

Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 86 (1994)
Heft: 9

Artikel: Erdberechnung von Staumauern mit Stausee
Autor: Bachmann, Hugo
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-940800>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 28.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Modelle zur wirklichkeitsnahen Erdbebenberechnung von Staumauern mit Stausee

Hugo Bachmann

Zusammenfassung

An der ETH Zürich werden neuartige Modelle entwickelt, mit denen das Erdbebenverhalten von Staumauern mit Stausee und Untergrund wirklichkeitsnah simuliert werden kann. Das Wasser des Stausees wird kompressibel modelliert, wodurch Wellenfortpflanzung und Energieabstrahlung korrekt erfasst werden können. Das nichtlineare dynamische Verhalten von Bogenstaumauern basiert auf einem neuartigen Element, welches das Öffnen und Schliessen der Fugen und auch das Gleiten in denselben nachbildet. Beim nichtlinearen dynamischen Verhalten von Gewichtstaumauern werden die Bildung und Fortpflanzung sowie das Öffnen und Schliessen der Risse durch diskrete Rissmodellierung nachgebildet. Erste Anwendungen zeigen die Leistungsfähigkeit der für Grosscomputer entwickelten Rechenmodelle.

Summary: Simulating earthquake behavior of dams including reservoir and foundation

New methods are being developed at ETH Zurich for simulating realistically the earthquake behavior of dams together with their reservoir and foundation. The water in the reservoir is modeled compressible, correctly capturing wave propagation and energy radiation. The nonlinear dynamic behavior of arch dams is based on a new element which reproduces opening and closing and also sliding of joints. For the nonlinear dynamic behavior of gravity dams, initiation and propagation of cracks as well as opening and closing is captured by a discrete crack model. First applications show the efficiency of the programs developed for mainframe computers.

Modell und Wirklichkeit

Die Forschung in den technischen Wissenschaften hat oft eine sehr komplexe Wirklichkeit zum Gegenstand. Im vorliegenden Fall handelt es sich um eine Staumauer mit Stausee und Untergrund, die von einem Erdbeben attackiert werden (Bild 1). Dies ist ein vielfältiges und kompliziertes dreidimensionales System mit nur teilweise bekannten Eigenschaften. Auch die Eigenschaften des Erdbebens können sehr verschieden sein. Die Forschung versucht, diese komplexe Wirklichkeit abzubilden durch Modelle und entsprechende Algorithmen, die Berechnungsverfahren. Unter dem Begriff Modell wird folgendes verstanden: Das Modell ist die Vorstellung einer physikalischen Gegebenheit, die gegenüber der Wirklichkeit vereinfacht, abstrahiert ist; das Modell ist somit ein idealisiertes Abbild der Wirklichkeit. Die Modelle und Berechnungsverfahren werden entwickelt, um eine Eingrenzung des voraussichtlichen Verhaltens der Wirklichkeit vornehmen zu können. Damit sollen Vorhersagen ermöglicht werden.

Man darf sich aber keinen Illusionen hingeben. Auch die besten und modernsten Modelle können die Wirklichkeit nur beschränkt erfassen. Bild 2 zeigt vereinfacht und schematisch die Problematik. Oben ist die Wirklichkeit, eine Summe komplexer Phänomene, durch eine bestimmte Strecke dargestellt. Unten sind die Modelle angedeutet. Ein älteres Modell erfasst nur einen kleinen Teil der komplexen Phänomene. Zutreffender sind die gängigen State-

of-the-art-Modelle, die zur Lösung praktischer Aufgaben eingesetzt werden. Und noch besser sollten neue und moderne Modelle sein, wie sie in der Forschung entwickelt werden, und welche oft die Rechenkapazitäten heutiger Grosscomputer voll ausnützen. Aber auch bei diesen neuen und modernen Modellen verbleibt immer noch ein erheblicher Unterschied zwischen Modell und Wirklichkeit. Dessen sollte man sich unbedingt bewusst bleiben. Es gibt eine ganze Reihe von Fragen und Problemen, die auch nach der Entwicklung und Benutzung moderner Modelle ungelöst sind. In diesem Sinne wäre im Titel dieses Aufsatzes eher das Wort «wirklichkeitsnäher» zu verwenden.

Wichtigste Problemkreise

Bild 3 zeigt die wichtigsten Problemkreise beim Erdbebenverhalten von Staumauern. Ein erster Problemkreis besteht bei der Erdbebenspezifikation im Zeitverlauf. Stichworte hiezu sind Frequenzgehalt, Maximalwerte der Bodenbewegungsgrössen Bodenbeschleunigung, Bodengeschwindigkeit und Bodenverschiebung sowie Dauer des Erdbebens. Ein zweiter Problemkreis umfasst die Bildung von Rissen sowie das nachfolgende Öffnen und Schliessen dieser Risse, was zu einem nichtlinearen Verhalten des Gesamtsystems führt (Superpositionsgesetz nicht mehr gültig). Ein dritter Problemkreis betrifft die Fugen, d. h. das Öffnen und Schliessen und auch das Gleiten vor allem in vertikalen oder horizontalen Konstruktionsfugen, was ebenfalls ein nichtlineares Verhalten bewirkt. Ein vierter wichtiger Pro-

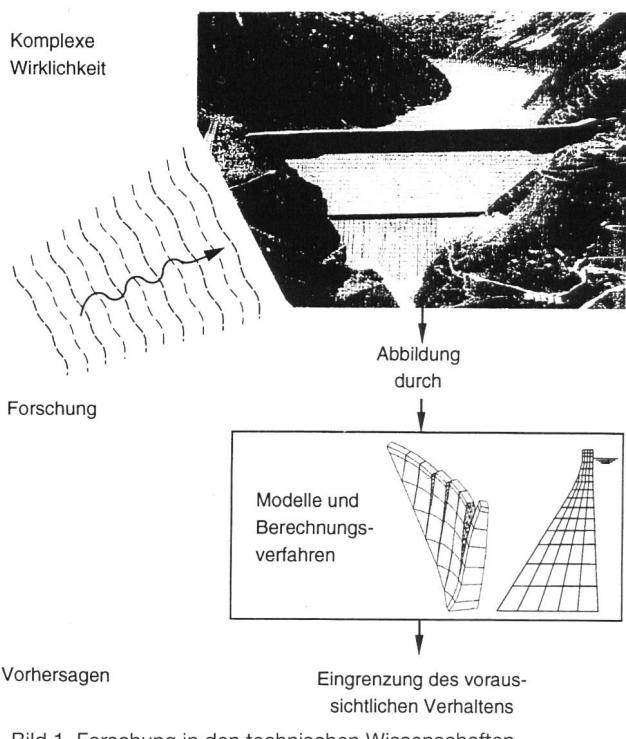


Bild 1. Forschung in den technischen Wissenschaften.

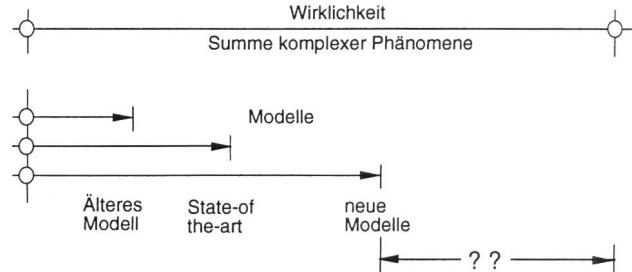
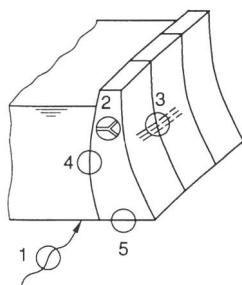


Bild 2. Modell und Wirklichkeit.

Problemkreise Erdbebenverhalten



- 1 Erdbebenspezifikation im Zeitverlauf
- 2 Rissbildung, öffnen und schliessen
- 3 Fugen öffnen / schliessen und gleiten
- 4 Wasser-Struktur-Interaktion
- 5 Boden-Struktur-Interaktion

Hauptmerkmale neuer Modelle

- Nichtlineares Strukturverhalten: Risse, Fugen
- Kompressibles Wasser: Wellenausbreitung, Energieabstrahlung
- Einbezug Boden: Mitschwingen, Energiedissipation

Bild 3. Problemkreise beim Erdbebenverhalten von Staumauern und Hauptmerkmale neuer Modelle.

Forschungsprojekt ETH Zürich "Erdbebenverhalten von Staumauern"

Gewichtsmauern (2D)

Rissbildung:
Dr. P. Skrikernud

Materialgesetze:
Dr. Ph. Chappuis

Wasser-Struktur-Interaktion:
Dr. D. Wepf

Boden-Struktur-Interaktion:
G. Feltrin

Bruchmechanik-Modell:
M. Galli

Unterstützt durch:

- Bundesamt für Wasserwirtschaft (BWW), Bern
- Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zürich

Bild 4. Übersicht Forschungsprojekt.

Problemkreis ist die Wasser-Struktur-Interaktion, d. h. die dynamische Wechselwirkung zwischen Stausee und Staumauer. Schliesslich besteht ein fünfter Problemkreis bei der Boden-Struktur-Interaktion, d. h. bei der dynamischen Wechselwirkung zwischen der Mauer und dem Untergrund. Weitere Problemkreise, die allerdings geringere Bedeutung zu haben scheinen, betreffen z. B. die Wasser-Boden-Interaktion und die räumliche sowie die nichtsynchrone Erdbebenanregung.

Die Hauptmerkmale neuer Modelle sind ebenfalls in Bild 3 aufgeführt. Moderne Modelle sollten das nichtlineare Strukturverhalten erfassen können. Insbesondere das Bilden von Rissen sowie das Öffnen und Schliessen der Risse und der Fugen sowie das Gleiten in den Fugen sind zu modellieren. Moderne Modelle sollten auch unbedingt das Wasser kompressibel modellieren, denn nur so kann die Wellenausbreitung und damit die Energieabstrahlung in den Stausee einigermaßen zutreffend berücksichtigt wer-

den. Und schliesslich sollten moderne Modelle auch den Boden in wirklichkeitsnaher Weise miteinbeziehen, damit dessen Mitschwingen und Energiedissipation durch Abstrahlung erfasst werden kann.

Am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich werden die genannten hauptsächlichen Problemkreise im Rahmen eines Forschungsprojektes «Erdbebenverhalten von Staumauern» bearbeitet (Bild 4). Das Forschungsprojekt besteht aus den Teilprojekten «Gewichtstaumauern» und «Bogenstaumauern». Gewichtstaumauern können zweidimensional, Bogenstaumauern müssen dreidimensional modelliert werden, was zu dieser Aufteilung geführt hat. Dabei bestehen natürlich zahlreiche Gemeinsamkeiten und Synergie-Effekte. Sämtliche Problemkreise wurden und werden im Rahmen von Dissertationen bearbeitet. Bei den Gewichtstaumauern hat Dr. P. Skrikernud mit der Modellierung der Rissbildung begonnen [1, 2]. Dr. Ph. Chappuis hat Materialgesetze bearbeitet [3], und die Wasser-Struktur-Interaktion wurde von Dr. D. Wepf modelliert [4, 5]. Gegenwärtig sind G. Feltrin und M. Galli daran, die Boden-Struktur-Interaktion zu bearbeiten und das Bruchmechanik-Modell zu vervollkommen [6]. Bei den Bogenstaumauern haben Dr. J.-M. Hohberg ein Fugenmodell entwickelt [7, 8] und Dr. B. Weber die Wasser-Struktur-Interaktion bearbeitet [9]. T. Szczesiak modelliert die Boden-Struktur-Interaktion [10]. Unterstützt wird das Forschungsprojekt durch das Bundesamt für Wasserwirtschaft, Bern, und durch die ETH Zürich.

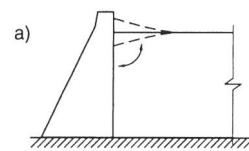
Im folgenden werden einige der bisherigen Ergebnisse der Forschungsarbeiten kurz dargestellt.

Wasser-Struktur-Interaktion

Inkompressibles Wasser

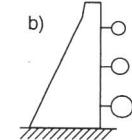
Bisher war es üblich und verbreitet, das Wasser als inkompressibles Medium zu modellieren. Diese Annahme führt aber oft zu falschen Ergebnissen. Physikalisch bedeutet sie, wenn sich die Mauer horizontal bewegt, ein Ausweichen des Wassers in Mauernähe (Bild 5a). Dort wird das Wasser im Rhythmus der Mauerschwingung einfach auf und ab bewegt, im übrigen Teil des Sees ereignet sich nichts. Als Modellierung des inkompressiblen Wassers können an der Mauer die sogenannten Zusatzmassen nach Westergaard aufgebracht werden (Bild 5b). Dieses Modell

Physikalisch



Ausweichen des Wassers in Mauernähe

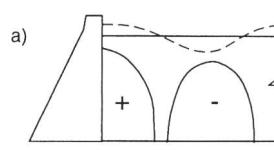
Modell



Zusatzmassen nach Westergaard

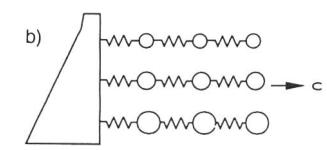
Bild 5. Fall inkompressibles Wasser.

Physikalisch



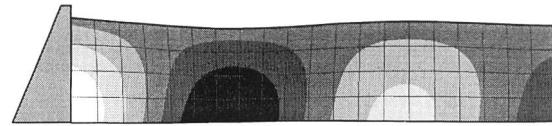
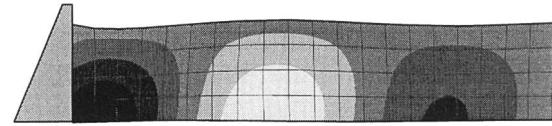
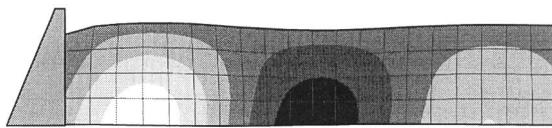
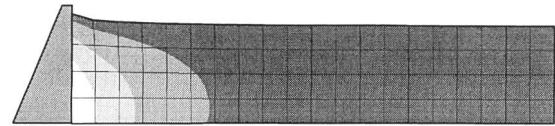
Kompression und Dekompression
Druckwellenausbreitung
Energieabstrahlung

Modell

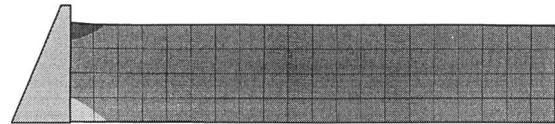
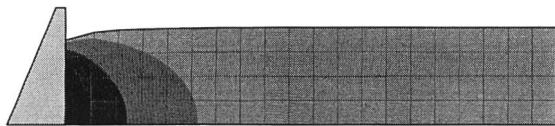


Halbunendliches
Feder-Masse-System

Bild 6. Fall kompressibles Wasser $f_{mv}/f_s > 1$.



a) Kompressibles Wasser, harmonische Mauerbewegung, $f_{mv} / f_s = 0.8$



b) Kompressibles Wasser, harmonische Mauerbewegung, $f_{mv} / f_s = 1.5$

c) Inkompressibles Wasser, harmonische Mauerbewegung, $f_{mv} / f_s = 1.5$

Table 7. Einfluss wichtiger Parameter auf Verschiebungen und Druckverteilung in einem See infolge Bewegung einer starren Mauer.

Dynamischer Druck: positiv null negativ

weist jedoch wesentliche Mängel auf: Sein Verhalten ist unabhängig vom Verhältnis Mauerfrequenz zu Seefrequenz (f_{mv}/f_s), das in Wirklichkeit eine grosse Rolle spielt (siehe unten). Das Modell hat nur lokale Auswirkungen, d. h. es findet im See keine Wellenausbreitung und damit auch keine Energieabstrahlung statt.

Kompressibles Wasser

Wesentlich besser ist eine Modellierung des Wassers als kompressibles Medium. Entscheidend ist dabei die relative Grösse von

f_{mv} : Eigenfrequenz (Grundfrequenz) des Gesamtsystems Staumauer mit See und Untergrund (horizontal), kurz Mauerfrequenz genannt, und

f_s : Eigenfrequenz (Grundfrequenz) des Sees (vertikal = horizontal), die sogenannte «Cut-off-frequency», kurz Seefrequenz genannt.

Wenn die Mauerfrequenz wesentlich kleiner ist als die Seefrequenz, d. h. $f_{mv} < f_s$, führt die in der Eigenfrequenz schwingende Mauer gegenüber dem See eine «langsame» Bewegung aus. Das Verhalten des Sees ist dann ähnlich wie bei inkompressiblem Wasser. Physikalisch tritt wieder in Mauernähe ein Ausweichen des Wassers auf, dieses wird dort in der Frequenz der Mauerschwingung auf und ab bewegt, im übrigen See passiert nichts. Das Verhalten entspricht demjenigen des Modells der Zusatzmassen nach Westergaard (Bild 5).

Nähert sich die Mauerfrequenz der Seefrequenz, breitet sich die Druckzone immer weiter in den See aus. Wird sie schliesslich grösser als die Seefrequenz, d. h. $f_{mv} > f_s$, dann ändert sich das Verhalten grundsätzlich. Die Mauer führt gegenüber dem See eine «rasche» Bewegung aus, und das Wasser kann wegen seiner Trägheit nicht mehr ausweichen. Physikalisch erfolgt eine Kompression und Dekompression des Wassers, und es findet deshalb eine Druckwellenausbreitung und damit auch eine Energieabstrahlung statt (Bild 6a). Als Modell kann ein halbunendliches Feder-Masse-System dienen (Bild 6b).

Bild 7 zeigt wesentliche Aspekte der Wasser-Struktur-Interaktion am Beispiel eines einfachen zweidimensionalen Modells. Dabei wurden eine starre Mauer und ein See konstanter Tiefe angenommen. Die Mauer wird mit einer bestimmten Frequenz f_{mv} horizontal und vorerst harmonisch hin und her bewegt.

Bild 7a zeigt die Verschiebungen und die Druckverteilung für kompressibles Wasser und den Fall, dass $f_{mv} = 0,8 f_s$. Es entsteht nur der oben beschriebene lokale Effekt. Bild 7b zeigt dasselbe wiederum für kompressibles Wasser jedoch für $f_{mv} = 1,5 f_s$. Es erfolgen Druckwellenausbreitung und Energieabstrahlung.

Bild 7c gilt für inkompressibles Wasser. Obwohl $f_{mv} = 1,5 f_s$ ist, ergibt sich nur der lokale Effekt.

Bild 7d schliesslich zeigt für kompressibles Wasser die Druckverteilung für eine Impulsanregung. Man sieht sehr schön, wie sich kurz nach der Anregung eine einzelne Druckwelle bei der Mauer ablöst und nach rechts wandert. Ebenfalls sichtbar ist die der Druckwelle folgende Sogwelle. Wie im Fall $f_{mv} = 1,5 f_s$ bleibt die Wirkung nicht lokal, und es erfolgt eine Energieabstrahlung.

Eigenfrequenzen

Für die Wasser-Struktur-Interaktion sind somit die Eigenfrequenzen der Mauer und des Sees von grosser Bedeutung. Während die Mauerfrequenz von der Form, den Querschnitten, den absoluten Abmessungen, dem mittleren Elastizitätsmodul usw. vielfältig beeinflusst wird, hängt die Eigenfrequenz des Sees primär von der Seetiefe ab. Die Grundschwingung eines Sees mit konstanter Tiefe kann man sich physikalisch als einfache Vertikalschwingung vieler paralleler Wassersäulen vorstellen (Bild 8 oben), mit entsprechenden Druckschwankungen in vertikaler Richtung, aber wegen der Isotropie natürlich auch in jeder anderen und insbesondere auch in horizontaler Richtung. Infolge der Synchronizität der Vertikalverschiebungen der Wassersäulen findet dabei keine Wellenausbreitung statt (zeitlich und örtlich stationäre Schwingung).

In Bild 8 unten sind die Grundfrequenzen von Seen mit rechteckigem und halbkreisförmigem Querschnitt und konstanter Tiefe in Längsrichtung angegeben. c ist die Wellengeschwindigkeit des Wassers (~ 1440 m/s), und H ist die Seetiefe. Die unterschiedliche Querschnittsform äussert sich nur durch eine geringe Änderung des Koeffizienten im Nenner.

Um die praktische Bedeutung der Wasserkompressibilität abzuschätzen, sind in Tabelle 1 die Daten einiger grösserer Staumauern mit zugehörigem Stausee aufgeführt. Die meisten Daten wurden aus dem Übersichtsartikel [11] entnommen. Die Kompressibilität des Wassers kann nur vernachlässigt werden, wenn die Seefrequenz wesentlich grösser ist als die Mauerfrequenz. Da es oft einfacher ist, die Eigenfrequenz einer Mauer mit leerem See f_{ml} zu bestimmen, wird diese Grösse zur Abschätzung verwendet. Nach [11] darf die Kompressibilität nur vernachlässigt werden, wenn $f_{ml}/f_s < 0,7$. Dieses Kriterium ist bei keiner der

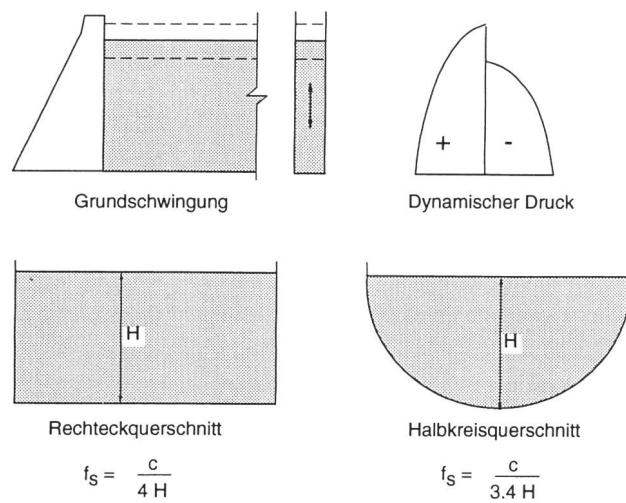


Bild 8. Grundschatzung, dynamischer Druck und Eigenfrequenz bei einfachen Formen des Sees.

aufgeführten Mauern erfüllt. Dies erlaubt die Folgerung, dass im allgemeinen die Kompressibilität des Wassers für die Wasser-Struktur-Interaktion von Bedeutung ist.

Nichtlineares Modell von Bogenstaumauern

Das nichtlineare Verhalten von Bogenstaumauern «beginnt» sozusagen bei den Fugen: Durch Öffnen und Schliessen der Fugen sowie bei höherer Beanspruchung auch durch Gleiten. Es können etwa die folgenden Arten von Fugen unterschieden werden:

- vertikale Blockfugen (alle ~ 12 bis 20 m)
- Kontaktflächen Beton – Fels
- horizontale Arbeitsfugen

Eventuell können auch Felsklüfte im Mauerbereich in einem verallgemeinerten Sinn als Fugen aufgefasst werden.

Fugen sind gewissermassen «vorgegebene Schwachstellen». Deren Folgen sind:

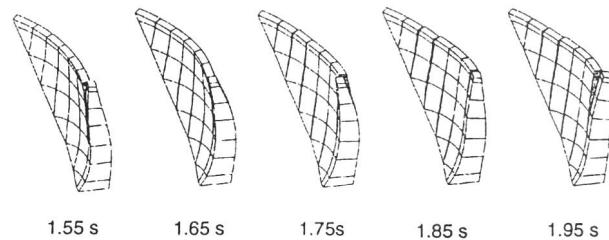
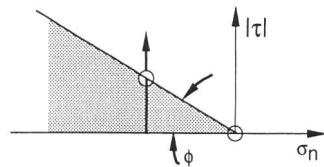
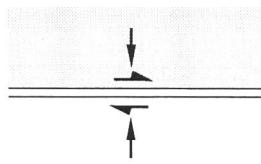
- a) Die Zugfestigkeit bzw. Bruchzähigkeit des Betons ist für die Standfestigkeit nicht dominierend. Infolge der hohen statischen Unbestimmtheit können die inneren Kräfte umgelagert werden. Dies ist anders als bei Gewichtstaumauern, wo die Zugfestigkeit bzw. Bruchzähigkeit des Betons sehr wichtig ist.
- b) Die Fugen können jedoch je nach Beanspruchungsniveau einen erheblichen Einfluss auf das dynamische Verhalten haben.

Diese Erkenntnisse führten dazu, im Teilprojekt «Bogenmauern» einen anderen Weg einzuschlagen als beim Teil-

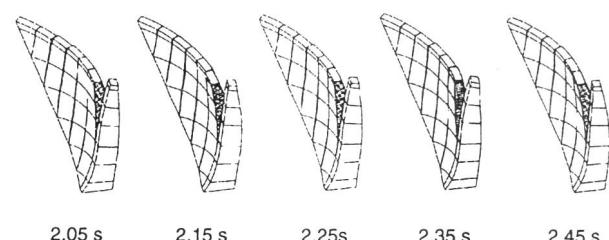
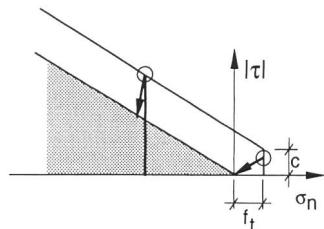
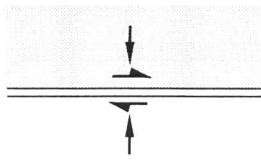
Tabelle 1. Daten von Staumauern mit zugehörigem Stausee.

Staumauer	Mauerhöhe	Kronenlänge	Mauerfrequenz mit leerem See	Seefrequenz	Verhältnis
	[m]	[m]	f_{ml} [Hz]	f_s [Hz]	f_{ml}/f_s
Mauvoisin (CH)	250	560	2,0	2,1	1,0
Kölnbrein (A)	197	626	1,7	2,3	0,7
Emosson (CH)	180	424	2,2	2,4	0,9
Morrow Point (USA)	142	219	3,7	3,0	1,2
Pacoina (USA)	113	180	5,1	4,4	1,2
Grande Dixence (CH)	285	695	1,4	1,3	1,1
Pine Flat (USA)	122	562	2,9	3,1	0,9

1. Trockene Reibung, glatte Fläche, unzementiert



2. Dito, mit Zementierung



3. Verzahnung, unzementiert

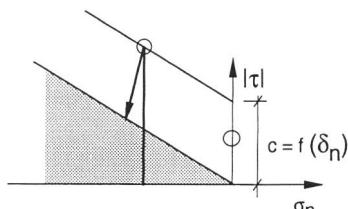
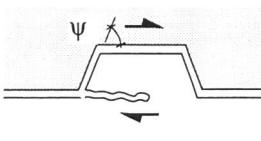


Bild 10. Momentaufnahmen der Verschiebungen der Bogenstaumauer in der Zeitspanne von 1,55 s bis 2,45 s des Erdbebens.

4. Rauhigkeit, unzementiert

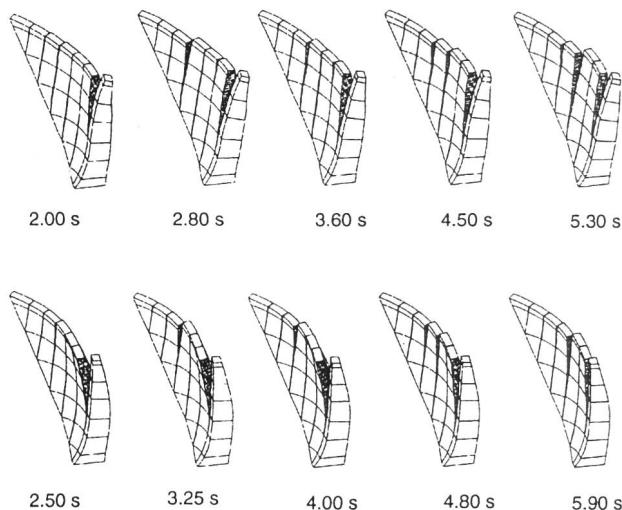
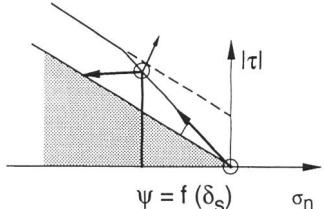
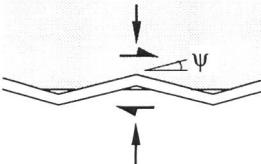


Bild 9. Mechanische Merkmale und zugehörige Stoffgesetze des nichtlinearen Fugenelementes.

projekt «Gewichtsmauern». Es wurde ein möglichst universell einsetzbares Fugenelement entwickelt. Dieses Element sollte nebst dem Öffnen und Schliessen auch das Gleiten in den Fugen simulieren können.

Fugenelement

Bild 9 zeigt die hauptsächlichen Möglichkeiten des entwickelten Fugenelementes. Links sind die mechanischen Merkmale und rechts die zugehörigen Stoffgesetze dargestellt. Das Element ist bezogen auf die Fugenmittelebene und repräsentativ für einen Fugenabschnitt, der wesentlich grösser ist als die Wellenlänge einer allfälligen Fugenrauhigkeit. Eine erste Möglichkeit ist trockene Reibung, glatte Fläche, unzementiert. Das Stoffgesetz entspricht dann dem Coulombschen Reibungskegel. Ist zudem eine Zementierung vorhanden, bestehen anfänglich eine Zugfestigkeit und eine Kohäsion; nach deren Ausfall reduziert sich dann aber das Stoffgesetz wieder auf den Coulombschen Reibungskegel. Eine unzementierte Verzahnung kann als scheinbare Kohäsion erfasst werden, wobei nach Abscheren der Rauhigkeit wiederum der Coulombsche Reibungskegel bleibt. Schliesslich kann das Fugenelement auch eine unzementierte Rauhigkeit mit Aufgleiten (Dilatanz) simulieren.

Beispiel Bogenstaumauer

Die Bilder 10, 11 und 12 zeigen eine Anwendung des Fugenelementes bei einer Bogenstaumauer ohne Stausee. Die Mauer hat ähnliche Geometrie und Abmessungen wie die Talsperre von Mauvoisin vor der kürzlich erfolgten Erhöhung (Höhe 236 m), sie wurde jedoch als symmetrisch

Bild 11. Zustände der grössten Verschiebungen der Bogenstaumauer talaufwärts und talabwärts in der Zeitspanne von 2 s bis 5,9 s des Erdbebens.

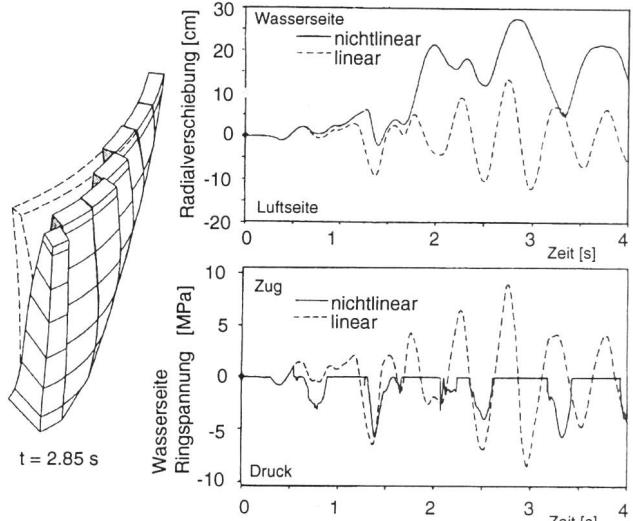


Bild 12. Zeitverläufe der Radialverschiebung und der wasserseitigen Ringzugspannung für nichtlineares und lineares Verhalten der Bogenstaumauer.

zu einer Vertikalebene in Kronenmitte angenommen. Mit Fugenelementen modelliert wurde jede zweite vertikale Blockfuge. Dabei wurden ebene, ausinjizierte Fugen mit einer Rauhigkeit von 5 mm und einer Zugfestigkeit von 1 N/mm² angenommen (Bild 9, Fall 4, jedoch zementiert). Die Anregung erfolgte in Tallängsrichtung durch ein Erdbeben mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von 25 % g (g = Erdbeschleunigung). In den Bildern 10 und 11 sind die Verschiebungen 200mal vergrössert dargestellt.

In Bild 10 sind Momentaufnahmen der berechneten Verschiebungen der einen Mauerhälfte im zeitlichen Abstand von 1/10 s in der Zeitspanne von 1,55 s bis 2,45 s während des Erdbebens dargestellt. Man erkennt sehr gut das Öffnen und Schliessen der Fugen und auch das Gleiten zwischen den Blöcken, vor allem bei den grössten Kragarmen. Das Gleiten ereignet sich vorwiegend beim Schwingen talaufwärts. Dabei entkoppeln sich die Kragarme teilweise, d. h. die Fugenflanken trennen sich. Beim Zurückschwingen werden die Fugen wieder blockiert, aber teilweise verbleiben Relativverschiebungen benachbarter Kragarme in radialer Richtung. Bild 11 zeigt die Verschiebungszustände jeweils etwa im Moment der grössten Ausschläge talaufwärts (oben) und talabwärts (unten) in der Zeitspanne von 2 s bis 5,9 s während des Erdbebens. Ausser dem Öffnen und Schliessen sowie dem Gleiten der Fugen sieht man sehr schön, wie die verschiedenen hohen und über eine unterschiedliche Höhe entkoppelten Kragarme ein «dynamisches Eigenleben» führen, wobei auch höhere Eigenformen signifikant angeregt werden.

Bild 12 zeigt die Zeitverläufe ausgewählter Größen während der ersten 4 s des Erdbebens, und zwar jeweils für nichtlineares und auch für lineares Verhalten (Fugen vollkommen zug- und druckfest). Oben ist die Radialverschiebung in Kronenmitte und unten die dortige wasserseitige horizontale Ringspannung dargestellt. Die nichtlinearen Verläufe separieren sich von den linearen Verläufen, nachdem nach etwa 0,6 s die Ringspannung die angenommene Zugfestigkeit von 1 N/mm² erreicht hat. Beim nichtlinearen Zeitverlauf treten dann nur noch Druckspannungen bis zu etwa 6 N/mm² beim Talabwärtschwingen auf, während sich bei der linearen Berechnung Zug- und Druckspannungen bis zu 9 N/mm² ergeben. Die nichtlinear ermittelten Radialverschiebungen erreichen talaufwärts Werte von bis zu etwa 28 cm, während die lineare Berechnung Werte von bis zu etwa 13 cm zeigt. Sowohl bei den Radialverschiebungen als auch bei den Ringzugspannungen ist eine deutliche Periodenverlängerung durch das nichtlineare Verhalten zu erkennen.

Trotz den höchst interessanten Ergebnissen dieses Rechenbeispiels soll vorläufig noch keine Verallgemeinerung vorgenommen werden. Es bleibt abzuklären, ob die Kragarme auch bei vollem Stausee talaufwärts «hinausgedrängt» werden können.

Nichtlineares Modell von Gewichtstaumauern

Das für Gewichtstaumauern mit Stausee entwickelte zweidimensionale Modell hat die folgenden hauptsächlichen Merkmale (Bild 13): Die Staumauer wird durch Finite Elemente diskretisiert (isoparametrische Vier-Knoten-Elemente mit bilinearen Ansatzfunktionen). Der Beton wird auf Druck als linear elastisch angenommen, ebenso auf Zug, bis Risse entstehen. Der Stausee wird unterteilt in einen Nahbereich und einen Fernbereich. Der Nahbereich kann bezüglich Verlauf des Untergrundes eine beliebige Form haben und wird durch Randelemente diskretisiert. Der

Fernbereich ist von konstanter Tiefe und wird durch die genaue analytische Lösung erfasst. Dadurch können die Wellenausbreitung und die Energieabstrahlung korrekt erfasst werden, das Wasser wird also als kompressibel modelliert. Die Erdbebenanregung erfolgt in horizontaler Richtung durch einen Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung.

Aus den resultierenden Bewegungsdifferentialgleichungen des Gesamtsystems (Staumauer und Stausee) wird durch ein numerisches Integrationsverfahren Schritt für Schritt die Antwort des Gesamtsystems (Verschiebungen, Spannungen, Wasserdrücke usw.) berechnet.

Modell Rissbildung und -fortpflanzung

Bild 14 zeigt das Modell der Rissbildung und -fortpflanzung. Für die Rissbildung wird ein einfaches Spannungskriterium verwendet, basierend auf der Zugfestigkeit f_{ct} und der Druckfestigkeit f_{cc} des Betons (Bild 14a). Massgebend ist die Grösse der Hauptspannung. Ein Riss entsteht, wenn die Grösse der Hauptspannung im Zug-Zug-Bereich oder im Zug-Druck-Bereich das Spannungskriterium verletzt. Die Rissfortpflanzungsrichtung wird als senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannung angenommen (Bild 14b). Die

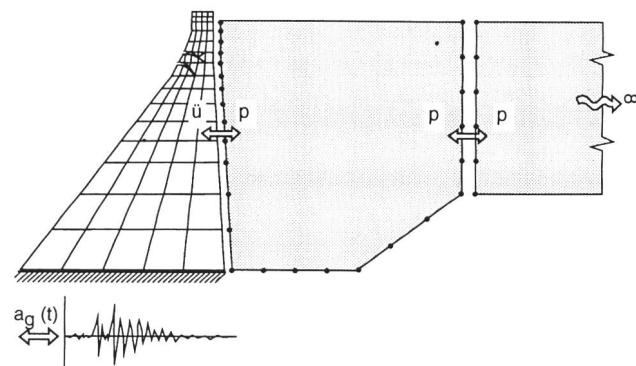


Bild 13. Zweidimensionales Modell für Gewichtstaumauern mit Nah- und Fernbereich des Stausees.

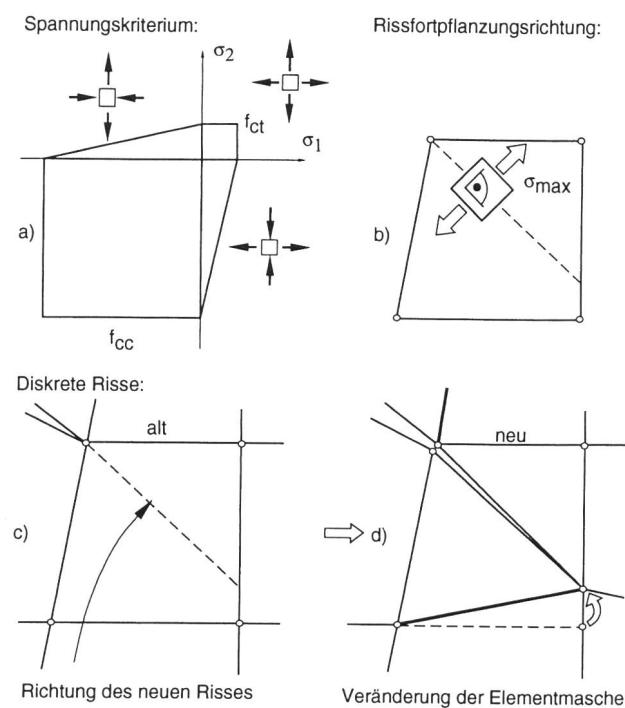


Bild 14. Modell der Rissbildung und -fortpflanzung in Gewichtstaumauern.

Risse werden diskret modelliert. In Bild 14c ist der alte Zustand vor der Rissfortpflanzung, und in Bild 14d ist der neue Zustand darnach dargestellt. An der Spitze des alten Risses ist die Richtung des neuen Risses sichtbar. Das Elementnetz wird verändert und – in diesem Fall – das alte Element in zwei neue Elemente aufgeteilt. Nach jeder Rissbildung und -fortpflanzung muss also das Elementnetz angepasst werden, was beträchtliche Computerleistungen erfordert.

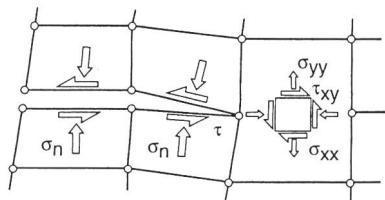
Modell Risskräfte

Bild 15 zeigt das Modell der Risskräfte. In den Rissen werden Schubkräfte und Normalkräfte übertragen, die auch den Spannungszustand vor der Rissspitze beeinflussen (Bild 15a). Die Entfestigung im Beton ist ein komplexes Phänomen. Vor der Spitze des eigentlichen Risses entstehen Mikrorisse (meist entlang der Zuschlagkörner), es werden dort aber immer noch gewisse Zugkräfte übertragen. Bild 15b zeigt den Ansatz dieser Zugkräfte in der Entfestigungszone. Es wird ein bilineares Entfestigungsgesetz verwendet. Die Fläche darüber entspricht der Bruchenergie G_f des Betons. Die Verzahnung der Rissflächen bewirkt, dass über die Risse hinweg Schub- und Druckkräfte auftreten können (Bild 15c). Dies wird im Modell dadurch ermöglicht, indem in die Risse ein Risselement eingeschoben wird. Das Risselement besteht aus mehreren Schichten von Federn mit nichtlinearem Materialgesetz in Funktion der Scherverformung. Beim Schliessen eines Risses werden je nach Scherverformung und Rissöffnung auch Druckkräfte übertragen.

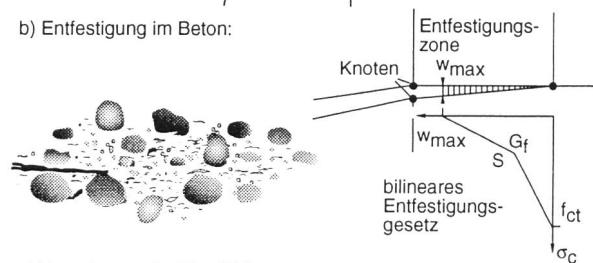
Beispiel Gewichtstaumauer mit Staumauer

Das für Gewichtstaumauern mit Staumauer entwickelte nicht-lineare Modell wurde im Rahmen einer Parameterstudie auf

a) Risskräfte:



b) Entfestigung im Beton:



c) Verzahnung der Rissflächen:

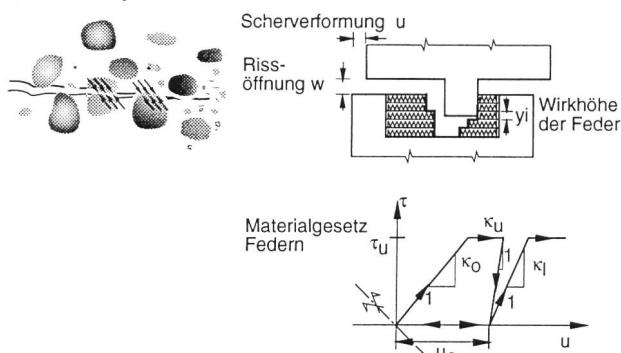


Bild 15. Modell der Risskräfte in Gewichtstaumauern.

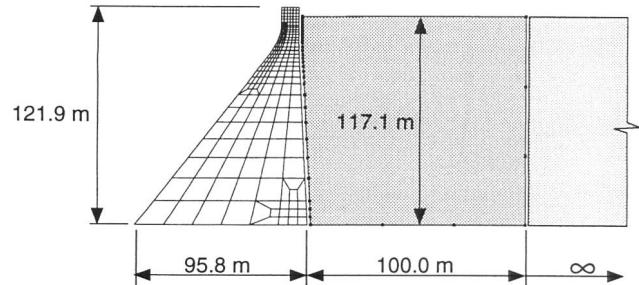


Bild 16. Abmessungen und Modellierung der Pine-Flat-Gewichtstaumauer mit Staumauer.

die Pine-Flat-Staumauer angewendet. Diese Mauer in Kalifornien wurde in der Literatur bereits mehrfach für wissenschaftliche Untersuchungen und Vergleichsrechnungen benutzt, weshalb sie auch von der Forschungsgruppe der ETH Zürich verwendet worden ist. Bild 16 zeigt die Abmessungen der Mauer und die Einzelheiten der Modellierungen. Wo primär Risse zu erwarten waren, d. h. am Mauerkopf und am seeseitigen Mauerfuß, wurde ein feines Elementnetz mit insgesamt 234 Elementen und 273 Knoten angeordnet. Der Elastizitätsmodul des Betons wurde zu 22 000 MPa angenommen. Die Bruchenergie G_f wurde zu 275 J/m² angenommen. Das Dämpfungsmaß ζ beträgt bei 3,28 Hz (1. Eigenfrequenz der Staumauer bei leerem Staumauer) 5 %. Der 100 m lang gewählte Nahbereich des Staumauers wurde mit 35 Randelementen abgebildet; daran wurde der Fernbereich mit drei Randelementen angeschlossen. Der Boden wurde als starr angenommen. Ausgangszustand der Mauer war stets die Beanspruchung im Ruhezustand durch Eigengewicht und – wenn vorhanden – Wasserdruck. Der Zeitschritt des numerischen Integrationsverfahrens zur Lösung der Bewegungsdifferentialgleichungen beträgt vier hunderttausendstel Sekunden ($\Delta t = 4 \cdot 10^{-5}$ s). Um eine Simulation von 20 s durchzuführen, müssen somit die Bewegungsdifferentialgleichungen 500 000 mal gelöst werden. Die typische Berechnungsduer auf einem herkömmlichen Grosscomputer (kein Vektorrechner) betrug rund 2½ Tage.

Als *Einflussparameter* wurden vor allem folgende Größen variiert:

- Staumauer: voll oder leer
- Zugfestigkeit des Betons f_{ct} : 2,5 N/mm² und 2,0 N/mm²
- Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung Taft-Beben und SIA-Beben mit unterschiedlichen Antwortspektren
- Skalierung der maximalen Bodenbeschleunigung: 1,8 m/s² und 2,5 m/s² (18 % bzw. 25 % g)

Als *Ergebnisparameter* wurden insbesondere ermittelt:

- Eigenschwingungsformen der Staumauer
- nichtlineares und lineares Schwingungsverhalten der Staumauer
- Art und Stärke der Rissbildung
- Wasserdruck an der Mauer (hydrostatischer und hydrodynamischer Druck)
- Zeitverläufe ausgewählter Größen (z. B. horizontale Kronenverschiebung)

Ausgewählte Resultate der Parameterstudie werden nachfolgend kurz beschrieben.

Bild 17 zeigt die ersten drei Eigenschwingungsformen und Eigenfrequenzen der Staumauer (ungerissener Zustand, lineares Verhalten). Die ersten beiden Eigenformen sind Horizontalschwingungen. Die dritte Eigenform hingegen stellt eine ausgeprägte Vertikalschwingung dar, die jedoch auf das Erdbebenverhalten der Mauer nur einen geringen Einfluss hat.

Bild 18 zeigt oben den Zeitverlauf und unten das Antwortspektrum der Bodenbeschleunigung des Taft-Erdbebens, skaliert auf eine maximale Bodenbeschleunigung $a_{g\max} = 1,8 \text{ m/s}^2$. Das Beben dauert 20 s.

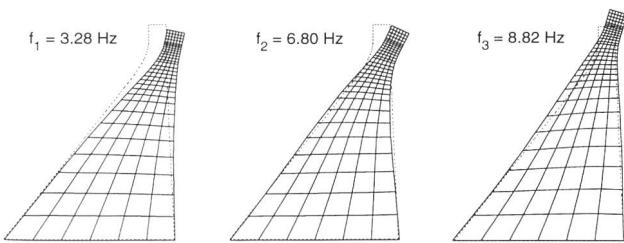


Bild 17. Erste drei Eigenformen und Eigenfrequenzen der Pine-Flat Gewichtstaumauer.

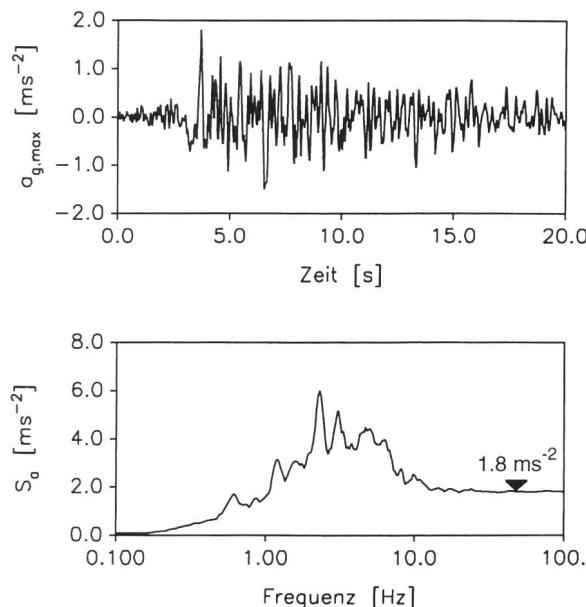


Bild 18. Zeitverlauf und Antwortspektrum der Bodenbeschleunigung des Taft-Bebens, skaliert auf $a_{g\max} = 1,8 \text{ m/s}^2$.

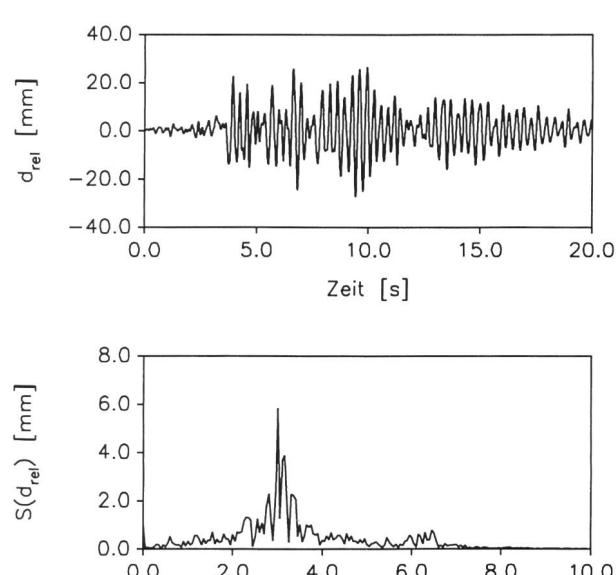


Bild 19. Zeitverlauf und Fourier-Amplitudenspektrum der relativen Kronenverschiebung der Pine-Flat-Gewichtstaumauer bei leerem Stausee für das Taft-Beben mit $a_{g\max} = 1,8 \text{ m/s}^2$.

Bild 19 zeigt den Zeitverlauf und das Fourier-Amplitudenspektrum der relativen Kronenverschiebung bei leerem Stausee für das Taft-Beben mit $a_{g\max} = 1,8 \text{ m/s}^2$. In diesem Fall entstehen keine Risse, und der Maximalwert der Kronenverschiebung beträgt nur 27 mm. Im Amplitudenspektrum treten die grössten Werte um die Frequenz von 3,2 Hz auf, d. h. die Mauer schwingt vor allem in der ersten Eigenform.

Bild 20 zeigt als Referenzfall für weitere Parametervariationen sechs Momentaufnahmen der Staumauer mit vollem Stausee mit einer Betonzugfestigkeit f_{ct} von $2,5 \text{ N/mm}^2$ unter Einwirkung des Taft-Bebens mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $1,8 \text{ m/s}^2$. Die Verschiebungen sind 200mal vergrössert dargestellt. Sechs Sekunden nach Beginn des Erdbebens treten die ersten Risse an der Luftseite im Mauerkopf und auf der Seeseite am Mauerfuss auf. Nach 8,5 s hat sich der erste Riss weiterentwickelt, und es sind zusätzliche Anrisse entstanden. Kurze Zeit nachher ist der Mauerkopf ganz durchgerissen, die Rissbreiten sind aber noch klein. Nach 15 s beginnt die Mauerkrone eine eigenständige hochfrequente Schwingung auszuführen. Die Rissweiten betragen jetzt bis zu 30 mm, und die Verschiebung der Mauerkrone beträgt rund 130 mm. Anschliessend durchtrennt weiter oben ein zweiter Riss den Mauerkopf. Nach dem Ende des Erdbebens ($\geq 20 \text{ s}$) bleiben wegen der Rauhigkeit der Rissflächen und bestimmten Relativverschiebungen in denselben die Risse offen, die bleibende horizontale Verschiebung der Mauerkrone beträgt rund 80 mm. Rechts von der Staumauer ist jeweils der Wasserdruck abgebildet. Dieser setzt sich aus dem hydrostatischen (zeitunabhängig) und dem hydrodynamischen (zeitabhängig) Wasserdruck zusammen. Während bei ungerissener und wenig gerissener Staumauer der hydrodynamische Anteil des Wasserdruckes im wesentlichen durch die 1. Eigenform des Stausees bestimmt ist, treten bei starker Rissbildung vermehrt Anteile der höheren Eigenformen auf, die zu einem deutlich bewegteren Verlauf des Wasserdruckes führen.

Bild 21 zeigt den Zeitverlauf und das Fourier-Amplitudenspektrum der relativen Kronenverschiebung bei vollem Stausee für das Taft-Beben mit $a_{g\max} = 1,8 \text{ m/s}^2$. Der Maximalwert der Kronenverschiebung beträgt jetzt 135 mm und

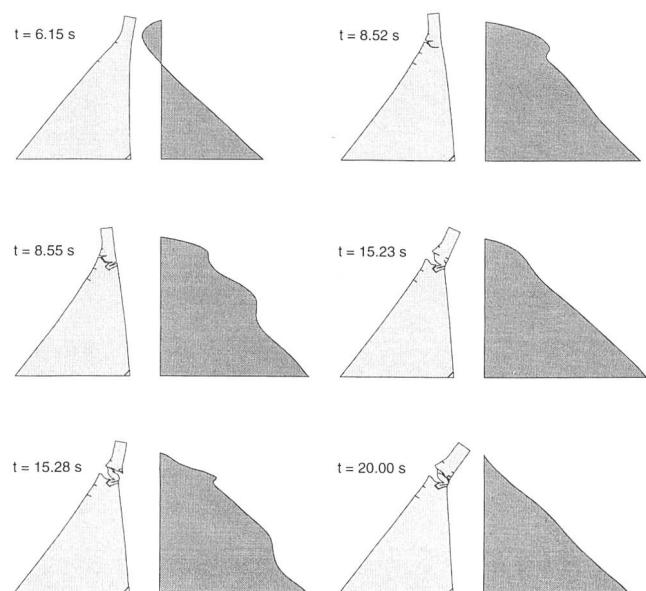


Bild 20. Momentaufnahmen der Pine-Flat-Gewichtstaumauer mit $f_{ct} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ bei vollem Stausee für das Taft-Beben mit $a_{g\max} = 1,8 \text{ m/s}^2$.

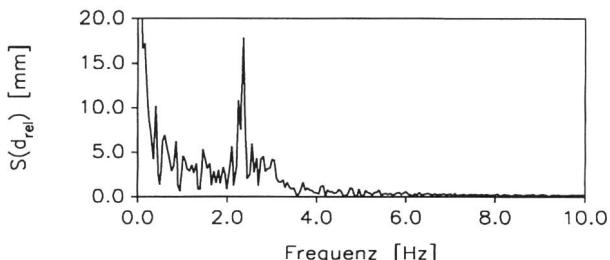
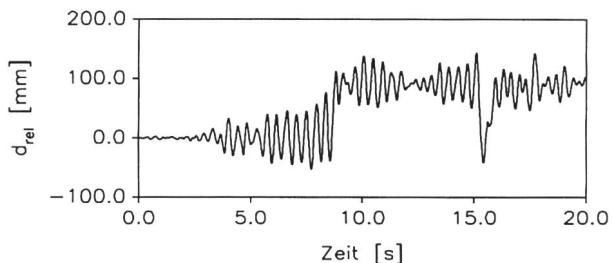


Bild 21. Zeitverlauf und Fourier-Amplitudenspektrum der relativen Kronenverschiebung der Pine-Flat-Gewichtstaumauer mit $f_{\text{ct}} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ bei vollem Stausee für das Taft-Beben mit $a_{\text{g,max}} = 1,8 \text{ m/s}^2$.

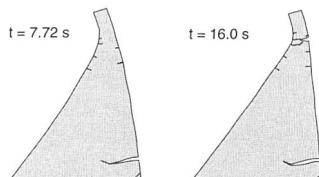


Bild 22. Einfluss einer Verminde-
rung der Zugfestigkeit des
Betons von $f_{\text{ct}} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ auf
 2 N/mm^2 .

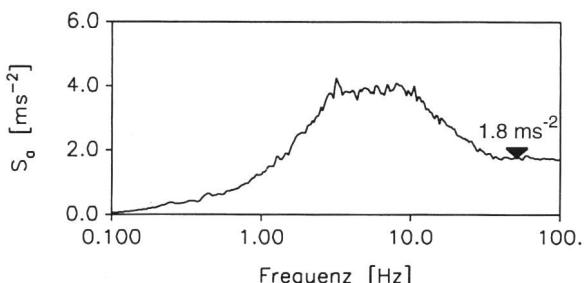
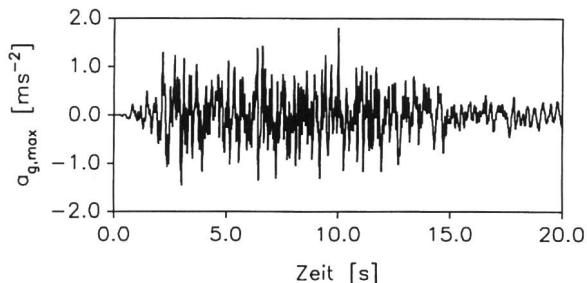


Bild 23. Zeitverlauf und Antwortspektrum der Bodenbeschleunigung des SIA-Bebens, skaliert auf $a_{\text{g,max}} = 1,8 \text{ m/s}^2$.

tritt bei 2,3 Hz auf, also bei einer niedrigeren Frequenz als bei leerem See und ohne Risse.

Bild 22 zeigt den Einfluss einer Verringerung der Zugfestigkeit f_{ct} des Betons von $2,5 \text{ N/mm}^2$ auf 2 N/mm^2 . Bei der geringeren Zugfestigkeit tritt zusätzlich am Mauerfuss ein breiter Riss auf. Dieser führt zu einer Verringerung der ersten Eigenfrequenz der Mauer. Beim Taft-Beben hat dies zur Folge, dass der Bereich der Mauerkrone einer kleineren Beanspruchung ausgesetzt wird und damit auch weniger Risse aufweist als bei Annahme einer höheren Zugfestig-

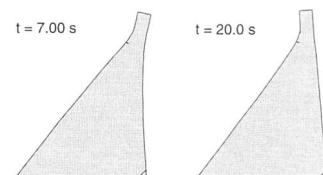


Bild 24. Einfluss einer Verän-
derung des Zeitverlaufs der
Bodenbeschleunigung vom
Taft-Beben zum SIA-Beben,
beide mit $a_{\text{g,max}} = 1,8 \text{ m/s}^2$.

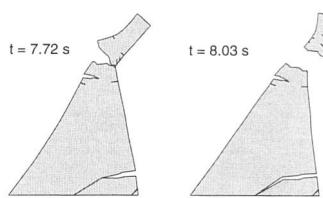


Bild 25. Einfluss einer Er-
höhung der maximalen Bo-
denbeschleunigung beim
Taft-Beben von $a_{\text{g,max}} = 1,8 \text{ m/s}^2$ auf $2,5 \text{ m/s}^2$.

keit (siehe Bild 20), d. h. der breite Riss bewirkt eine «Tief-
abstimmung» der Mauer.

Bild 23 zeigt den Zeitverlauf und das Antwortwortspektrum der Bodenbeschleunigung des sogenannten SIA-Bebens, ebenfalls skaliert auf eine maximale Bodenbeschleunigung $a_{\text{g,max}} = 1,8 \text{ m/s}^2$. Das Antwortspektrum dieses künstlich generierten Bebens ist konform zum Bemessungsantwortspektrum der Norm SIA 160 (1989). Das Beben dauert 20 s.

Bild 24 zeigt, dass beim SIA-Beben wesentlich weniger Risse als beim Taft-Beben auftreten, obwohl beide Beben auf die gleiche maximale Bodenbeschleunigung $a_{\text{g,max}} = 1,8 \text{ m/s}^2$ skaliert sind. Dieses Ergebnis zeigt beispielhaft, dass die Erdbebeneinwirkung auf ein Tragwerk durch den Maximalwert der Bodenbeschleunigung allein unzureichend charakterisiert ist. Es sind das Fourier-Amplitudenspektrum und die maximale Bodenbeschleunigung als Skalierungsfaktor, die für die Beanspruchung massgebend sind.

Schliesslich zeigt Bild 25 noch den Einfluss einer Erhöhung der maximalen Bodenbeschleunigung $a_{\text{g,max}}$ von $1,8 \text{ m/s}^2$ auf $2,5 \text{ m/s}^2$ beim Taft-Beben. Man erkennt, dass die Staumauer schon nach kurzer Zeit stark beschädigt ist.

Folgerungen

Neue, moderne Modelle und Rechenverfahren und die Benützung von leistungsstarken Grosscomputern erlauben eine verhältnismässig wirklichkeitsnahe Simulation des nichtlinearen dynamischen Verhaltens von Staumauern mit Stausee. Damit ergeben sich neuartige Möglichkeiten zur Abschätzung der voraussichtlichen Wirkung starker Erdbeben.

Verdankungen

Der Verfasser bedankt sich beim Bundesamt für Wasserwirtschaft, Bern, für die stete Förderung des ETH-Forschungsprojektes «Erdbebenberechnung von Staumauern» und bei seinen Mitarbeitern dipl. Ing. G. Feltrin, Dr. B. Weber und Dr. J.-M. Hohberg für die Unterstützung bei der Ausarbeitung dieses Aufsatzes.

Literatur

- [1] Skrikerud, P.: Modelle und Berechnungsverfahren für das Rissverhalten von unarmierten Betonbauten unter Erdbebenbeanspruchung. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 139 (Dissertation), Juni 1983. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [2] Skrikerud, P., Bachmann, H.: Rissbildung in Schwergewichtsmauern unter Erdbebeneinwirkung. «Schweizer Ingenieur + Architekt», Heft 37, 1985.
- [3] Chappuis, P.: Modélisation non-linéaire du comportement du béton sous des sollicitations dynamiques. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 155 (Dissertation), Juni 1987. Birkhäuser Verlag, Basel.

- [4] Wepf, D.: Talsperren-Stausee-Interaction im Zeitbereich basierend auf der Methode der Randelemente. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 159 (Dissertation), Oktober 1987. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [5] Wepf, D., Wolf, J. P., Bachmann, H.: Hydrodynamic-Stiffness Matrix Based on Boundary Elements for Time-Domain Dam-Reservoir-Soil Analysis. «Earthquake Engineering and Structural Dynamics», Vol. 15, 1988, pp. 417–432.
- [6] Feltrin, G., Galli, M., Bachmann, H.: Influence of cracking on the earthquake response of concrete gravity dams with reservoir. Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering (10 WCEE). International Association for Earthquake Engineering (IAEE), Madrid, July 10–24, 1992.
- [7] Hohberg, J.-M.: A Joint Element for the Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Dams. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 186 (Dissertation), März 1992. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [8] Hohberg, J.-M., Weber, B., Bachmann, H.: Erdbebeneinwirkung bei Stauseen. «Schweizer Ingenieur und Architekt», Heft 19, 1992.
- [9] Weber, B.: Rational Transmitting Boundaries for Time-Domain Analysis of Dam-Reservoir Interaction. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 205 (Dissertation), Mai 1994. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [10] Szczesiak, T., Weber, B.: Hydrodynamic effects in a reservoir with semi-circular cross-section and absorptive bottom. «Soil Dynamics and Earthquake Engineering», Vol. 11, 1992. Elsevier Science Publishers Ltd., Barking, England.
- [11] Hall, J. F.: The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams. «Soil Dynamics and Earthquake Engineering», Vol. 7, 1988. Elsevier Science Publishers Ltd., Barking, England.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. Hugo Bachmann, ETH-Hönggerberg, HIL E14.1, CH-8093 Zürich.

Promozione di giovani ingegneri per la sorveglianza delle dighe

Premessa

Oggi in Svizzera ci sono oltre 150 dighe con più di 15 m d'altezza come pure numerosi piccoli sbarramenti che, per ragioni di sicurezza, devono essere sorvegliati e per i quali bisogna provvedere alla manutenzione. Sono ormai trascorsi 20 anni dal periodo 1945–1974, propizio per la costruzione, durante il quale sono stati eretti circa i due terzi di tutte le dighe, come dire più di tre all'anno. Parecchi specialisti del ramo, coinvolti in questo sviluppo, nel frattempo sono pensionati o deceduti. Il fatto che da noi la costruzione di nuove dighe è praticamente conclusa e che all'estero si riscontrano sempre maggiori difficoltà, rende problematica la formazione di un numero sufficiente di specialisti in grado di prendere a carico il notevole parco delle dighe svizzere.

Chi può / deve fare cosa?

1. I proprietari di dighe

Il proprietario di una diga assume la piena responsabilità per la sua sicurezza per cui ha un grande interesse a che la stessa sia garantita. Egli dev'essere consapevole che ciò gli costerà qualcosa. I mezzi necessari dovrebbero essere impegnati nel modo seguente:

- creazione di condizioni di lavoro attrattive e formazione continua (giornate di studio, corsi) per i custodi delle dighe e gli ingegneri sperimentati, fintantoché tali specialisti fanno parte del personale della società proprietaria
- risarcimento a giovani accompagnatori di esperti e occupazione di praticanti
- sostegno alla ricerca e alle indagini particolari anche se di scarsa utilità per il proprietario
- partecipazione a uffici d'ingegneria attivi nel ramo.

Un temporaneo scambio di personale (p. es. ingegneri sperimentati) fra aziende vicine sarebbe più che auspicabile. Il ricorso a professionisti stranieri dovrebbe essere limitato solamente a casi speciali.

2. Le autorità di sorveglianza

Secondo la legge, l'Ufficio federale dell'economia delle acque e prossimamente, per i piccoli sbarramenti, anche le

Nachwuchsförderung für die Talsperrenüberwachung

Ausgangslage

Heute gibt es in der Schweiz mehr als 150 Talsperren von über 15 m Höhe sowie zahlreiche kleinere, die aus Sicherheitsgründen überwacht und unterhalten werden müssen. Seit dem Ende des Talsperrenbaubooms 1945–1974, in welchem zwei Drittel aller Objekte oder mehr als drei pro Jahr erstellt wurden, sind bald 20 Jahre vergangen. Viele Fachleute, die sich damit befasst hatten, sind inzwischen in den Ruhestand getreten oder schon gestorben. Angesichts der heute in der Schweiz praktisch zum Erliegen gekommenen und im Ausland schwieriger gewordenen Bautätigkeit, bereitet die Ausbildung von genügend neuen Fachleuten zur Betreuung des vorhandenen, gewichtigen Talsperrenparks Sorgen.

Wer kann/sollte was tun?

1. Die Werkeigentümer

Der Besitzer einer Talsperre haftet vollumfänglich für ihre Sicherheit und hat daher das grösste Interesse an deren Gewährleistung. Er muss sich bewusst sein, dass ihn das einiges kosten wird. Diese Mittel sollten wie folgt eingesetzt werden:

- Schaffung attraktiver Arbeitsbedingungen und Weiterbildung (Tagungen, Kurse) für Talsperrenwärter und erfahrene Baufachleute (soweit vorhanden)
- Entschädigung jüngerer Begleiter von Experten und Aufnahme von Praktikanten
- Unterstützung von Forschungsprojekten und Spezialuntersuchungen, auch wenn sie für den Werkeigentümer nur mittelbar von Nutzen sind
- Beteiligung an einschlägigen Ingenieurbüros.

Ferner wäre eine gegenseitige Personalausleihe (z. B. erfahrene Baufachleute) zwischen benachbarten Werken erwünscht. Fachleute aus dem Ausland sollten nur in Spezialfällen zugezogen werden.

2. Die Aufsichtsbehörden

Darüber, dass die Werkeigentümer ihre vorerwähnte Verantwortung wahrnehmen, wachen in der Schweiz gemäss Gesetz das Bundesamt für Wasserwirtschaft und dem-