Pregl, Zach, 1983):

$$\varphi = a' + c' \cdot \log (\sigma' / \sigma_b) \quad (1)$$

- $\sigma'$  die beim Bruch vorhandene wirksame Normalspannung in der Gleitfläche
- $\sigma_b$  frei zu wählende Bezugsspannung (z.B. 100 kN/m<sup>2</sup>)
- $a', c'$  Scherparameter der Mohrschen Bruchbedingung mit der Einheit [°], die aus mehreren Scherversuchen mit unterschiedlichen Werten von  $\sigma'$  abzuleiten sind

Die Gültigkeit von Gleichung 1 ist auf den durch den Versuch abgesteckten Bereich von  $\sigma'$  begrenzt.

Die Eingangsparameter für Standsicherheitsberechnungen sind in diesem Fall die Werte  $a'$  und  $c'$ . Bei Ergebnissen von Versuchen mit unterschiedlicher Lagerungsdichte (unterschiedliche Porenzahlen  $e$ ) kann der Wert  $a'$  näherungsweise in Abhängigkeit von der Porenzahl angegeben werden.

Im Zuge der Standsicherheitsberechnung ist in den Gleitflächenabschnitten der einzelnen Lamellen die Normalspannung  $\sigma'$  zu berechnen und der Scherwinkel  $\varphi$  iterativ an diese Normalspannung anzupassen.

#### **Literatur:**

Pregl, O. und Zach, R. : "Erfassung der Zusammendrückbarkeit und der Scherfestigkeit von Böden für konventionelle Nachweise". Geotechnik, 1983, Heft 6.

## **ANHANG D zu Punkt 3.2 :**

### **Erdbebeneinwirkung und Berechnungsmethoden**

#### **(1) Erdbebeneinwirkungen**

Erdbeben können auf verschiedene Art und Weise einen Damm gefährden:

a) Direkter Einfluß einer Verwerfung:

- Zerreißen des Dammes, wenn er auf einer aktiven Verwerfung liegt. Diese Gefahr ist in Österreich nicht gegeben.
- Verlust des Freibordes und damit Überströmung der Dammkrone infolge unterschiedlicher tektonischer Bewegungen von Sperrstelle und Reservoir

Dieser Gefährdung kann nur durch eine sorgfältige Standortwahl mit einer detaillierten Untersuchung von Verwerfungen begegnet werden.

(b) Direkte Einwirkung des Bebens auf den Dammkörper und den Untergrund:

- Überströmen des Dammes infolge der durch das Beben erzeugten Bewegungen der Böschungen und der Dammkrone
- Standsicherheitsverlust der Böschungen oder des Untergrundes infolge der durch das Beben erzeugten Beanspruchungen und Porenwasserüberdrücke (dynamische Bodenverflüssigung, siehe Anhang F)

Diese Gefährdungen können weitgehend rechnerisch erfaßt werden.

- Die durch das Beben in einem Damm erzeugten Risse oder Verformungen können zu einer inneren Erosion führen.

Dieser Gefährdung kann durch konstruktive Maßnahmen wie z.B. ausreichend dicke Kern- und Filterzonen begegnet werden.

(c) Indirekte Gefährdung durch das Verhalten von Reservoir und Reservoirböschungen:

- Überströmen des Dammes durch vom Beben erzeugte Wellen im Staubecken
- Überströmen des Dammes durch von ableitenden Fels-, Erd- und Schneemassen erzeugte Wellen im Staubecken

Auch hier ist eine sorgfältige Standortwahl mit Untersuchung der Böschungstabilität im Reservoirbereich eine Voraussetzung.

(d) Indirekte Gefährdung des Dammkörpers durch Versagen der Nebenanlagen:

- Durch Zerstörung der Entnahmeorgane oder der Hochwasserentlastung usw. kann der Dammkörper auch nach dem Beben durch Überströmen gefährdet sein

## **(2) Abschätzung der plastischen Verformungen mit einer dynamischen Näherungsberechnung**

Das hier angewendete, ursprünglich von Newmark (1965) entwickelte und von Makdisi/Seed (1978, 1979) weiterentwickelte Modell baut auf den Voraussetzungen auf,

- daß der Bruch entlang einer bestimmten vorgegebenen Gleitfläche erfolgt und
- daß sich der Boden bis zum Bruch linear elastisch, danach ideal plastisch verhält.

Angewendet wurde dieses Verfahren bisher bei Dämmen aus bindigem und dicht gelagertem, nicht bindigem Material und Dammhöhen von 30 - 60 m. Es hat sich dafür im Vergleich mit bei Erdbeben aufgetretenen Verformungen als brauchbar erwiesen.

Die **Berechnung** erfolgt in **drei Schritten**.

### **1. Schritt: Berechnung der Bruchbeschleunigung**

Für eine potentielle Gleitfläche wird durch Variation des mittleren seismischen Beiwertes  $k_{max}$  die Beziehung zwischen  $k_{max}$  und dem Sicherheitsfaktor aufgrund konventioneller pseudostatischer Standsicherheitsberechnungen ermittelt. Der zur Sicherheitszahl  $\eta = 1$  gehörende Beiwert  $k_y$  entspricht der Bruchbeschleunigung.

Dabei ist die Anfangsscherfestigkeit des Bodens bzw. eine infolge der dynamischen Einwirkung reduzierte Scherfestigkeit maßgebend.

## 2. Schritt: Berechnung des mittleren seismischen Beiwertes

Der mittlere seismische Beiwert  $k_{\max}$  entspricht der im betrachteten, bis in die vorgegebene Tiefe  $y$  ( $\leq$  Dammhöhe  $h$ ) reichenden Gleitkörper auftretenden maximalen mittleren Beschleunigung. Er kann mit Hilfe der FEM oder des Scherbalkenverfahrens berechnet werden.

Bei Anwendung des Scherbalkenverfahrens mit veränderlichem Querschnitt ermittelt man zuerst die maximale Kronenbeschleunigung  $\ddot{u}_{\max}$  nach Seed/Martin (1966). Im allgemeinen tritt bei elastischen Konstruktionen die maximale Reaktion bei den einzelnen Schwingungsformen zu unterschiedlichen Zeiten auf; eine direkte Superposition ist also nicht möglich. Näherungsweise kann man den Maximalwert als die Quadratwurzel der Summe der Quadrate der Maximalbeschleunigungen der ersten drei Schwingungsformen ausdrücken:

$$\ddot{u}_{\max} = \left[ \sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n \max})^2 \right]^{1/2} \quad (1)$$

Es werden dabei die Kronenbeschleunigungen der ersten drei Schwingungsformen berücksichtigt:

$$\ddot{u}_{1\max} = 1,6 S_{a1} \quad (2a)$$

$$\ddot{u}_{2\max} = 1,06 S_{a2} \quad (2b)$$

und  $\ddot{u}_{3\max} = 0,86 S_{a3} \quad (2c)$

Die Werte sind konstant und unabhängig von Geometrie (Lit. Schwimm).

Die Spektralbeschleunigungen  $S_{a1}$ ,  $S_{a2}$ ,  $S_{a3}$  werden dabei dem normierten Beschleunigungsantwortspektrum in Abhängigkeit von der Periode

$$T_n = 2 \pi / \omega_n$$

und der Dämpfung  $\lambda_n$  entnommen (Bild 1c). Die Eigenkreisfrequenzen errechnen sich aus

$$\omega_n = \frac{\beta_n}{h} \cdot v_s \quad (3)$$

Dabei ist

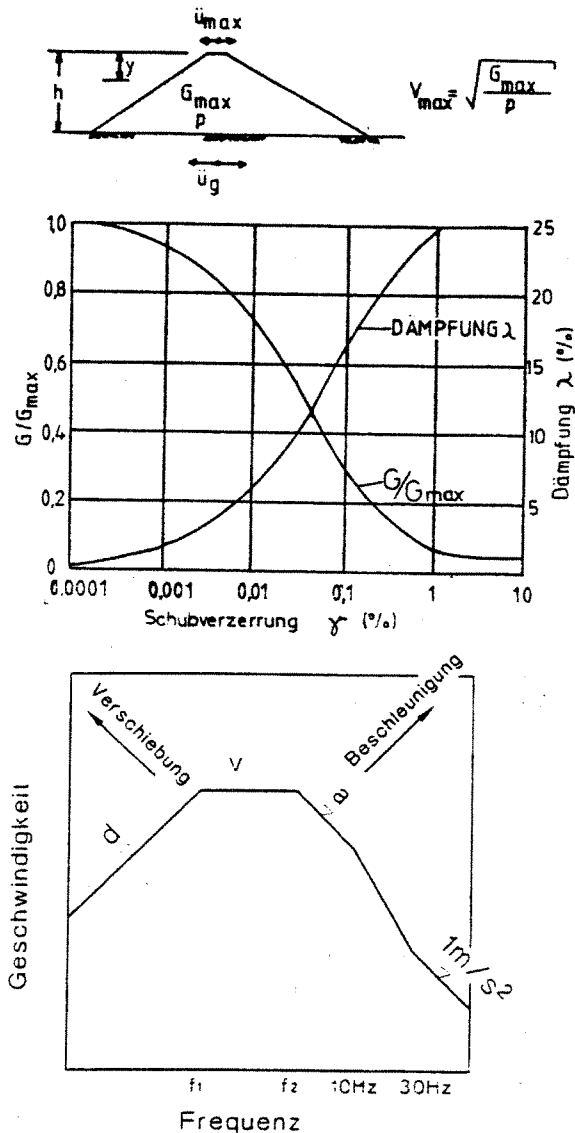
$$v_s = \sqrt{G/\rho} \quad (4)$$

die Scherwellengeschwindigkeit des Dammaterials und

$\beta_1 = 2,404$ ;  $\beta_2 = 5,52$  und  $\beta_3 = 8,65$  (konstant und unabhängig von Geometrie lt. Lit.)

**Bild 1** (Makdisi/Seed, 1979):

Berechnung der maximalen Kronenbeschleunigung (Näherung).



a.) Schnitt durch Homogendamm

b.) Verzerrungsabhängige Bodeneigenschaften:

Verwendeter Schubmodul und Dämpfungscharakteristik für Antwortspektrumsberechnungen

c.) Normiertes Beschleunigungsantwortspektrum:

Das normierte Antwortspektrum ist den Empfehlungen „Erdbebenberechnung von Talsperren“, Band 3 Anhang B, zu entnehmen.

Der Schubmodul  $G$  ist stark verformungsabhängig. Der im statischen Lastfall z.B. aus der Wellengeschwindigkeit  $v_{max}$  abgeleitete Wert entspricht somit einem Maximalwert  $G_{max}$  und muß für die Berechnung der plastischen Verformungen abgemindert werden. Nach Makdisi/Seed (1979) kann dies mittels einer iterativen Berechnung erfolgen:

Für die erste Iteration wird ein Schubmodul  $G$  ( $\leq G_{max}$ ) angenommen und aus Bild 1b für das Verhältnis  $G/G_{max}$  die mittlere Schubverzerrung  $\gamma_{ave}$  bzw. der Dämpfungsfaktor  $\lambda$  entnommen (Empfehlung für Erstannahme  $\gamma$  etwa bei 0,01 mit zugehörigem  $G/G_{max}$  beginnen).



Mit Hilfe von Gleichung 3 werden sodann die ersten drei Eigenfrequenzen berechnet. Aus dem für das zugrunde gelegte Erdbeben geltenden normierten Beschleunigungsantwortspektrum (analog Bild 1c) werden die zugehörigen Spektralbeschleunigungen entnommen und mit Hilfe von Gleichung 1 die maximale Kronenbeschleunigung ermittelt. Die äquivalente mittlere Schubverzerrung beträgt

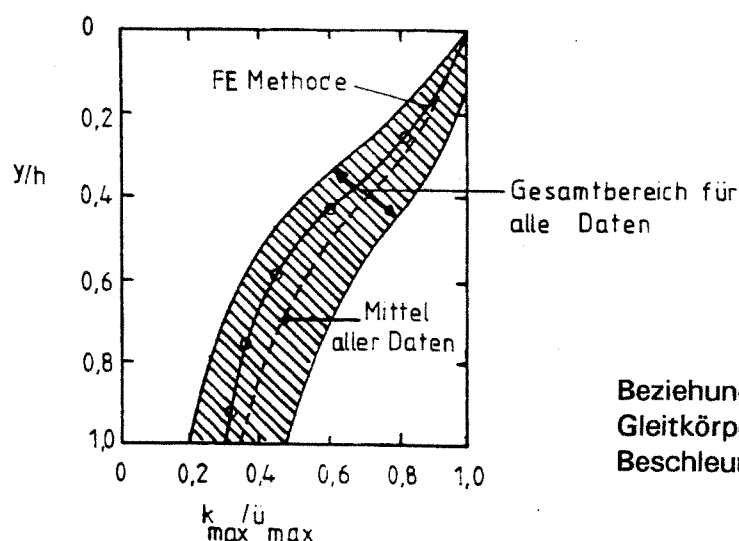
$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0,65 \cdot 0,3 \cdot \frac{h}{v_s^2} \cdot S_{a1} \quad (5)$$

Mit dieser neuen mittleren Schubverzerrung können aus Bild 1b verbesserte Werte für  $G$  und  $\lambda$  entnommen werden.

Makdisi/Seed (1979) berechneten das Beschleunigungsverhältnis  $k_{max}/\ddot{u}_{max}$  in Abhängigkeit von der Tiefe  $y$  für verschiedene Dämme und Seismogramme. In Bild 2 ist der Streubereich der Ergebnisse verschiedener solcher Berechnungen mit dem Scherbalkenverfahren (acht starke Erdbeben und Eigenperioden der Dämme zwischen 0,26 s und 5,22 s) und das Ergebnis einer FE-Berechnung gezeigt. Die strichlierte Linie gibt die Mittelwerte aller Ergebnisse an. Für praktische Berechnungen sind diese Mittelwerte ausreichend genau; geht man von der oberen Schranke dieses Streubereiches aus, so liegt man auf der sicheren Seite.

Für die Bemessung eines speziellen Dammquerschnittes braucht man dann nur die maximale Kronenbeschleunigung (für ein bestimmtes Seismogramm) bestimmen und man erhält dann aus der bekannten Beziehung  $k_{max}/\ddot{u}_{max}$  den seismischen Beiwert  $k_{max}$  für beliebig tief reichende Gleitkörper.

Bild 2 (Makdisi/Seed, 1978):



Beziehung zwischen der Tiefe des Gleitkörpers und dem maximalen Beschleunigungsverhältnis.

### 3. Schritt: Berechnung der Dammverformungen

Es wird angenommen, daß entlang einer potentiellen Gleitfläche immer dann plastische Verformungen eintreten, wenn die durch das Erdbeben im Damm induzierte Beschleunigung die im 1. Schritt berechnete Bruchbeschleunigung erreicht.

Die für 10 verschiedene Fälle berechneten plastischen Verformungen sind in Bild 3 eingetragen. Dabei wurden Dammhöhen zwischen 23 m und 46 m, verschiedene Böschungsneigungen, verschiedene Stoffeigenschaften, nichtlineares Stoffverhalten, maximale Basisbeschleunigungen zwischen 0,2 g und 0,75 g und Erdbeben-Magnituden von  $6\frac{1}{2}$ ,  $7\frac{1}{2}$ , und  $8\frac{1}{4}$  untersucht. Wegen des nichtlinearen Stoffverhaltens wurde der Rechengang iterativ (3 ÷ 4 Iterationen) wiederholt.

Es ist plausibel, anzunehmen, daß die infolge eines bestimmten Erdbebens an einem bestimmten Gleitkörper eintretenden plastischen Verformungen von folgenden Faktoren beeinflußt werden:

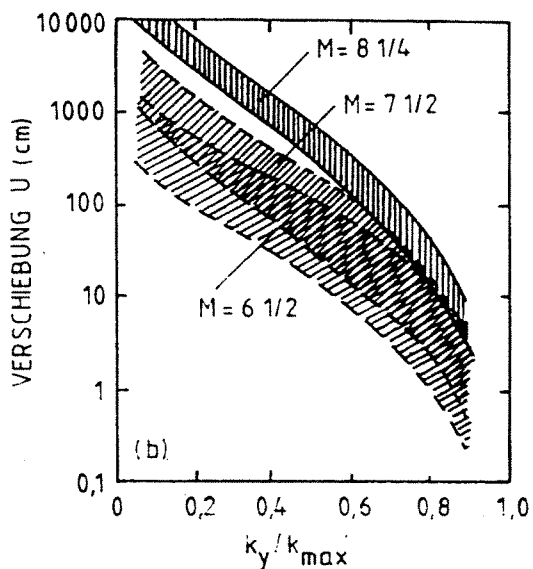
- der induzierten mittleren Beschleunigung, die vom Seismogramm, der Dammhöhe, den Dammeigenschaften und der Lage des Gleitkörpers abhängt;
- dem Frequenzgehalt des Zeitverlaufes der mittleren Beschleunigung, der von der Dammhöhe und den Dammeigenschaften abhängt und meistens von der 1. Eigenfrequenz des Dammes dominiert wird;
- der Dauer der starken Erschütterungen, die von der Magnitude des betrachteten Erdbebens abhängt.

Um die Streubereiche des Bildes 3 zu verringern, wurden die plastischen Verformungen eines jeden Dammes hinsichtlich der 1. Eigenperiode  $T_1$  und hinsichtlich des seismischen Beiwertes  $k_{max}$  normiert und in Bild 4a dargestellt. Die damit erreichte Reduktion des Streubereiches zeigt, daß  $T_1$  und  $k_{max}$  einen wesentlichen Einfluß auf die plastischen Verformungen ausüben. Die Mittelwerte der Streubereiche des Bildes 4a zeigt Bild 4b; diese Werte sind für praktische Berechnungen ausreichend genau.

Zur Bestimmung der plastischen Verformungen werden somit zuerst die maximalen Kronenbeschleunigungen  $\ddot{u}_{max}$  infolge des der Berechnung zugrundegelegten Erdbebens und die 1. Eigenperiode  $T_1$  ermittelt. Dann kann man mit Hilfe der in Bild 2 gezeigten Beziehung den seismischen Beiwert  $k_{max}$  für die gegebene Tiefenlage des untersuchten Gleitkörpers ermitteln. Aus den Kurven des Bildes 4b können hierauf mit  $k_{max}$  und  $T_1$  die plastischen Verformungen für beliebige Werte der Bruchbeschleunigung abgeleitet werden.

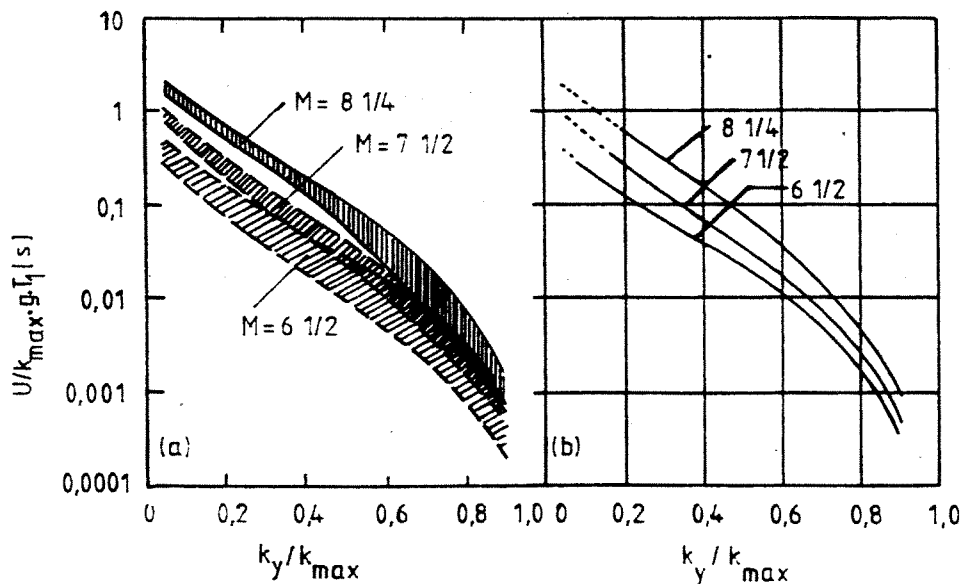
Die ermittelten plastischen Verformungen sind mit den zulässigen Grenzverformungen zu vergleichen.

**Bild 3 (Makdisi/Seed, 1978):**



Beziehung zwischen der plastischen Verschiebung und der Bruchbeschleunigung  
Zusammenfassung aller Daten

**Bild 4 (Makdisi/Seed, 1978):**



Beziehung zwischen Bruchbeschleunigung und  
(a) normierter plastischer Verschiebung - Summe aller Daten und  
(b) mittlerer normierter plastischer Verschiebung.

**Literatur:**

MAKDISI F.I. and SEED H.B., "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No.GT7, pp849-867, 1978

MAKDISI F.I. and SEED H.B., "Simplified procedure for evaluating embankment response". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No.GT12, pp1427-1434, 1979

NEWMARK N.M., "Effects of earthquakes on dams and embankments", 5th Rankine Lecture, Geotechnique 15, No.2,pp 139-160, 1965

SEED H.B., "Earthquake resistant design of earth dams", Preprint No. 2902, ASCE Dallas Convention, April 25-29, 1977

SHERARD J.L., "Earthquake considerations in earth dam design", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM4, Proceeding Paper 5322, pp 377-401, July 1967

SEED H.B., MARTIN, „The seismic coefficient in Earth Dam Design“, ASCE, No. SM 3, 1966

SCHWIMM K.H., „Beitrag zur Berechnung erdbebensicherer Staudämme“, Straßen und Tiefbau, Heft 5 S 396 - 403, 1970

## **ANHANG E: zu Punkt 3.3**

### **Spannungs- und Verformungsnachweise**

Die unter den verschiedenen Einwirkungen gemäß Punkt 2.2 der Richtlinie im Damm und im Untergrund auftretenden Spannungszustände werden von der Nachgiebigkeit des Untergrundes, den unterschiedlichen Steifigkeiten der Dammbaustoffe, plastischen Bereichen und auch von räumlichen Einflüssen (Talform) stark beeinflusst. Weiters ist die Art des Dichtungsmaterials und die Lage der Dichtung wesentlich.

Die Berechnung erfolgt mit Hilfe der FEM. Wesentliche Aspekte sind dabei im Staudammbau:

- Erfassung des Primärspannungszustandes vor Baubeginn
- Hinzufügen von Elementen zur Simulierung des Bauvorganges
- Ansatz von Porenwasserdrücken und Porenwasserüberdrücken zur Erfassung der Strömungsverhältnisse und der Konsolidation
- Nichtlineares Stoffverhalten von Kontinuumselementen
  - Elastische, plastische Stoffgesetze (Coulombsche Bruchbedingung, Bruchbedingung von Drucker/Prager u.a.) oder differentiell nichtlineare Stoffgesetze (Duncan/Chang, Cam Clay u.a.)
  - Sackungsverzerrungen (vorgegebene Verzerrungen, berücksichtigt ähnlich wie beim Temperaturlastfall, jedoch nicht allseitig, sondern nur in lotrechter Richtung (siehe Rammer, 1987))
  - Anisotropes Stoffverhalten
- Nichtlineares Stoffverhalten von Grenzflächenelementen für die Aufstandsflächen (insbesondere im Fels) und für die Kontaktflächen zwischen Kunststoffolien, Asphaltbeton bzw. Zementbeton und Stützkörper
- Ableitung der Stoffparameter aus Laborversuchen unter Berücksichtigung proportionaler Spannungswege (Bauvorgang) und einer Drehung der Hauptspannungsachsen (Auf- und Abstau)
- Eichung der Berechnungsmethode an Beobachtungsergebnissen von gleichen oder ähnlichen Dammtypen
- Prüfung des Stoffgesetzes an einfachen, klar überblickbaren Aufgaben: Rückrechnung von kreiszylindrischen und ebenen Elementversuchen
- Boundary-Elemente zur Simulierung der Auflagerbedingungen (z.B. als elastischer Halbraum)

Die sich aus der FE-Berechnung ergebenden Spannungswege für ausgewählte Punkte sollen zu versuchsmäßig erhaltenen Spannungs-Verzerrungskurven in Beziehung gesetzt werden. Auf diese Weise kann beurteilt werden, ob im Betriebszustand Auflockerungen des Kernmaterials und damit Durchlässigkeitserhöhungen eintreten können.

Die Ergebnisse lassen auch Rückschlüsse auf die Sicherheit gegen Rißbildung im Dammkörper zu.

### Literatur:

Rammer,L.: "Wirklichkeitsnahe Ermittlung der Spannungs- und Verformungszustände von Staudämmen mit membranartigen Dichtungen unter Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkungen". Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau, Univ.Prof.DI.Dr. W. Schober, Universität Innsbruck, H.8, 1987

Hammer,H.: "Spannungsumlagerung in Erdkörpern unter besonderer Berücksichtigung des Dammbaues".

Hupfau,B. "Das Tragverhalten von Staudämmen in Abhängigkeit von der Dichtungsart".

Mitteilung des Institutes für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau, Univ. Prof. DI. Dr. W. Schober, Universität Innsbruck, H.10, 1992



**Literatur:**

FINN W.D. Liam, "Soil Dynamics, Liquefaction of Sands", Proc.Int.Conf.on Microzonation, Seattle, Sashington, V.2, 1972, pp.87-111, 1972

FINN W.D. Liam, ROBERTSON P.K. and WOELLER D.J., "Liquefaction studies in the Fraser Delta, Report to Energy Mines and Resources, Geological Survey of Canada, Ottawa, 1990.

ROBERTSON P.K., WOELLER D.J. and FINN W.D.Liam, "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading", Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, No. 4, pp 686-695, August 1992.

SEED H.B. and LEE K.L., "Liquefaction of sands during cyclic loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No.SM3, Proceedings Paper 4824, pp 105-134, 1966.

SEED H.B. and IDRIS I.M., "Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.97, No:SM9, pp 1249-1273, 1971.

SEED H.B., "Design problems in soil liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No.7, pp 827-845, August 1987.

SEED R.B. and HARDER L.F., "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength" Proceedings, H.Bolton Seed Memorial Symposium, Editor, J.M.Dincan, University of California, Berkeley, California, Vol.2, pp 351-376, 1990

STOKOE K.H., RIX G.J. and NAZARIAN S., "In situ seismic testing with surface waves", Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, August 13-18, Vol. 1, pp 331-334, 1989

FINN W.D. Liam, "Seismic safety evaluation of Embankment Dams", Volume 4, International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald, 1993.

ÖNORM ENV 1998-5 Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects