DGEB-Workshop 28. November 2003 in Potsdam, organisiert von der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
DGEB Workshop on 28. November 2003 in Potsdam, organized by German Society of Earthquake Engineering and Structural Dynamics

Neubewertung der Erdbebensicherheit von Talsperren in Deutschland

Assessment of the seismic safety of dams in Germany

K. Meskouris / Chr. Butenweg (Hrsg.)
Aachen 2005

ISBN: 3-930108-08-9
Druck: Druckerei Klinkenberg, Aachen
Telefon: 0241 / 53 39 38

© 2005 / DGEB, Aachen

Vorwort

Am 28. November 2003 fand am GeoForschungsZentrum Potsdam ein Workshop der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) statt, mit dem Thema „Neubewertung der Erdbebensicherheit von Talsperren in Deutschland", organisiert vom GeoForschungsZentrum Potsdam (Prof. Dr. Günter Borm). Zu Beginn des Workshops wurde von Herrn Martin Wieland ein Überblick über den internationalen Stand der Anforderungen zur Erdbebensicherheit von Stauanlagen und deren normative Umsetzung gegeben. Der entsprechende Aufsatz stellt eine Zusammenfassung des auf dem ICOLD-Kongress in Montreal präsentierten General Report und der neuen Schweizer Richtlinie über den Nachweis und die Erdbebensicherheit von Stauanlagen dar. In dem zweiten Vortrag von Herrn Rolf Pelzing wurde das Bemessungskonzept der DIN 19700 in ihrer neuen Fassung und die seismische Gefährdung der Niederrheinischen Bucht vorgestellt. Abgerundet wurde der Workshop durch zwei Vorträge mit praktischen Beispielen zur Erdbebensicherheit bestehender Talsperren. In dem ersten dieser Vorträge stellte Herr Wolfram Kuhlmann die baudynamische Untersuchung von Talsperren des Ruhrverbandes basierend auf experimentellen und numerischen Untersuchungen vor. Es wurden die Ergebnisse von Schwingungsmessungen der Talsperren und die verwendeten Rechenmodelle zur Nachweisführung vorgestellt. Im abschließenden Vortrag berichtete Herr Schwarz über die Anwendung der DIN 19700 auf Thüringer Talsperren.

Der vorliegende Band enthält die schriftlichen Fassungen der gehaltenen Vorträge, in einem Fall ersetzt die eingereichte Zusammenfassung die ausführliche Ausarbeitung. Wir bedanken uns bei allen Autoren für ihre Mitwirkung und bei Frau Schewe, Sekretärin der DGEB, für die Zusammenstellung der Beiträge. Nicht zuletzt sei Herrn W. Schmitz für den Einsatz bei der Erstellung des druckfertigen Manuskripts herzlich gedankt!

K. Meskouris / Chr. Butenweg

Preface

On November 28th, 2003, a DGEB- workshop was held at the GeoForschungsZentrum in Potsdam, organized by the latter (Prof. Dr. Günter Borm), on „Assessment of the seismic safety of dams in Germany". The initial lecture, given by Martin Wieland, presented an overview of the international state-of-the-art for assessing the earthquake safety of dams as well as the corresponding national codes and standards. The pertinent paper gives a summary of the General Report presented at the ICOLD conference in Montreal and the new Swiss standard on the seismic design and verification of dams. The second lecture, given by Rolf Pelzing, dealt with the design concept of the latest version of DIN 19700 and the seismic hazard of the Lower Rhine Embayment. Finally, there were two lectures on practical applications for the safety evaluation of existing dams. The first one, by Wolfram Kuhlmann, presented numerical and experimental investigations of dams operated by the Ruhrverband, such as results of vibration tests and the corresponding numerical models for their interpretation and the carrying out of the safety verification. In the second one Jochen Schwarz reported on the application of DIN 19700 on dams in Thuringia.

This volume consists of the papers presented at the workshop, with an abstract substituting the full-length paper in a single case. The editors express their most sincere thanks to all contributors and especially to Mrs. M. Schewe, DGEB secretary, and Mr. W. Schmitz for their invaluable help in preparing the final manuscript.

K. Meskouris / Chr. Butenweg

Inhaltsverzeichnis / Table of contents

Vorwort III

Internationaler Stand der Anforderungen zur Erdbebensicherheit von Stauanlagen und Realisierung des Nachweises 1
M. Wieland

Erdbebenbemessung von Stauanlagen durch den Geologischen Dienst Nordrhein-Westfalen 25
R. Pelzing

Baudynamische Untersuchung von Talsperren des Ruhrverbandes 37
W. Kuhlmann, V. Bettzieche, F. Roesler, C. Butenweg, C. Könke, K. Meskouris

Seismische Bemessungsgrößen nach DIN 19700 am Beispiel der Thüringer Talsperren 49
J. Schwarz

Veröffentlichungen der DGEB / DGEB Publications 53

Internationaler Stand der Anforderungen zur Erdbebensicherheit von Stauanlagen und Realisierung des Nachweises

Dr. Martin Wieland
Chairman, ICOLD Committee on Seismic Aspects of Dam Design
Electrowatt-Ekono AG, Hardturmstrasse 161, Postfach, CH-8037 Zürich

ZUSAMMENFASSUNG: Eines der vier Hauptthemen, die am 21. ICOLD Kongress in Montreal (2003) diskutiert wurden, befasste sich mit Erdbebenaspekten von Talsperren. Zu diesem Thema wurden 73 Beiträge aus 23 Ländern eingereicht (ICOLD, 2003). Die Beiträge befassten sich mit folgenden Themen: (i) Beobachtungen über das Erdbebenverhalten von Talsperren und seismische Gefährdung, (ii) Erdbebenaspekte von Schüttdämmen inklusive Bodenverflüssigung, (iii) Erdbebenaspekte von Staumauern, und (iv) Seismische Verstärkung bestehender Talsperren und von Nebenanlagen.

Erdbebenaspekte von Talsperren wurden das letzte Mal 1979 an einem ICOLD Kongress diskutiert. Seitdem haben sich die seismischen Bemessungskriterien verändert, Beobachtungen über das Verhalten von Talsperren während Starkbeben konnten gesammelt werden und auf dem gesamten Gebiet des Erdbebeningenieurwesens und der Beurteilung der seismischen Gefährdung sind wesentliche Forschritte erzielt worden. Deshalb war eine umfassende Standortbeurteilung über den Stand der Technik der Erdbebenaspekte von Talsperren angebracht.

Der vorliegende Artikel ist eine Zusammenfassung (i) des General Reports über Erdbebenaspekte von Talsperren, der vom Verfasser am ICOLD Kongress in Montreal präsentiert worden ist und (ii) der neuen Schweizer Richtlinie für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen.

1 Übersicht

1971 verursachte das San Fernando Erdbeben grosse Schäden am Lower San Fernando Damm, einem sog. 'hydraulic fill' Damm, eine Bauweise, die heutzutage nicht mehr verwendet wird. Das Beben verursachte oberhalb eines der Widerlager der 116 m hohen Pacoima Bogenmauer, maximale Bodenbeschleunigungen von 1.2 g, das heisst Spitzenbeschleunigungen, die bis anhin bei Talsperren unbekannt waren. Die Schäden an der Pacoima Mauer waren jedoch gering, was sicher auch auf den relativ tiefen Wasserspiegel im Stausee zurückzuführen war. Dieses Ereignis hatte einen grossen Einfluss auf die Entwicklung von dynamischen Berechnungsmethoden von Staumauern und Schüttdämmen. Speziell in der Beurteilung der Verflüssigungsgefährdung von Schüttmaterialien wurden grosse Fortschritte erzielt. Bis 1971 wurden Staumauern nach der pseudostatischen Methode gegen Erdbeben bemessen, eine Methode, die aus den 1930er Jahren stammte und bei Ingenieuren der Einfachheit wegen immer noch sehr beliebt ist. Dabei wurden die Trägheitskräfte der Mauer sowie die hydrodynamischen Drücke aus dem Stausee als statisch äquivalente Kräfte betrachtet. Bei den Schüttdämmen wurden konventionelle Stabilitätsuntersuchungen durchgeführt, wobei in der potentiellen Gleitmasse statisch äquivalente horizontale Trägheitskräfte angenommen wurden. Die Erdbebeneinwirkung wurde durch einen seismischen Koeffizienten (oft

wurde ein Wert von 0.1 verwendet) charakterisiert. Diese Methoden werden heute als überholt betrachtet, da sie in vielen Fällen zu falschen Ergebnissen führen können.

Für die Erdbebenberechnung von Talsperren sind anspruchsvollere Rechenverfahren erforderlich als bei statischen Einwirkungen, deshalb ist die Entwicklung der dynamischen Berechnungsmethoden eng mit der Entwicklung in der Computertechnik verbunden. Wesentliche Fortschritte sind bei der linear-elastischen dynamischen Analyse von Staumauern erzielt worden, wobei das Zusammenwirken mit der Fundation und dem Stausee ebenfalls modelliert wird. Für Schüttdämme wurde die äquivalente lineare Rechenmethode entwickelt, eine Methode, die in der Praxis weit verbreitet ist und auch heute noch verwendet wird. Verfahren zur nichtlinearen dynamischen Berechnung von Talsperren während einem Starkbeben befinden sich noch im Forschungs- und Entwicklungsstadium. Bei den Staumauern geht es in erster Linie um diskrete Phänomene wie das Oeffnen der injizierten Kontraktionsfugen, die Rissbildung entlang den Arbeitsfugen sowie die Rissbildung im Massenbeton. Bei den Schüttdämmen liegt das Problem im inelastischen dynamischen Verhalten der Schüttmaterialien sowie im Aufbau von Porenwasserspannungen. Auch die dynamische Interaktion zwischen Talsperre und Untergrund ist immer noch ein Problem, das noch nicht zufrieden stellend gelöst worden ist, da die vorhandenen Modelle bisher kaum der Wirklichkeit entsprechen.

Wesentliche Erkenntnisse über die dynamischen Eigenschaften von Schüttmaterialien und den Untergrund konnten aus Versuchen gewonnen werden. Dynamische Materialuntersuchungen gehören jedoch bei den meisten Schüttdämmen zur Ausnahme.

Wie bis anhin ist man auf Beobachtungen über das Verhalten von Talsperren bei Starkbeben angewiesen. Das gilt speziell für die sehr grossen Talsperren und die neuen Talsperrentypen wie ‚roller compacted concrete' (RCC) Staumauern und ‚concrete-faced rockfill' (CFR) Dämme. Starkbeben werden die wirklichen Schwächen und Stärken zeigen, die mit rein analytischen Mitteln nicht erfasst werden können. Solange diese Erfahrung fehlt, muss man sich mit Modellversuchen begnügen. Ein Problem, das näher untersucht werden muss sind die hohen Geschwindigkeitsimpulse der Bodenbewegung die im Nahbereich einer Verwerfung beobachtet wurden.

Erdbeben erschüttern sämtliche Elemente einer Stauanlage, d.h. die Talsperre, den Untergrund der Sperre, den Stausee und die Uferböschungen, die Sicherheitssysteme, das Druckwassersystem, die Nebenanlagen, unterirdische Anlagen, hydromechanische und elektromechanische Komponenten, Leitungen etc. Deshalb führen redundante Systeme nicht automatisch zu einer erhöhten Sicherheit wichtiger Komponenten. Nach dem heutigen Stand der Technik müssen alle diese Elemente eine genügende Erdbebensicherheit aufweisen. Beispielsweise sind für sicherheitsrelevante Komponenten die gleichen seismischen Auslegungskriterien zu verwenden wie für den Talsperre. Für weniger wichtige Nebenanlagen können beim Fehlen von Erdbebenvorschriften, die Bauwerksnormen verwendet werden. Ein wichtiger Punkt ist, dass die Talsperreningenieure, Geotechniker, Hydromechaniker, Elektroingenieure etc. die gleichen Erdbebenbemessungskriterien verwenden. Das ist leider oft nicht der Fall. Bei gewissen Berufsgruppen wird Erdbeben sogar als akzeptiertes Risiko betrachtet und wird deshalb vernachlässigt. Diese Inkonsistenz führt mit dazu, dass eine Stauanlage bereits nach wenigen Jahren aufgerüstet werden muss. Ein Beispiel dafür sind Hochwasserentlastungen auf der Krone von zwei Gewichtsmauern in Neuseeland (Wieland, 2003), die ursprünglich für einen seismischen Koeffizienten von 0.1 ausgelegt worden sind, dabei wurde die dynamische Verstärkung der Bodenbewegung vom Mauerfuss zur Mauerkrone vernachlässigt. Kürzlich wurden diese Hochwasserentlastungen seismisch verstärkt, dabei wurde als Bemessungskriterium eine Horizontalbeschleunigung von 1.9 g verwendet (Fig. 1).

Da aufgrund der technisch überholten Bemessungskriterien die Erdbebensicherheit vieler der bestehenden Talsperren unbekannt ist und da zahlreiche kleine Dämme in armen ländlichen Gebieten (speziell in Indien) von Organisationen und Gruppen erstellt werden, die keine ausreichende Erfahrung im Dammbau haben, ist es unbedingt erforderlich, die Leute zu erreichen, die für diese Projekte verantwortlich sind. Dabei sind die Auslegungskriterien basierend auf Risikobetrachtungen festzulegen. Nach dem Bhuj Erdbeben von 2001 in Indien, wo zahlreiche Schüttdämme beschädigt worden sind (Fig. 2), wurde festgestellt, dass rund 245 Dämme, die Mehrzahl Erddämme mit einer Höhe von weniger als 15 m, verstärkt werden mussten. Da zum Zeitpunkt des Erdbebens alle Reservoirs praktisch leer waren, entstanden keine grösseren Schäden durch austretendes Wasser.

2 Seismische Gefährdung

Die Bestimmung der Bodenbewegung am Standort von wichtigen Infrastrukturprojekten und Projekten mit einem sehr grossen Schadenpotential ist eines der Kernprobleme für die Beurteilung der Erdbebensicherheit. Eine umfassende Zusammenstellung über den Stand der Technik auf dem Gebiet der seismischen Gefährdung findet der Leser in Abrahamson (2000).

Erdbeben können bei Talsperren durch folgende Phänomene Schäden verursachen:

Bodenverschiebungen, die in einer Talsperre, im Untergrund, in Nebenanlagen und Einrichtungen etc. Erschütterungen verursachen.

- Verschiebungen entlang von Verwerfungen in der Talsperrenfundation oder im Stausee, die direkte strukturelle Schäden an einer Sperre verursachen oder zu einem Verlust an Freibord führen können.

- Massenbewegungen in den Stausee, diese verursachen Impulswellen, können den Grundablass verstopfen, etc.

- Normalerweise befassen sich Erdbebenvorschriften nur mit Erdbebenerschütterungen. Diese verursachen Spannungen, Deformationen, Risse, Gleit- und Kippbewegungen von Böschungen bzw. schlanken Bauteilen, Bodenverflüssigung, etc.

Die Gefährdung durch Felsstürze und Rutschungen wird in bergigen Gegenden oft unterschätzt. Beispielsweise ereigneten sich während dem Manjil Erdbeben von 1990 in Iran und dem Chi-Chi Erdbeben von 1999 in Taiwan jeweils mehr als 10'000 Felsstürze. Diese Massenbewegungen können den Zugang zu einer Stauanlage und allfällige Rettungseinsätze stark verzögern. Grosse Felsstürze können auch selber zur Bildung von Stauseen führen wie z.B. der Earthquake Lake, der 1959 durch einen 20 Mm3 Felssturz während des Hebgen Lake Erdbebens in Montana, USA gebildet wurde (ein künstlicher Ausfluss wurde kurz nach dem Beben geschaffen) sowie der Lake Sarez der durch einen Felssturz von 2'200 Mm3 während eines Magnitude 7.4 Erdbebens in 1911 in Tadschikistan entstanden ist (der Damm mit einer Höhe von 650 m steht heute noch und es gibt keinen kontrollierten Ausfluss aus dem Stausee).

Falls sich ein starkes Beben ereignet, das eine nach dem heutigen Stand der Technik dimensionierte Talsperre beschädigen kann, welche dem maximal möglichen Beben (MCE) widerstehen kann, dann ist zu erwarten, dass die Gebäude und Infrastrukturbauten im Bereich der sperre und des Stau-

sees noch starker beschädigt sein werden und dass der Zugang zur Stauanlage stark beeinträchtigt sein wird. (Anmerkung: Im Folgenden wird der Einfachheit halber der Begriff MCE verwendet, um starke Bodenbewegungen zu charakterisieren. MCE steht deshalb auch für das maximale Bemessungserdbeben oder das Sicherheitserdbeben etc.).

3 Maximalwerte der Bodenbeschleunigung

Trotz allen Nachteilen wird der Maximalwert der Bodenbeschleunigung (PGA) immer noch verwendet, um auf einfache Art und Weise eine Aussage über die Stärke der Bodenbewegung an einem bestimmten Standort machen zu können. Es ist jedoch seit langem bekannt, dass zur Bestimmung der dynamischen Antwort einer Staumauer das Beschleunigungsantwort-spektrum eine weit bessere Darstellung der Bodenbewegung ist als der PGA-Wert.

Sehr oft wird die Frage gestellt, welcher Zusammenhang zwischen dem seismischen Koeffizienten und dem PGA-Wert besteht. Die Antwort ist nicht einfach, da der seismische Koeffizient mit der pseudostatischen Berechnungsmethode verknüpft ist und der Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung sowie der PGA-Wert mit einer dynamischen Berechnungsmethode. Die Ergebnisse der entsprechenden Talsperrenberechnungen lassen sich deshalb nicht übertragen auch wenn eine Beziehung zwischen den beiden Grössen erstellt werden kann.

Wenn wir annehmen, dass der seismische Koeffizient in etwa dem Effektivwert der Bodenbeschleunigung entspricht und letzterer mit ca. 2/3 des PGA-Wertes angegeben werden kann (bei einer harmonischen Bodenbewegung ergibt sich ein Wert von 0.71), dann entspricht ein seismischer Koeffizient von 0.1 einem PGA-Wert von 0.15 g. Da in der Vergangenheit Talsperren normalerweise für einen seismischen Koeffizienten von 0.1 ausgelegt wurden, müsste deshalb bei neuen Talsperren ein PGA-Wert des Bemessungsbebens von mindestens 0.15 g verwendet werden. Ein seismischer Koeffizient von 0.1 wurde auch in Gebieten geringer bis mässiger Seismizität verwendet, deshalb sind Talsperren, wo nun der PGA-Wert des MCE unter 0.1 g bis 0.15 g fallen sollte, kritisch zu betrachten. In diesem Zusammenhang ist auch zu erwähnen, dass bereits relativ kleine Erdbeben mit Magnituden um 5.5 und Herd nahe der Erdoberfläche maximale Bodenbeschleunigungen von weit über 0.15 g verursachen können (vgl. hierzu auch Kapitel Starkbebenaufzeichnungen). Derartige Beben können fast überall auftreten.

Der Maximalwert der Bodenbeschleunigung ist von geringer Bedeutung, wenn er durch hohe Frequenzen charakterisiert wird (wie z.B. bei Sprengungen). Bei Erdbebenanregungen mit dominanten Frequenzen der Bodenbeschleunigung von weniger als 10 Hz, ist der PGA-Wert für die Rissebildung vor allem in kleineren Staumauern oder Mauerwerkteilen von Bedeutung.

4 Seismische Risikobetrachtungen

In Gebieten geringer bis mässiger Seismizität ist die Meinung weit verbreitet, dass der Erdbebengefahr zu viel Gewicht beigemessen wird und dass die erdbebensichere Bemessung eher etwas für Japan, Kalifornien, die Türkei, Iran etc. sei. Dies mag in einigen Fällen zutreffen. Tatsache bleibt, dass Talsperren mit einem grossen Schadenpotential in der Lage sein müssen den Bodenbewegungen des MCE zu widerstehen. Dies ist eine konsistente Forderung, da Talsperren auch auf das maximal mögliche Hochwasser ausgelegt werden müssen. Gegen letzte Forderung gibt es kaum Einwände. Bei sehr seltenen Starkbeben kann der PGA-Wert auch in Gebieten, die nicht als Erdbebengebiete bekannt sind sehr hohe Werte annehmen, was aus Fig. 3 für eine Stauanlage in Australien ersichtlich ist. Bei einer Wiederkehrperiode von rund 500 Jahren, was den gängigen Anforderungen für die Bauwerksnormen entspricht, resultiert eine Spitzenbeschleunigung von weniger als 0.1 g. Bei einem Beben mit einer Wiederkehrperiode von 10'000 Jahren steigt der PGA-Wert bereits auf ca.0.4 g an.

Das Erdbebenrisiko für eine Stauanlage ist das Produkt der seismischen Gefährdung (z.B. ausgedrückt als Ueberschreitungswahrscheinlichkeit eines bestimmten PGA-Wertes, etc.) mit der Erdbebenverletzlichkeit einer Stauanlage für eine bestimmtes Gefährdungsniveau und den Konsequenzen des Erdbebenschadens an einer Stauanlage (z.B. Verlust der Verfügbarkeit des Wassers im Stausee, unkontrolliertes Ausfliessen des Stausees, Schäden an Talsperre und Nebenanlagen, etc.). Die direkten Erdbebenschäden an Mensch, Umwelt, Gebäuden, Infrastrukturbauten etc. im Gebiet der Stauanlage müssen in dieser Risikoanalyse nicht berücksichtigt werden, da diese bei tektonischen Beben nichts mit der Stauanlage zu tun haben

Im Fall von Erdbeben, die durch den Stausee ausgelöst werden (sog. Reservoir-triggered Seismicity (RTS)), können jedoch an Gebäuden und Infrastrukturbauten Schäden auftreten. Die Auswirkungen von RTS müssen deshalb in einer Risikobetrachtung berücksichtigt werden.

Im Vordergrund steht jedoch immer die Sicherheit der Talsperre, da die Schäden und Konsequenzen eines Talsperrenbruchs die wirtschaftlichen Schäden des Eigentümers durch den Verlust einer grossen Stauanlage normalerweise bei weitem übersteigen. Deshalb ist bei Risikobetrachtungen immer von einem gefüllten Stausee auszugehen, obwohl bei bestimmten Talsperrentypen (z.B. Bogenmauern) bei leerem Stausee ungünstigere seismische Beanspruchungen auftreten können als bei vollem See.

5 Inelastische Deformationen in Staumauern

Die wenigen Beobachtungen von Erdbebenschäden an Staumauern haben gezeigt, dass die Bodenbewegung im hoch beanspruchten oberen Teil von Staumauern Risse verursacht und zu Bewegungen in den Kontraktionsfugen führt. Diese Risse verlaufen vorzugsweise entlang den Arbeitsfugen im Massenbeton, da die Festigkeit der Arbeitsfugen im Allgemeinen geringer ist als diejenige des Massenbetons. Massgebend für die Risse sind die dynamischen Zugspannungen und die geringe dynamische Zugfestigkeit, die den Wert von ca. 4 MPa kaum übersteigt. Die erdbebenbedingten Druckspannungen stellen kein Problem dar und die Nichtlinearitäten, die bei einem Starkbeben auftreten, sind in erster Linie auf die Rissebildung sowie die Bewegungen in den Rissen und Fugen zurückzuführen. In Fig. 4 sind typische Horizontalrisse entlang den Arbeitsfugen dargestellt, die

1990 während des Manjil Erdbebens im Iran im oberen Teil der Sefid Rud Pfeilerkopfmauer entstanden sind. Alle Horizontalrisse verliefen von der Oberwasser- zur Unterwasserseite.

Sobald ein Betonblock durch Risse und Fugen vom übrigen Teil der Mauer getrennt ist, kann dieser Gleit- und Kippbewegungen erfahren ohne dass das zum Bruch einer Staumauer führt.

Fugen und Risse schützen die ungerissenen Teile einer Mauer vor hohen dynamischen Beanspruchungen. Deshalb treten nur vereinzelte Risse auf. Horizontalrisse sind von Vorteil, da die dynamische Gleitstabilität eines Blockes mit horizontaler Gleitfuge am grössten ist. Die 57 m Lower Crystal Springs Gewichtsmauer bestätigt diese Annahme. Die Mauer befindet sich wenige Kilometer von der San Andreas Verwerfung entfernt und hat die starken Bodenbewegungen des San Francisco Erdbebens von 1906 in Kalifornien schadlos überstanden. Wie aus Fig. 5 ersichtlich, besteht die Mauer aus zahlreichen verzahnten Betonblöcken. Während des Bebens haben sich einige der Fugen geöffnet und gegen Ende des Bebens wieder geschlossen.

Da bisher keine Bogenmauer während eines Erdbebens beschädigt worden ist, gibt es kaum Hinweise über die Schäden, die bei den starken Bodenbewegungen des MCE entstehen können. Es gibt inzwischen doch mehrere experimentelle Untersuchungen aus den USA und China, diese lassen sich jedoch nicht verallgemeinern, da die Modelle und die verwendeten Erdbebenanregungen nur teilweise der Realität entsprechen.

Es ist jedoch aufgrund linear-elastischen Berechnungen klar, dass während einem Starkbeben dynamische Zugspannungen auftreten können, die die Zugfestigkeit von Massenbeton bei weitem übersteigen. Deshalb sind Risse und Fugenbewegungen zu erwarten.

Was die nichtlineare Erdbebenberechnung von Staumauern anbelangt, kann festgestellt werden, dass inzwischen auch in der Praxis das Oeffnen der Kontraktionsfugen berücksichtigt wurde. Dies ist ein gangbarer Weg bevor kompliziertere Modelle verwendet werden können. Rechenmodelle mit verteilten Rissen im Massenbeton (sog. ‚smeared crack models') eignen sich nur zur Lokalisierung von Rissen nicht aber zur Vorhersage des dynamischen Verhaltens einer Mauer nach der Bildung von Rissen.

6 Inelastische Deformationen in Schüttdämmen

Die Beurteilung der Erdbebensicherheit von Schüttdämmen werden normalerweise folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Bestimmung der bleibenden Verformungen am Ende eines Bebens (wichtig für die Bestimmung des Verlustes an Freibord).

- Berechnung der Böschungsstabilität während und nach dem Erdbeben und Ermittlung der dynamischen Gleitverschiebungen von Böschungen.

- Beurteilung des Aufbaus von Porenwasserspannungen im Damm und Untergrund (Bodenverflüssigung).

- Abschätzung des Schadens an Filter-, Drainage- und Uebergangsschichten und Kontrolle ihrer Funktionstüchtigkeit nach einem Erdbeben.

- Abschätzung des Schadens an Dichtungselementen im Damm und der Fundation (Kern, wasserseitige Dichtungselemente aus Beton oder Asphalt, Geomembrane, Dichtungsschirm in Fundation etc.).

- Beurteilung der Verwundbarkeit eines Dammes gegen interne Erosion nach der Bildung von Rissen, Gleitverschiebungen von Böschungen oder geschwächten Materialzonen infolge hoher Schubdehnungen, etc.

Bodenverflüssigung ist in erster Linie ein Problem für Dämme im Bergbau (sog. Tailings Dämme) und für kleine Dämme aus kohäsionslosem, locker gelagertem Material oder Dämme, die auf derartigen Böden stehen (Fig. 2). Wenn die Bodenbewegung genügend stark ist, sind auch andere Schütt- und Fundationsmaterialien gefährdet.

Bei grossen Schüttdämmen basiert die Erdbebensicherheitsbeurteilung vor allem auf den erdbebenbedingten Dammdeformationen. Die Bestimmung der Setzungen von grossen Steinschüttdämmen oder CFR Dämmen ist immer noch sehr approximativ, da die meisten dynamischen Bodenuntersuchungen für Korngrössen von weniger als 5 cm durchgeführt werden. Dies ist vor allem ein Problem bei Steinschüttdämmen und Dämme, die Materialien mit grossen Steinen enthalten, die beim Bau nicht oder nur ungenügend verdichtet werden konnten. Schlecht verdichtete Steinschüttdämme mögen sich wohl stark setzen aber können einem Starkbeben trotzdem widerstehen. Diese Aussage ist jedoch in jedem Fall durch Fachleute zu verifizieren.

Querrisse als Folge von Dammverformungen sind ein wichtiger Faktor, da derartige Risse zum Bruch von Dämmen führen können, die keine Filter-, Drainage- und Uebergangszonen aufweisen oder in Dämmen, wo diese Zonen nicht über den Stauseespiegel hinaufführen oder wo moderne Filterkriterien beim Bau des Dammes ignoriert wurden.

7 Erdbebenaspekte von RCC Mauern

RCC Staumauern sind vorwiegend Gewichtsmauern (oder vereinzelt auch Bogengewichtsmauern) deren Erdbebenverhalten demjenigen von konventionellen Gewichtsmauern entspricht. Hohe Erdbebenbeanspruchungen sind im oberen Teil der Staumauern zu erwarten.

Der Hauptunterschied zwischen RCC und konventionellen Staumauern liegt im unterschiedlichen Verhalten des eingebauten Massenbetons. In RCC Mauern beträgt die Zugfestigkeit in den zahlreichen horizontalen Arbeitsfugen nur einen Bruchteil derjenigen des Grundmaterials. Das bedeutet, dass sich im Falle eines Starkbebens Horizontalrisse entlang einiger dieser Fugen bilden. Zudem werden sich auch Bewegungen entlang von Kontraktionsfugen einstellen. Es ist davon auszugehen, dass sich die Horizontalrisse von der Wasser- zur Luftseite ausdehnen werden. Der obere Teil der Mauer wird deshalb vollständig abgetrennt. Wie bereits im Abschnitt über die inelastischen Verformungen bei Staumauern erwähnt, schützen derartige Risse die anderen Teile der Mauer vor Ueberbeanspruchung. Das dynamische Verhalten eines abgetrennten Betonblockes kann relativ

einfach durch ein Starrkörpermodell bestimmt werden, wo sämtliche Verformungen an den Riss- und Fugenflächen stattfinden.

Das durch ein Starkbeben verursachte Rissebild in einer RCC Gewichtsmauer kann wie dasjenige in der Sefid Rud Pfeilerkopfmauer (Fig. 4) nach dem 1990 Manjil Erdbeben ausschauen.

Basierend auf dieser rein qualitativen Beurteilung kann gefolgert werden, dass das Erdbebenverhalten von RCC Staumauern eher besser ist als dasjenige von entsprechenden konventionellen Mauern, da sich vorzugsweise Horizontalrisse bilden werden, was bei konventionellen Staumauern nicht unbedingt der Fall sein wird. Zudem weisen Blöcke, die durch einen Horizontalriss abgetrennt sind ein besseres dynamisches Verhalten auf, als Blöcke mit geneigter Rissfläche. Zur Bestätigung dieser Hypothese sind jedoch zusätzliche Untersuchungen erforderlich und Beobachtungen über das Verhalten von RCC Mauern während Starkbeben müssten – wenn vorhanden – analysiert werden

8 Erdbebenaspekte von Schüttdämmen mit wasserseitiger Betonabdichtung

Die Schüttdämme mit wasserseitiger Betonabdichtung (CFR Dämme) werden von verschiedenen Fachleuten als die erdbebensichersten Talsperren betrachtet. Im Allgemeinen werden Schüttdämme als zweidimensionale Strukturen analysiert, wobei der höchste Querschnitt verwendet wird. In diesen Erdbebenberechnungen bleiben die dynamischen Biegebeanspruchungen der armierten Betonabdichtung relativ gering.

Oft wird jedoch übersehen, dass die Betonabdichtung für die Erdbebenkomponente in Talquerrichtung im Vergleich zum benachbarten Schüttmaterial als sehr steife Scheibe wirkt, und aufgrund des unterschiedlichen Deformationsverhaltens sowie des unterschiedlichen dynamischen Verhaltens während einem Erdbeben sehr grosse Kräfte anziehen kann. Die Kräfte die vom Schüttmaterial auf die Betonabdichtung übertragen werden können, sind im Prinzip nur durch die Reibung beschränkt. Die daraus resultierenden Scheibenkräfte können Schäden an den Fugen (Abscherungen) und dem Plinth führen, und lokal kann die relativ dünne Betonmembran sogar ausbeulen. Dieses Szenario ist noch eher hypothetischer Natur, da bisher noch keine entsprechenden Beobachtungen von CFR Dämmen vorliegen. Es ist deshalb noch verfrüht anzunehmen, dass CFR Dämme die sichersten Talsperren sind.

9 Erdbebenverstärkung von Talsperren

In Kalifornien wurde in den vergangenen Jahren die Erdbebensicherheit der 1200 Talsperren, die unter Aufsicht des Staates sind sowie von 175 eigenen Talsperren überprüft. Als Folge davon wurde bei 116 Talsperren die Erdbebensicherheit verbessert. Als Sofortmassnahme wurde bei der Feststellung einer ungenügenden Erdbebensicherheit der Stausee teilweise abgesenkt. Die verschiedenen Massnahmen, die getroffen wurden sind in Tabelle1 aufgeführt. Bei mehreren Talsperren war mehr als eine Massnahme erforderlich (Fig. 6).

Tabelle 1: Erdbebenverstärkungsmassnahmen bei 116 Talsperren in Kalifornien (Babbitt, 2003)

Dammanschüttungen (Kronenverbreiterung) oder Abflachung der Böschungen von Erddämmen	34
Vergrösserung des Freibords durch Erhöhung von Schüttdämmen	3
Einbau von Risse hemmenden Zonen (Crack stopper zones)	6
Entfernen und ersetzen von ungeeigneten Materialien im Untergrund und/oder Schüttdämmen	11
Vibroflotation – Vibrationsverdichtung oder dynamische Verdichtung	4
Injektionen in Fundation, Drainagebohrungen oder Bau einer Dichtungswand	11
Umleitungsstollen zubetoniert	2
Staumauern mit Betonpfeilern verstärkt	7
Mehrfachgewölbemauern versteift oder armiert	4
Installation von Vorspannkabeln	3
Erhöhung des Freibords durch Tiefersetzung der Hochwasserentlastung oder Entfernen der Schützen der Hochwasserentlastung, etc.	27
Talsperre entfernt	5
Bau einer Ersatzsperre (z.B. Ersatz durch Wassertanks)	10
Stausee entleert (einige werden als Hochwasserretentionsbecken genutzt)	7
Permanente Restriktionen des Stauziels	12
Temporäre Restriktionen des Stauziels bis zu Fertigstellung permanenter Erdbebenverstärkungsmassnahmen	36
Verbesserung oder Erneuerung der Ablassorgane	21
Ersatz oder Erneuerung der Hochwasserentlastung	2
Total Anzahl Massnahmen (bei einigen Talsperren wurden mehrere Massnahmen getroffen)	205

Diese seismischen Verstärkungsmassnahmen sind kein Ersatz für Sicherheitsorgane in den Talsperren oder für die Notfallplanung und Notfallsysteme bei einem Talsperrenbruch.

Beim 2001 Bhuj Erdbeben in Indien wurden zahlreiche Schüttdämme (vorwiegend Erddämme mit einer Höhe von weniger als 15 m) stark beschädigt. Rund 245 beschädigte Dämme mussten in der Folge verstärkt werden. Umfangreiche Verstärkungsmassnahmen an Talsperren sind zudem aus Neuseeland (Foster et al., 2003), Australien (Davidson et al., 2003), Grossbritannien und verschiedenen Staaten der USA bekannt.

Um das Erdbebenrisiko von Stauanlagen effizient vermindern zu können, ist es aus wirtschaftlichen Gründen äusserst wichtig, dass zuerst die Talsperren mit dem grössten Erdbebenrisiko identifiziert werden. Ein einfaches Verfahren wurde beispielsweise für die Erdbebensicherheitsbeurteilung der Talsperren in Schottland erstellt, das sich auch für Talsperren in anderen Ländern eignet (Morison et al., 2003). Ein ähnliches Verfahren wurde auch in Frankreich verwendet.

Generell darf festgestellt werden, dass sich bereits mehrere Länder mit der Erdbebensicherheit der bestehenden Stauanlagen befassen, befassen wollen oder sich bereits damit befasst haben. Auch in der Schweiz wird man sich in den kommenden Jahren mit dieser Aufgabe befassen.

10 Starkbebenaufzeichnungen

Nach dem Kobe Erdbeben von 1995 wurde entschieden, sämtliche 413 Talsperren (die meisten mit einer Höhe von mehr als 15 m), die im Zuständigkeitsbereich des ‚Ministry of Land, Infrastructure and Transport' in Japan stehen, mit Starkbebengeräten auszurüsten.. 1152 Geräte sind zurzeit in diesen Talsperren installiert, dabei handelt es sich vorwiegend um digitale Geräte. Im Durchschnitt sind drei Geräte pro Sperre installiert, je eines im Freifeld, am Talsperrenfuss und auf der Krone. 236 Geräte in 50 Talsperren sind mit einer gemeinsamen Zentrale verbunden. Bis Ende 2002 wurden an diesen Talsperren 1374 Akzelerogramme mit einem PGA-Wert von mindestens 0.025 g registriert. Diese Information steht allen Interessierten zur Verfügung. Diese Daten wurden bereits statistisch analysiert.

Obwohl die Anzahl Aufzeichnungen an Sperrenstandorten beeindruckend ist, ist doch festzuhalten, dass bei kaum einer der instrumentierten Sperren während einem der Beben Schäden entstanden sind. Aufzeichnungen von Starkbeben analog zum MCE fehlen weitgehend. Die höchsten Beschleunigungen von ca. 2.5 g wurden 1994 während des Northridge Erdbebens im Kronenbereich der Pacoima Bogenmauer in Kalifornien gemessen. Eine systematische Auswertung war jedoch nicht möglich, da die installierten Analoggeräte übersteuerten und die Beschleunigungszeitverläufe deshalb nicht zuverlässig digitalisiert werden konnten. Der Wasserspiegel im Stausee war während des Bebens relativ tief und es entstanden nur relativ geringe Schäden an der Mauer.

Während des 2000 Tottori Erdbebens in Japan wurde auf der Krone der Kasho Gewichtsmauer eine Maximalbeschleunigung von 2.1 g registriert, am Mauerfuss betrug die Spitzenbeschleunigung 0.54 g. Das Beben verursachte keine Schäden an der Mauer. Ein ähnlicher Wert wurde am Mauerfuss der Pacoima Mauer gemessen. Bodenbeschleunigungen um 0.5 g entsprechen an vielen (seismisch aktiven) Standorten den Bodenbewegungen des MCE, deshalb sind derartige Aufzeichnungen äusserst wertvoll.

Die Instrumentierung von grossen Talsperren mit Starkbebengeräten gehört heute zum Stand der Technik.

Wie hoch die PGA-Werte bei mässigen bis mittelstarken Erdbeben sein können ist aus Tabelle 2 ersichtlich. Am 26 Juli 2003 wurden im Norden der Miyagi Präfektur in Japan drei stärkere Erdbeben verspürt mit Magnituden von 5.5, 6.2 und 5.3. Die geringe Herdtiefe von ca. 10 km verursachte starke Erschütterungen an der Erdoberfläche mit maximalen Horizontalbeschleunigungen von 2.04g (Magnitude 5.5. Beben) und maximalen Vertikalbeschleunigungen von 1.27 g (Magnitude 6.2 Beben). Bei diesen Beben gab es keine Todesopfer aber rund 600 Personen wurden verletzt, 318 Gebäude wurden zerstört und 1617 beschädigt

Tabelle 2: Maximale Bodenbeschleunigung in cm/s2 während der drei stärksten Erdstösse des Miyagi Erdbebens vom 26. Juli 2003 in Japan

Standort	Nord-Süd Komponente	Ost-West Komponente	Vertikalkomponente	Epizentraldistanz (km)
Magnitude 5. 5 Beben				
Yamoto	366	476	360	4.1
Naruse	603	2005	584	3.9
Kasimadai	516	489	183	7.6
Nanngou	268	229	226	6.5
Ishinomaki	302	403	107	11.8
Magnitude 6.2 Hauptbeben				
Yamoto	667	850	1242	4.2
Nangou	366	491	193	9.9
Naruse	636	756	923	1.0
Kasimadai	1606	910	492	10.5
Magnitude 5.3 Beben				
Kanan	649	356	499	1.1
Nangou	276	166	126	4.9
Wakutani	255	342	130	6.9
Momou	175	162	150	8.4

Unmittelbar nach den Beben wurden 53 Talsperren inspiziert. Es wurden keine Schäden festgestellt. Die grösste Bodenbeschleunigung wurde am Fuss des Kejonuma Dammes registriert. Diese betrug 179cm/s^2 und auf der Krone wurde ein Wert von 319cm/s^2 gemessen.

11 Ueberblick über die Schweizer Richtlinie für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen

11.1 Ueberblick

Das Bundesamt für Wasser und Geologie, das in der Schweiz für die Talsperrensicherheit zuständig ist hat kürzlich eine Reihe von Richtlinien veröffentlicht, die für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen beachtet werden müssen:

- Sicherheit der Stauanlagen, Version 1.1, November 2002
- Basisdokument zum Nachweis der Erdbebensicherheit, Version 1.2, März 2003
- Richtlinie zum Nachweis der Erdbebensicherheit: Anwendungsbeispiele an Sperren mit kleiner Stauhöhe, März 2003

Diese Dokumente können unter folgender Internetadresse gratis bezogen werden:

http://www.bwg.admin.ch/themen/sperren/d/index.htm

Das Kapitel Erdbebensicherheit der Richtlinie zur Sicherheit der Stauanlagen (Kapitel 8) befasst sich mit folgenden Themen:

1 Grundlagen

1.1 Ziel der Erdbebensicherheitsnachweise

1.2 Talsperrenklassen

1.3 Nachweissituationen

1.4 Anforderungen

2 Nachweisbeben

2.1 Grundsätze (Aktive Verwerfung, Seismische Gefährdung, Eintretenswahrscheinlichkeiten)

2.2 Erdbebenanregung (Spitzenbeschleunigung, Antwortspektrum, Beschleunigungszeitverlauf)

2.3 Baugrund- und Standortverhältnisse (Baugrundklassen, Antwortspektrum für Baugrundklassen B und C)

3 Spitzenbeschleunigungen

3.1 Vorgehen

3.2 Intensitätskarten

3.3 Beschleunigungswerte

4 Berechnungsmethoden

4.1 Staudämme

4.2 Staumauern

5 Sicherheitsnachweise

5.1 Staudämme

5.2 Staumauern

5.3 Andere Nachweise

6 Lastfälle

6.1 Allgemeines

6.2 Staudämme

6.3 Staumauern

Die untenstehenden Abschnitte sind folgender Referenz entnommen: Schweizer Richtlinie für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen, Arbeitsgruppe Richtlinie Erdbebensicherheit von Stauanlagen, Bundesamt für Wasser und Geologie, D-A-CH Tagung 2001, Innsbruck, Sept. 2001

11.2 Grundsätze

Schutzziele

Mit dem Stauanlagensicherheitskonzept werden folgende Schutzziele angestrebt:

- Schutz von Menschenleben und Schutz vor Verletzungen der Unterlieger einer Stauanlage;
- Schutz vor direkten materiellen Schäden der Unterlieger einer Stauanlage und Schutz vor volkswirtschaftlichen Folgekosten.

Sperrenklassen

Als wichtiger Grundsatz gilt es, einheitliche Risikogrenzwerte durchzusetzen. Dieses Ziel wird durch die Einführung von Talsperrenklassen erreicht.

Tabelle 3: Talsperrenklassen Klassen für Talsperren (H=Stauhöhe, V=Stauraum)

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

Die Einteilung in Klassen erfolgt grundsätzlich auf Grund der möglichen Personen- und Sachschäden, die bei einem Versagen der Talsperre zu erwarten sind. Die Verletzbarkeit einer Stauanlage durch die seismische Einwirkung bleibt dabei unberücksichtigt. Bei der Umsetzung stützt man sich auf die Kriterien der Stauanlagenverordnung bezüglich Sicherheitsüberprüfung und Vollzug, und

zwar als Funktion von Stauhöhe und Stauraum (Tabelle 3). Stauanlagen, die nur ausnahmsweise Wasser aufstauen (Rückhaltebecken), werden zum Zweck der Überprüfung der Erdbebensicherheit der Klasse III zugeteilt.

Verhaltensziele

Die Verhaltensziele unter dem Nachweisbeben sind wie folgt:

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

Lokale Schäden, ohne Einfluss auf die Integrität des Bauwerkes, sind tolerierbar. Ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach einem geringeren Erdbeben wird von der Richtlinie nicht gefordert.

Dokumentation und Konformitätserklärung

Das Vorliegen einer ausreichenden Dokumentation ist ein weiterer wichtiger Grundsatz. Dazu gehört eine, von der zuständigen Fachperson unterschriebene, Konformitätserklärung. Dadurch wird bestätigt, dass die vorliegende Richtlinie beim Erdbebennachweis angewendet wurde, und dass die Resultate den gestellten Anforderungen entsprechen. Sind letztere nicht erfüllt, dann ist auch anzugeben, welche Korrekturmassnahmen getroffen werden samt Nachweis deren Wirksamkeit.

Die Anwendung anderer Nachweisverfahren ist zugelassen, vorausgesetzt, dass sie dem Stand der Technik entsprechen. Es ist zu vermerken, dass die festgehaltenen Verfahren und Grenzwerte als Minimalanforderungen zu verstehen sind, die der Ingenieur beim Vorliegen von neueren Erkenntnissen entsprechend anzupassen hat.

Anforderungen an die Fachleute

Die Überprüfung der Erdbebensicherheit der Stauanlagen soll durch Fachleute erfolgen, die über eine den Anforderungen entsprechende Ausbildung und Erfahrung verfügen:

- Sperren der Klassen I und II: Ausgewiesene fachtechnische Ausbildung und Erfahrung im Talsperreningenieur-wesen, in Sicherheitsbelangen der Talsperren und im Erdbebeningenieurwesen;
- Sperren der Klasse III: Bauingenieurausbildung und Erfahrung mit ausgewiesenen Fachkenntnissen im Wasserbau.

11.3 Nachweisbeben

Der Erdbebennachweis erfolgt für ein normiertes Nachweisbeben, das auf einer probabilistischen Betrachtungsweise basiert. Als Ausgangspunkt gelten die üblichen seismologischen Grundlagen.

Die Erdbebenanregung wird prinzipiell durch eine Bodenspitzenbeschleunigung, ein Antwortspektrum und kompatible Beschleunigungszeitverläufe charakterisiert. Als Ausgangslage gilt ein Felsstandort ohne Berücksichtigung allfälliger Standorteffekte.

Eintretenswahrscheinlichkeit und Wiederkehrperiode des Nachweisbebens

Die Eintretenswahrscheinlichkeit wird für einen Zeitraum von 100 Jahren angegeben, ausgedrückt in Form einer Wiederkehrperiode (Tabelle 4).

Tabelle 4: Wiederkehrperiode des Nachweisbebens für verschiedene Talsperrenklassen

Sperrenklasse	Überschreitenswahrscheinlichkeit in 100 Jahren	Mittlere Wiederkehrperiode
I	1%	10'000 Jahre
II	2%	5'000 Jahre
III	10%	1'000 Jahre

Spitzenbeschleunigungen

Die horizontalen Spitzenbeschleunigungen, die den Wiederkehrperioden von 1'000, 5'000 und 10'000 Jahren entsprechen und die für die Nachweise zu verwenden sind, sind als Isolinien in entsprechenden Intensitätskarten wiedergegeben und über Umrechnungen zu erhalten. Sie sind richtungsunabhängig und die vertikalen Spitzenbeschleunigungen können als zwei Drittel der Horizontalkomponente angenommen werden. Es ist darauf hinzuweisen, dass die Intensitätskarten den heute verfügbaren Unterlagen entsprechen. Sie befinden sich zur Zeit in Überarbeitung.

Antwortspektren

Die Antwortspektren sind diejenigen von Eurocode 8. Sie gelten sowohl für die horizontale wie auch für die vertikale Richtung.

Zeitverläufe

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

In Anlehnung zu Eurocode 8 müssen künstlich generierte Beschleunigungszeitverläufe folgende stationäre Dauer aufweisen:

$$T_s[\text{sec}] = 10 + 50\left(\frac{a_h}{g} - 0.1\right)$$; mindestens 10 s

Dabei ist ah die Spitzenbodenbeschleunigung und g die Erdbeschleunigung.

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

11.4 Erdbebennachweise

Dämme

Die Stabilität von einzelnen Dammteilen (Böschungen) ist zu überprüfen. Wird ein Gleiten von solchen Teilen erwartet, ist nachzuweisen, dass im deformierten Zustand die zulässigen Grenzverschiebungen nicht überschritten werden und die Standsicherheit der Anlage noch genügend ist. Insbesondere ist durch ein genügend grosses Freibord ein allfälliges Überströmen des Dammes zu vermeiden.

Betonsperren und gemauerte Sperren

Die minimalen Anforderungen an das Berechnungsverfahren sind abhängig von der Talsperrenklasse. Es gilt grundsätzlich:

- Bei Sperren der Klasse III dürfen empirische Modellierungs- und Verhaltensansätze verwendet werden. Die Materialkennwerte dürfen gestützt auf Erkenntnisse aus der Literatur und aus ähnlichen Objekten geschätzt werden;

- Bei Sperren der Klasse II sind die dynamischen Eigenschaften aus einer sperrenspezifischen Modellierung abzuleiten. Die dynamischen Sperrenbeanspruchungen dürfen durch einfache Methoden bestimmt werden. Die dynamischen Materialkennwerte sind aus sperrenspezifischen statischen Versuchen zusammen mit Erkenntnissen aus der Literatur und aus ähnlichen Objekten abzuleiten;

- Bei Sperren der Klasse I sind sowohl die dynamischen Eigenschaften wie die dynamischen Beanspruchungen durch eine detaillierte Modellierung der Sperre und der Fundation zu bestimmen. Die dynamischen Materialkennwerte sind aus sperrenspezifischen statischen Versuchen zusammen mit Erkenntnissen aus der Literatur und aus ähnlichen Objekten abzuleiten.

Wehre

Der obere Teil der älteren Wehre besteht aus eher schlanken Strukturen, deren Tragverhalten mit demjenigen von Hochbauten verglichen werden kann. Der untere Teil der Wehrpfeiler muss in der

Lage sein, die horizontalen Wasserlasten auf den Pfeiler und die Schützen aufnehmen zu können. Wehre bestehen aus verschiedenen Elementen wie Wehrpfeiler, Wehrschwellen, Wehrbrücke, bewegliche Stauelemente und deren Antriebe.

Wehre und deren Elemente bestehen in der Regel aus unterschiedlichen Materialien, wie Stampfbeton, Massenbeton, Stahlbeton und Baustahl. Dazu ist die Fundation ein wichtiger Bestandteil des Gesamttragsystems.

Es wird ein Verhalten der Wehre unter Erdbebeneinwirkungen angestrebt, das zu keinem Versagen der Wehrpfeiler oder der Abschlussorgane und Nebenanlagen mit unkontrolliertem Wasserabfluss führen kann. Grössere Schäden, bis zu einem Teileinsturz der Strukturteile oberhalb des höchsten Wasserstandes, sind zugelassen, vorausgesetzt, dass die Sicherheitsorgane (Abschlussorgane) nach dem Erdbeben jederzeit weiter betrieben werden können, eventuell unter Zuhilfenahme von Spezialmassnahmen.

- Dem Verhaltensziel entsprechend sind folgende Nachweise zu erbringen:
- Tragsicherheitsnachweis der Tragstruktur;
- Tragsicherheitsnachweis der Stauelemente;
- Stabilitätsnachweis des Wehrs;
- Funktionstüchtigkeit der Sicherheitsorgane.

11.5 Starkbebeninstrumentierung

Die Richtlinie verlangt eine Starkbebeninstrumentierung der Sperren der Klasse I. Dabei sollen die Sperren mit mindestens 3 Starkbebengeräten ausgerüstet sein. Sie sind im freien Feld, auf der Krone und am Sperrenfuss aufzustellen.

11.6 Nachbebenkontrollen

Ziel der Nachbebenkontrollen bei Talsperren ist, allfällige Sofortmassnahmen zum Schutz der Bevölkerung und Sachwerten ergreifen zu können. Dafür müssen Schäden und Änderungen im Verhalten der Anlage nach einem Erdbeben rasch erkannt werden.

Nachbebenkontrollen von unterschiedlichem Detaillierungsgrad und von unterschiedlicher Dringlichkeit erfolgen je nach Stärke der Erdbebeneinwirkung am Sperrenstandort. Die entsprechenden Schwellenwerte sind anlagenspezifisch festgelegt.

Die Festlegung des Umfanges der Inspektionen für die verschiedenen Stufen und deren Vorbereitung sind grundsätzlich Sache des Betreibers bzw. dessen Ingenieurs und allfälligen Experten.

12 Schlussbetrachtungen

Da bisher nur sehr wenige Talsperren starken Erdbeben ausgesetzt waren und deshalb an grossen Talsperren kaum Erdbebenschäden aufgetreten sind, darf nicht geschlossen werden, dass Talsperren generell erdbebensicher seien. Es trifft jedoch zu, dass Talsperren, die nach dem heutigen Stand der Technik gegen Erdbeben ausgelegt sind, auch anderen Einwirkungen und Kräften besser widerstehen können und deshalb sicherer sind. Das Wissen und die Werkzeuge für das erdbebensichere Bauen von Stauanlagen sind im Prinzip vorhanden. Die strukturellen Schwächen von Talsperren bei einem Starkbeben sind jedoch noch zu wenig bekannt, das gilt insbesondere für sehr hohe Talsperren in seismisch aktiven Gebieten, für neue Talsperrentypen wie CFR Dämme und RCC Mauern sowie Talsperren an ‚schwierigen' Standorten. Dass die Erdbebensicherheit von Talsperren nur etwas für die ausgesprochenen Erdbebengebiete wie Japan, Kalifornien, Iran etc. sei und dass zu viel gewicht auf Erdbebensicherheit gelegt würde, ist reines Wunschdenken, das in Gebieten geringer bis mässiger Seismizität noch weit verbreitet ist.

Die Zeiten, wo Erdbebenschäden an Bauwerken als 'höhere Gewalt' und als akzeptiertes Risiko betrachtet wurden, mit der Folge dass Erdbeben bei der Auslegung von Bauwerken sogar ignoriert werden konnten, sind längst vorbei. Auch der Hinweis, dass man in der Vergangenheit mehrere Projekte ohne Berücksichtigung von Erdbeben realisiert hätte und aufgrund der bisherigen Erfahrung die Bauwerke erdbebensicher seien, wie das beispielsweise im Untertagebau der Fall war, hat heute keine Berechtigung. Denn was zehnmal falsch gemacht wurde, wird beim elften Mal nicht automatisch richtig.

Es sollte in der Zwischenzeit allgemein bekannt sein, dass die pseudostatische Berechnungsmethode unter Verwendung eines seismischen Koeffizienten von 0.1 ein veraltetes Bemessungskonzept für Talsperren ist, das in vielen Fällen sogar zu falschen Ergebnissen führt. Ein seismischer Koeffizient von 0.1 war bequem, da in den meisten Fällen der Erdbebenlastfall nicht massgebend war. Wenn man beispielsweise die Böschungsstabilität von Dämmen betrachtet, dann wird man feststellen, dass die kritische pseudostatische Beschleunigung, die zu einer Gleitsicherheit von 1.0 führt, in der Grössenordnung von 0.15 g bis 0.25 g liegt. Wenn nun beim MCE eine Bodenbeschleunigung von 0.3 g zu berücksichtigen ist, was für mehrere Talsperrenstandorte in der Schweiz zutrifft, dann ist klar, dass ein Erdbebensicherheitsnachweis mit der pseudostatischen Methode nicht mehr möglich. Der Wunsch nach tiefen Grundbeschleunigungen ist deshalb verständlich, speziell in Gegenden wo Starkbeben sehr selten sind. Die Verwendung von Beschleunigungswerten des MCE von weniger als 0.1 g bis 0.15 g ist nicht zu empfehlen, da derartige Beschleunigungen nicht einmal einem seismischen Koeffizienten von 0.1 entsprechen, ein Wert der in der Vergangenheit normalerweise bei Talsperren verwendet wurde. Zudem ist zu berücksichtigen dass bei sehr seltenen Starkbeben wie dem MCE weit höhere Spitzenbeschleunigungen auftreten können.

Für das Erdbebenrisiko sind die gleichen Kriterien zu verwenden wie für das Hochwasserrisiko, d.h. beispielsweise Auslegung auf das MCE und das maximal mögliche Hochwasser. Beim Erdbebenrisiko kommen die grössten Beiträge von den stärksten Erdbeben, da die Verletzlichkeit der Talsperren für diese sehr seltenen Ereignisse stark ansteigt.

Eine konservative seismische Auslegung einer Stauanlage ist die beste Versicherung für ein langes Leben.

Einige der Hauptprobleme, die in der Zukunft gelöst werden müssen, sind wie folgt:

- Ueberprüfung der Erdbebensicherheit der bestehenden, grossen Talsperren, die nicht nach dem heutigen Stand der Technik gegen Erdbeben ausgelegt worden sind und Verstärkung der Talsperren mit unakzeptablem Erdbebenrisiko.

- Ueberprüfung und Verbesserung der Erdbebensicherheit von kleinen Dämmen, die nicht von Dammfachleuten erstellt wurden und in Zukunft in grosser Zahl erstellt werden (gilt vor allem für ländliche Gebiete in Entwicklungsländern).

- Konsistente Verwendung von seismischen Bemessungskriterien, die auf Risikoanalysen basieren (gilt für neue und alte Talsperren).

Literatur

[1] Abrahamson N. A. (2000): State-of-the-practice of Seismic Hazard Assessment, Proc. GeoEng 2000, Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering, Vol. 1: Invited Papers, Nov. 2000, Melbourne, Technomic Publications, Lancaster, Pennsylvania

[2] Babbitt D. H. (2003): Improvement of Seismic Safety of Dams in California, Vol. 3, Proc. 21st ICOLD Congress, Montreal, Canada

[3] Davidson R. R., Fox S. D., Cooper B. W. (2003): Seismic Upgrade of Yarrawonga Weir, Vol. 3, Proc. 21st ICOLD Congress, Montreal, Canada

[4] Foster P. F., Black J. C. (2003): Remediation Works at Whakamaru and Roxburgh Dams to Ensure the Seismic Safety of the Spillway Structures, Vol. 3, Proc. 21st ICOLD Congress, Montreal, Canada

[5] ICOLD (2003): Proceedings 21st ICOLD Congress, Montreal, Canada, Vol. 3, Q.83, Seismic Aspects of Dams, ICOLD, Paris

[6] Morison A. C., Dempster K. J., Gallocher S., Bu S. (2003): Use of a Seismic Vulnerability Index for Dams in Scotland, Vol. 3, Proc. 21st ICOLD Congress, Montreal, Canada

[7] Wieland M. (2003): Seismic Aspects of Dams, General Report Q.83, Vol. 3, Proc. 21st ICOLD Congress, Montreal, Canada, pp. 1243-1362

ANMERKUNG

Der vorliegende Artikel basiert auf dem General Report zum Thema 'Seismic Aspects of Dams', der vom Autor für den 21. Internationalen Talsperrenkongresses, der vom 16.-20. Juni 2003 in Montreal, Kanada stattfand, verfasst wurde. Dieser Artikel ist in leicht veränderter form auch in der Zeitschrift wasser energie luft erschienen.

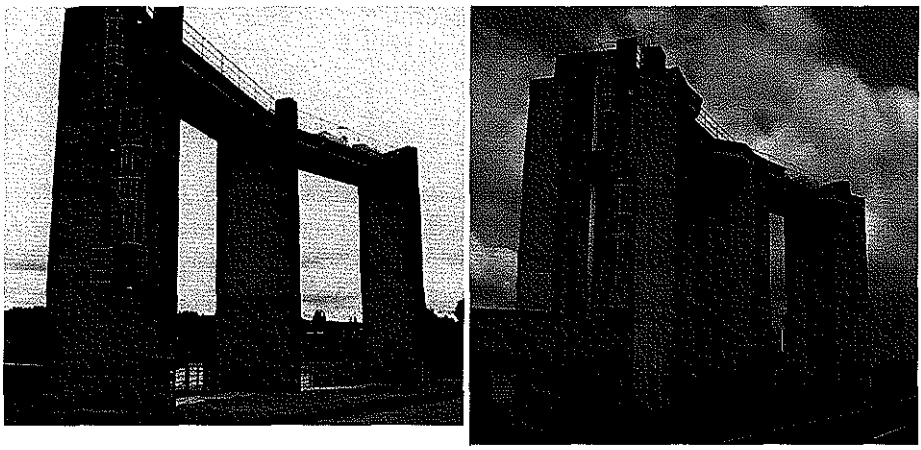

Fig. 1: Verstärkung der Hochwasserentlastung auf der Krone der 56 m hohen Whakamura Gewichtsmauer in Neuseeland (links: ursprüngliche Konstruktion, die 1956 für seismischen Koeffizienten von 0.1 ausgelegt wurde; rechts: verstärkte Konstruktion mit neuem seismischen Bemessungswert von 1.9 g, Fotos P. F. Foster).

Fig. 2: Erdbebenschäden am Shivlakha Damm mit wasserseitiger Rutschung, die während des Bhuj Erdbebens vom 26. Januar 2001 in Indien beschädigt wurden. (insgesamt mussten bei rund 245 Dämmen Reparatur- und Verstärkungsmassnahmen getroffen werden, Fotos Prof. S. K. Jain).

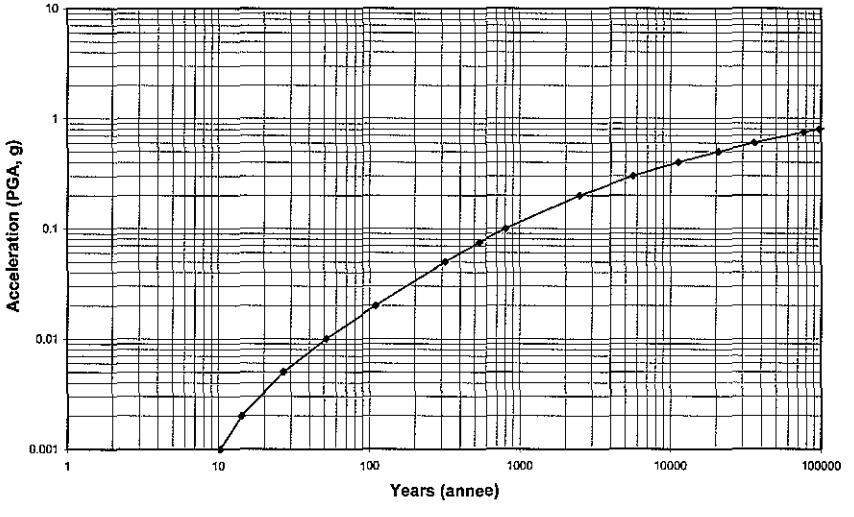

Fig. 3: Seismische Gefährdungskurve für Stauanlage in Australien (Yarrawonga Wehr, Bild S. D. Fox).

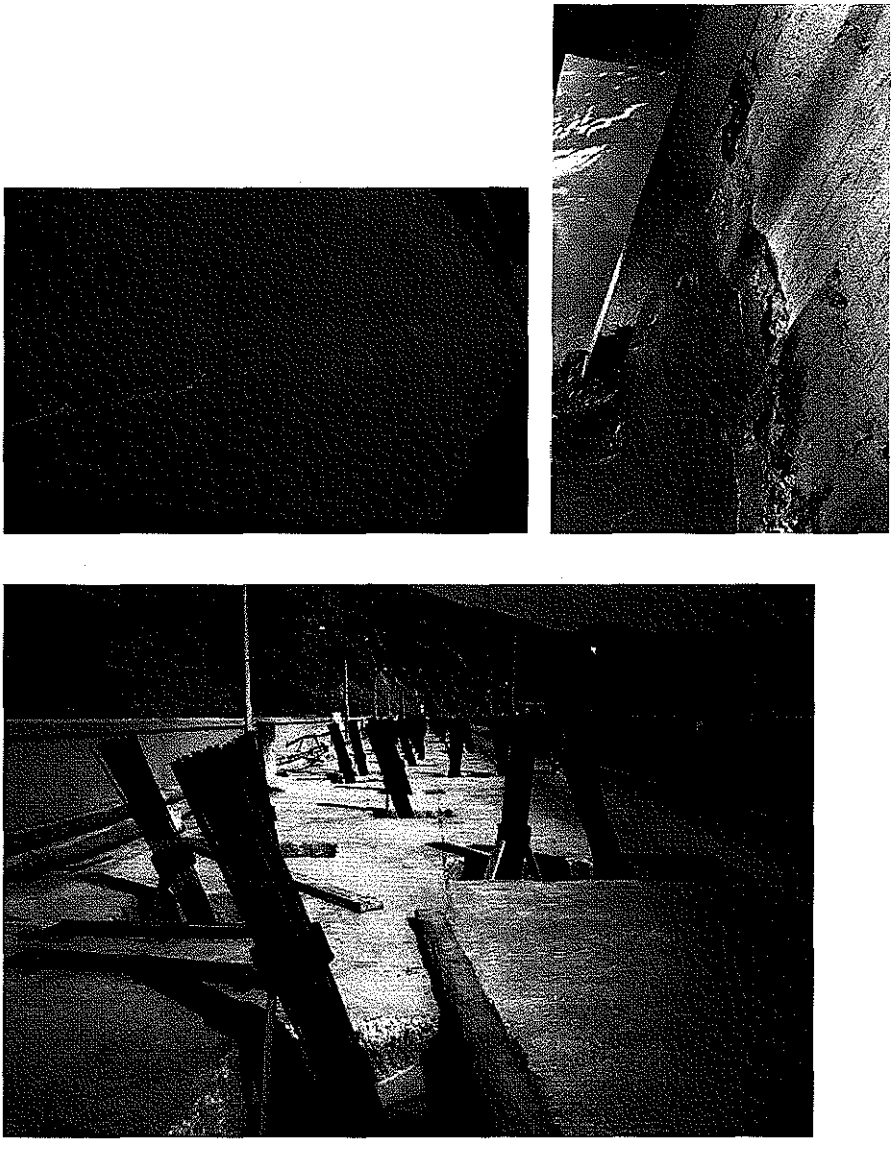

Fig. 4: Horizontalrisse entlang den Arbeitsfugen im oberen Bereich der Sefid Rud Pfeilerkopfmauer, die 1990 während des Magnitude 7.7 Manjil Erdbebens im Nordwesten Irans entstanden (die Risse wurden mit Epoxymörtel ausinjiziert und durch Vertikalvorspannung wurde die Scherfestigkeit verbessert)

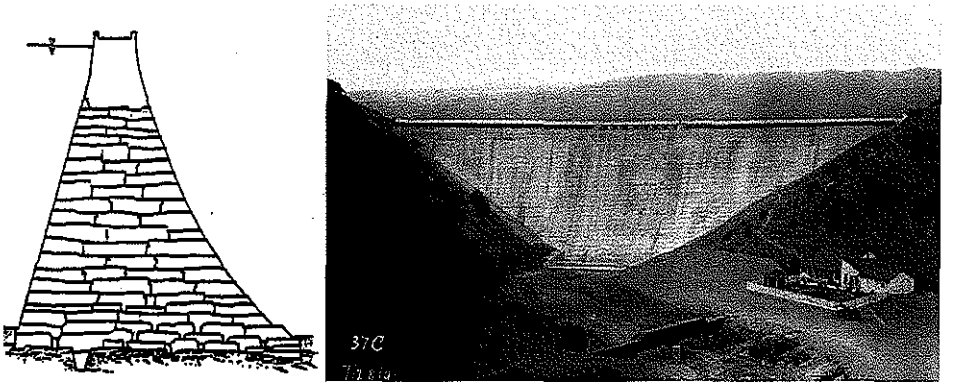

Fig. 5: Lower Crystal Springs Gewichtsmauer in unmittelbarer Nähe der San Andreas Verwerfung hat die starken Erschütterungen des 1906 San Francisco Erdbebens schadlos überstanden. Die 44.5 m hohe Mauer besteht aus verzahnten Betonblöcken und bei starker seismischer Beanspruchung können sich kurzfristig einige der Fugen öffnen. Als 1887 mit dem Bau dieser Mauer begonnen wurde war dies weltweit die grösste Staumauer. Die Mauer wurde 1911 erhöht (Foto City of San Francisco)

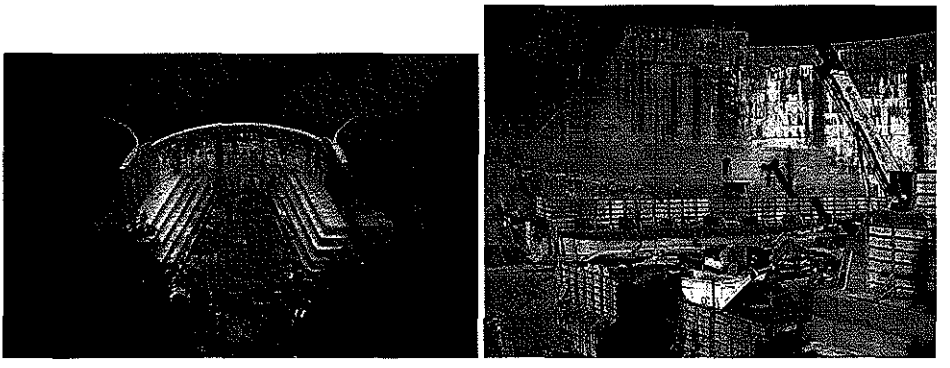

Fig. 6: Erdbebenverstärkung der Weber Gewölbemauer. Verstärkung der Widerlagerpfeiler durch RCC Block, links (Endzustand), rechts: Bauzustand (Fotos D. Babbitt).

Erdbebenbemessung von Stauanlagen durch den Geologischen Dienst Nordrhein-Westfalen

Rolf Pelzing
Geologischer Dienst Nordrhein-Westfalen

Zusammenfassung: Der Geologische Dienst Nordrhein-Westfalen betreibt in der Niederrheinischen Bucht und den angrenzenden Gebieten des Rheinischen Schiefergebirges ein seismisches Netz von derzeit 11 Stationen. Aus den etwa 900 seit Beginn der Registrierung lokalisierten Beben und der historischen Seismizität wird ein Modell des seismischen Potenzials der Region in Form einer Magnituden-Häufigkeitsbeziehung und einer geografischen Bebenverteilung abgeleitet. Darüber hinaus zeigen paläoseismische Untersuchungen, dass an den aktiven Verwerfungen Beben mit Magnituden bis $M_W = 6{,}9$ möglich sind. Deren Auftretensraten werden aus den langfristigen tektonischen Bewegungsraten berechnet, wie sie bei der geologischen Kartierung ermittelt wurden. Die sich hieraus ergebenden Gefährdungskurven an einem vorgegebenen Standort werden mit einer lineare Extrapolation der historischen und rezenten Seismizität verglichen.

1 Grundlagen

1.1 Seismische Überwachung durch den GD NRW

Der Geologische Dienst Nordrhein-Westfalen (GD NRW) betreibt in der Niederrheinischen Bucht und den angrenzenden Gebieten des Rheinischen Schiefergebirges ein Erdbebenstationsnetz von derzeit 11 Stationen (Abb. 1). Die Stationen sind mit Seismometern des Typs Mark L4C bestückt und registrieren mit einer Auflösung von 24 Bit und einer Abtastung von 200 Hz. Einige Stationen sind mit Strong-Motion-Apparaturen ausgerüstet, die Beschleunigungen bis 1 g bzw. 0,5 g registrieren können. Die Geräte der Stationen Ennepetalsperre und Sorpetalsperre gehören dem Ruhrverband, die der Station Urfttalsperre dem Wasserverband Eifel-Rur. Der GD NRW betreut diese Stationen und wertet die registrierten Daten aus.

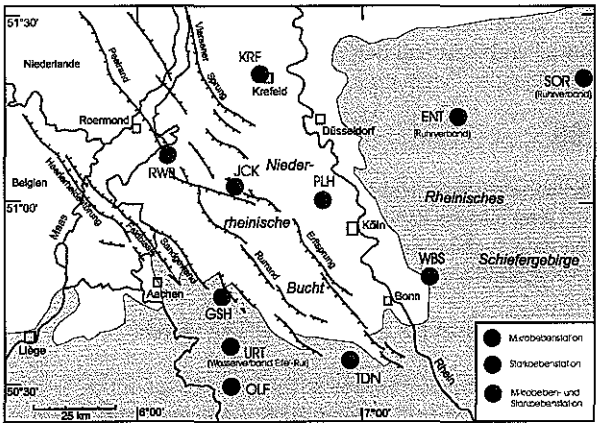

Abbildung 1: Stationsnetz des Geologischen Dienstes Nordrhein-Westfalen. Blau gekennzeichnete Stationen sind mit hochempfindlichen Schwinggeschwindigkeits-Registriersystemen ausgerüstet, rot gekennzeichnete mit Strong-Motion-Apparaturen.

Seit der Einrichtung der ersten Stationen 1980 wurden ca. 900 tektonische Erdbeben im Bereich des Stationsnetzes lokalisiert (Abb. 2). Der Herdtiefenbereich liegt zwischen 5 und 25 km mit einer Häufung von Beben im Bereich 10 bis 15 km. Das stärkste Beben im Zeitraum zwischen 1980 und 2003 war das Beben von Roermond am 13. April 1992 mit der Magnitude M_L = 5,9 (PELZING 1994). Erdbeben vor Beginn der Registrierung durch den GD NRW sind u.a. im Erdbebenkatalog der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe für die Bundesrepublik Deutschland mit Randgebieten (LEYDECKER 1986, 2003) enthalten. Die schadenverursachenden Beben der vergangenen Jahrhunderte nach dem Katalog von Leydecker sind in Abbildung 2 grau dargestellt.

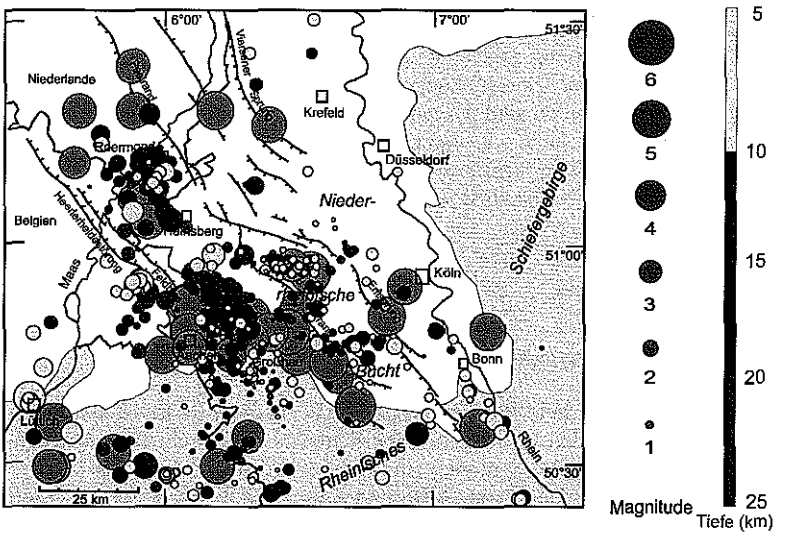

Abbildung 2: Seismizität der Niederrheinischen Bucht. Die vom GD NRW seit 1980 registrierten und lokalisierten Epizentren sind nach Tiefenbereich mit verschiedenen Farben dargestellt, die Schadenbeben aus dem Katalog der BGR (1000 – 1980) grau. Die Größe der Epizentrenkreise entspricht der Magnitude M_L.

Für die Bemessung von Stauanlagen in Nordrhein-Westfalen ist in nahezu allen Fällen die Seismizität in der Niederrheinischen Bucht und den unmittelbar angrenzenden Gebieten von ausschlaggebender Bedeutung. Die folgenden Betrachtungen beschränken sich daher auf dieses Herdgebiet.

1.2 E DIN 19700

Derzeit wird die Erdbebenbemessung von Stauanlagen nach E DIN 19700 „Stauanlagen" durchgeführt. Gemäß Teil 10 „Gemeinsame Festlegungen" vom Juni 2001 ist die Einwirkung von Erdbeben auf Stauanlagen zu untersuchen. Zu erwartende Intensität, Charakteristik und Beschleunigung des Erdbebens sind im Regelfall durch ein seismologisches Gutachten für den jeweiligen Standort festzustellen.
Nachweise gegenüber Erdbeben sind für 2 Erdbebenfälle zu führen:

- Im Erdbebenfall 1 ist ein Betriebserdbeben anzusetzen. Es ist mit einer Intensität anzunehmen, die während der technischen Nutzungsdauer der Stauanlage erwartet wird...

- Im Erdbebenfall 2 ist ein Sicherheitserdbeben anzusetzen, das wesentlich größer als das Betriebserdbeben ist. Es ist mit einer Intensität anzunehmen, die nach wissenschaftlichen Erkenntnissen am Standort der Stauanlage äußerst selten auftreten kann...

Für das Betriebserdbeben sind nach der schriftlichen Fassung des DIN-Entwurfs Beben mit einer mittleren jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit zwischen $2 \cdot 10^{-3}$ (in der Regel bei Talsperren der Klasse 1) und 10^{-2} (in der Regel bei Talsperren der Klasse 2) zu wählen. Auf das Betriebserdbeben wird im Folgenden nicht weiter eingegangen.

Der Entwurf sieht vor, dass für das Sicherheitserdbeben eine mittlere jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit zwischen 10^{-4} (in der Regel bei Talsperren der Klasse 1) und $2 \cdot 10^{-4}$ (in der Regel bei Talsperren der Klasse 2) zu wählen ist. Für die Endfassung ist eine Reduzierung dieser Werte in der Diskussion. Für die Klasse 1 ist danach die Überschreitungsrate $4 \cdot 10^{-4}$ (Wiederkehrperiode 2.500 Jahre) und für die Klasse 2 die Überschreitensrate 10^{-3} (Wiederkehrperiode 1.000 Jahre) anzusetzen. Der Begriff „Sicherheitserdbeben" soll durch „Bemessungserdbeben" ersetzt werden.

Die Erdbebenbemessung von Stauanlagen beinhaltet die Angabe von Standortintensitäten, Spitzen- bzw. Effektivbeschleunigungen und Beschleunigungsspektren. Im vorliegenden Beitrag geht es ausschließlich um die Jährlichkeit des Bemessungserdbebens, deshalb wird im Folgenden nur die Intensität als unabhängige Variable betrachtet. Darauf aufbauend können Beschleunigungen berechnet (z. B. MURPHY & O'BRIEN 1977) und Spektren angegeben werden (HOSSER 1987, E DIN 4149 Oktober 2002). Als Maß für die Erdbebenstärke wird die Intensität nach der MSK-Skala bzw. der neueren EMS 98 (GRÜNTHAL 1998) verwendet.

1.3 Begriffe

In der Diskussion um die Jährlichkeit des Bemessungserdbebens tauchen häufig die folgenden Begriffe auf. In der englischsprachigen Literatur werden – weitgehend übereinstimmend – folgende Definitionen verwendet:

Maximum Credible Earthquake (MCE):

- The maximum earthquake that appears capable of occurring under the known tectonic framework (REITER 1990, KRAMER 1996).
- The largest earthquake that can reasonably be expected to occur based on known geologic and seismologic data (DAY 2002).

Maximum Considered Earthquake (MCE):

- The MCE ground motions are defined as the maximum level of ground shaking that is considered as reasonable to design normal structures to resist... against collapse (LEYENDECKER ET AL. 2000).
- ... taken as shaking with a 2 % chance of exceedance in 50 years (2,500-year return period) (HOLMES 2000).
- ...[provides] collapse protection against the rare, but possible, 2 % in 50 years ground motion (LEYENDECKER ET AL. 2000).

Der Begriff des Maximum Credible Earthquake entstammt der deterministischen Erdbebengefährdungsanalyse. In der probabilistischen Gefährdungsanalyse wird dagegen der Begriff des Maximum Considered Earthquake verwendet. Beide werden häufig mit MCE abgekürzt. Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen den beiden Begriffen besteht darin, dass das Maximum Credible Earthquake die Stärke eines Bebens selbst bezeichnet, während sich das Maximum Considered Earthquake auf die Erdbebeneinwirkung am jeweiligen Standort bezieht. Diese wird über eine Überschreitenswahrscheinlichkeit definiert. In den USA wird hierfür durchgängig ein Wert von 2% in 50 Jahren (Wiederkehrperiode 2.500 Jahre) angesetzt (HOLMES 2000, LEYENDECKER ET AL. 2000, U.S. GEOLOGICAL SURVEY 1996).

2 Vorgehensweise bei der Bemessung

2.1 Berechnung der Standortintensitäten

Der GD NRW hat in der Vergangenheit bereits mehrfach für Stauanlagen die Stärken von Betriebs- und Sicherheitserdbeben ermittelt. Die Datenbasis bilden der Katalog des GD NRW für die Niederrheinische Bucht und angrenzende Gebiete und der Erdbebenkatalog der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (LEYDECKER 1986). Für die teilweise erforderlichen Umrechnungen zwischen M_L und I_0 wird eine Formel aus GRÜNTHAL & WAHLSTRÖM (2003) verwendet (dort Abb. 8d), für die Umrechnung zwischen M_L und M_W die aus Daten des GD NRW ermittelte Beziehung:

$$M_W = 0{,}93 \cdot M_L - 0{,}2 \quad (1)$$

Aus den Epizentralintensitäten I_0 werden von allen Beben, die auf den Standort mit Intensitäten $I \geq 2$ einwirkten, die Standortintensitäten I_{St} nach SPONHEUER (1960) berechnet:

$$I_{St} = I_0 - 1{,}3 \cdot \ln(R/H) - 1{,}3 \cdot \alpha \cdot (R - H) \quad (2)$$

R [km] Abstand Standort – Hypozentrum des Bebens
H [km] Herdtiefe des Bebens
α [^{1}/km] Abminderungskoeffizient (= 0,001)

Die Standortintensitäten werden in Klassen mit einer Breite von 0,2 Intensitätseinheiten aufsummiert und dann von hohen zu niedrigen Intensitätswerten kumuliert. An die daraus resultierenden kumulativen Auftretenshäufigkeit der Intensitäten am Standort wird eine Ausgleichsfunktion der Form

$$N(I_{St}) = N(0) \cdot [\exp(-\beta \cdot I_{St}) - \exp(-\beta \cdot I_{max})] \,/\, [1 - \exp(-\beta \cdot I_{max})] \quad (3)$$

angepasst. N ist die Anzahl der Beben mit der Intensität $\geq I_{St}$ am Standort. Die obere Schranke I_{max} wird vorgegeben bzw. ergibt sich aus Annahmen über die maximal mögliche Seismizität in den Quellregionen (Maximum Credible Earthquake). Aus der Originalkurve oder der Ausgleichskurve werden die kumulativen Intensitätswerte für eine gegebene Wiederkehrperiode ermittelt.

2.2 Zuschlag zur maximalen beobachteten Standortintensität

Die Vorgehensweise wird anhand eines fiktiven Standortes beschrieben, der in Abbildung 4 durch ein rotes Viereck gekennzeichnet ist. Bei Verwendung der Erdbeben seit 1500 ergibt sich für diesen Standort eine maximale Intensität von 5,5 (Abb. 3). Für längere Wiederkehrperioden als 500 Jahre muss die Intensitätskurve zu höheren Jährlichkeiten extrapoliert werden. Eine Möglichkeit ist die lineare Extrapolation zu höheren Intensitäten, eine andere die Vorgabe eines Zuschlags zur maximalen historischen Standortintensität – das entspricht dann I_{max} – und Anpassung einer Funktion nach Abschnitt 2.1. Je nachdem, welchen Wert man für I_{max} wählt, ergeben sich für das Maximum Considered Earthquake Intensitätsunterschiede, die mit der gewählten Wiederkehrperiode deutlich ansteigen (z. B. in Abbildung 3 für 2.500 und 10.000 Jahre).

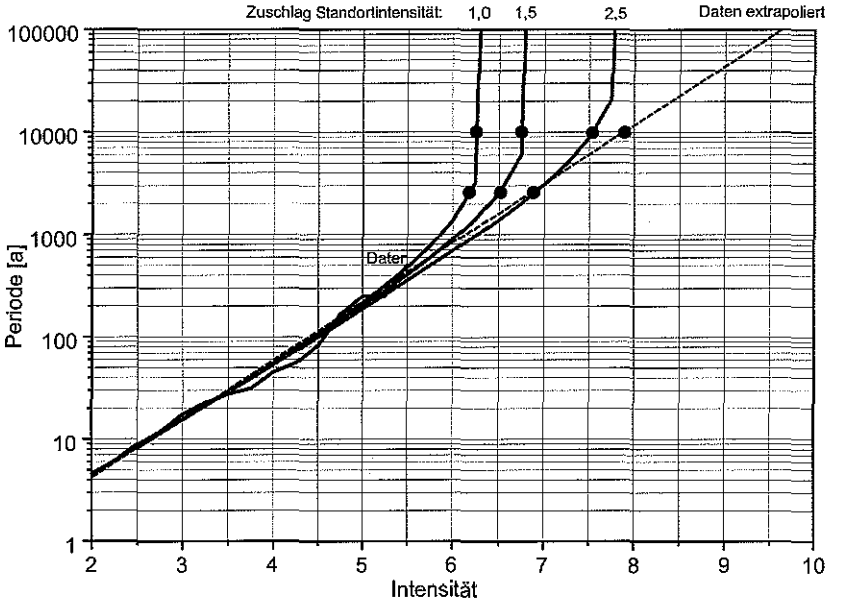

Abbildung 3: Gefährdungskurven basierend auf Katalogdaten (rotbraun) und auf Ausgleichskurven mit Sicherheitszuschlag zur maximalen historischen Standortintensität von 1,0 (grün), 1,5 (blau) und 2,5 (rot), sowie eine lineare Extrapolation der Intensitäten aus den historischen Beben (schwarz gestrichelt).

2.3 Maximale Seismizität der Quellregion

Eine andere Vorgehensweise ist die Abschätzung des maximalen seismischen Potenzials im Herdgebiet. In historischer Zeit stellt das Erdbeben von Düren 1756 das Maximalereignis und somit die Untergrenze des maximal möglichen Bebens (Maximum Credible Earthquake) dar.

Der GD NRW untersucht seit 1999 mit paläoseismischen Methoden, ob es in der Niederrheinischen Bucht in prähistorischer Vergangenheit stärkere Erdbeben gegeben hat als in historischer Zeit (LEHMANN ET AL. 2001). Solche Beben mit längeren Wiederkehrperioden als der Katalogzeitraum wären dann auch für die Zukunft zu erwarten und müssten in Gefährdungsanalysen einbezogen werden. In bisher drei Schürfen am Rurrand, dem Viersener Sprung und dem Feldbiß wurden Versätze von einigen Dezimetern gefunden, die auf schnelle tektonische Ereignisse schließen lassen (Veröffentlichungen sind in Vorbereitung). Eine genaue zeitliche Einstufung dieser Ereignisse liegt noch nicht vor. Wenn es sich dabei um Erdbeben gehandelt hat, liegen deren Momentmagnituden nach WELLS & COPPERSMITH (1994) zwischen 6,4 und 6,9 (±0,1). Diese Ergebnisse stimmen mit Befunden im belgischen Teil der Niederrheinischen Bucht weitgehend überein (Camelbeeck & Meghraoui 1998, Vanneste & Verbeeck 2001, Vanneste et al. 2001).

Aus den Daten des BGR-Katalogs und des Katalogs des GD NRW wird eine kumulative Magnituden-Häufigkeitsbeziehung für die Niederrheinische Bucht abgeleitet:

$$\log[N(M_W)] = a - b \cdot M_W \qquad (4)$$

mit $a = 2{,}0$ und $b = 0{,}8$. Bei Vorgabe einer Maximalmagnitude M_{max} wird sie modifiziert zu

$$N(M_W) = N(0) \cdot [\exp(-\beta \cdot M_W) - \exp(-\beta \cdot M_{max})] \,/\, [1 - \exp(-\beta \cdot M_{max})] \qquad (5)$$

mit $\beta = b \cdot \ln(10)$ und $\ln[N(0)] = a \cdot \ln(10)$. Unter Zugrundelegung dieser Beziehung können die Intensitäten am Standort wie in Abschnitt 2.1 beschrieben berechnet werden. Die räumliche Verteilung der Seismizität wird dabei repräsentiert durch ein System von Gitterzellen á 5· 5 km^2, die je nach Anzahl der Beben in ihnen einen Beitrag liefern und zwar bis zur vorgegebenen Maximalmagnitude (grau in Abb.4).

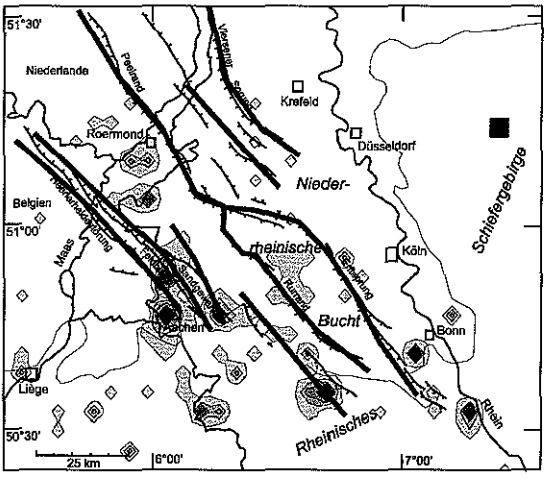

Abbildung 4: Historische und instrumentelle Seimizitätsverteilung in Form von Gitterzellen (grau), aktive Verwerfungen als Quellen charakteristischer Beben (rot). Das rote Viereck ist der Standort.

Diese Vorgehensweise ermöglicht die Extrapolation der Bebenstärken über das historische Maximum hinaus bis zur vorgegebenen Maximalmagnitude. Entsprechend der Entfernung der Zellen zum Standort ergeben sich dort unterschiedliche Intensitäten. In Abbildung 5 sind die kumulativen Gefährdungskurven am Standort für M_{max} = 6,0, 6,5, 7,0 und ∞dargestellt.

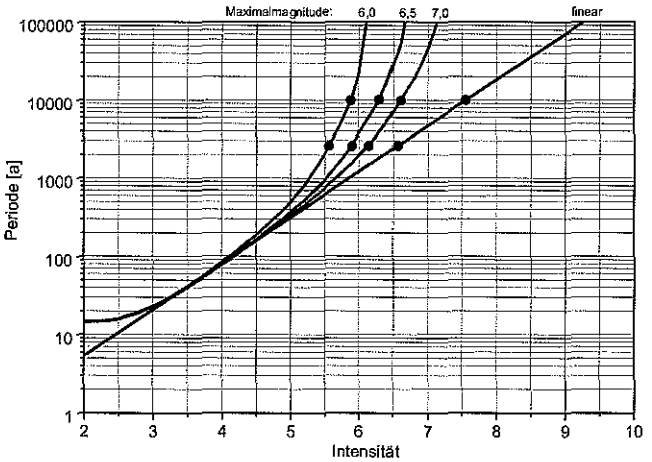

Abbildung 5: Gefährdungskurven für Beben bis zur Maximalmagnitude M_{max} = 6,0 (grün), 6,5 (blau), 7,0 (rot) und ∞(schwarz) an den grauen Gitterzellen in Abbildung 4. Die schwarzen Punkte markieren die Intensitäten bei 2.500 und 10.000 Jahren.

Die Ergebnisse einer Gefährdungsanalyse hängen stark von dem vorgegebenen Wert der Maximalmagnitude ab. Im vorliegenden Fall würde $M_{max} = 6{,}0$ etwa der historischen Seismizität entsprechen, $M_{max} = 7{,}0$ ist eine Abschätzung der Maximalmagnitude aufgrund statistischer Erwägungen mit Daten aus tektonisch vergleichbaren Gebieten weltweit (CORNELL 1994), und $M_{max} \rightarrow \infty$ entspricht einer linearen Extrapolation der historischen Seismizität. Je länger die Wiederkehrperioden sind, desto weiter laufen die Kurven auseinander. So ergeben sich für 10.000 Jahre bei der extrapolierten Kurve erheblich höhere Intensitäten als bei einer durch eine Maximalmagnitude limitierten Kurve. Dementsprechend würde man aus dieser Kurve für 10.000 Jahre einen deutlich überdimensionierten Bemessungswert erhalten. Für 2.500 Jahre sind die Unterschiede geringer. Der entsprechende Intensitätswert der linearen Extrapolation liegt nur gerinfügig niedriger als der 10.000-Jahr-Wert bei $M_{max} = 7{,}0$.

Eine Möglichkeit, eine obere Grenze des seismischen Potenzials festzulegen, ist die Berücksichtigung der langfristigen tektonischen Bewegungsraten an den aktiven Verwerfungen. Bei der geologischen Kartierung sind an vielen Stellen die Versatzbeträge quartärer bzw. holozäner Schichten ermittelt worden. Sie betragen im Mittel 50 µm/a, an einigen Stellen auch bis zu 90 µm/a. Aus den paläoseismischen Untersuchungen kann man schließen, dass alle größeren aktiven Verwerfungen gleich häufig Quellen von Erdbeben im Magnitudenbereich von 6,4 bis 6,9 sein können. Ein vereinfachtes geometrisches Modell der aktiven Verwerfungen ist in Abbildung 4 in rot dargestellt. Die historische und rezente Erdbebentätigkeit wird wie vorher den Gitterzellen nach Abbildung 4 zugeordnet.

In Abbildung 6 ist eine diesem Modell entsprechende Magnituden-Häufigkeitsbeziehung dargestellt. Die rote Kurve stellt die Wiederkehrperioden von Beben in einem Magnitudenintervall von 0,1 Einheiten dar. Der abfallende Teil entspricht der historischen und rezenten Seismizität. Der gleichverteilte Bereich mit Magnituden zwischen 6,4 und 6,9 repräsentiert den aufgrund der Paläoseismik postulierten Bereich charakteristischer Beben an den Verwerfungen. Die blaue Kurve ist die daraus resultierende kumulative Häufigkeitskurve.

Zusätzlich ist in Abbildung 6 die kumulative seismische Verschiebungsrate in grün dargestellt (rechte Y-Achse). Die Häufigkeit der charakteristischen Beben wird so gewählt, dass die kumulative seismische Verschiebungsrate gleich der tektonischen Bewegungsrate ist. Das bedeutet, dass alle Bewegungen ruckartig seismisch ablaufen, kriechende Bewegungen kommen im seismogenen Bereich nicht vor. Wenn eine Rate von 50 µm/a vollständig durch seismische Bewegungen erzeugt wird, tritt bei diesem Modell etwa alle 1.400 Jahre ein Beben im charakteristischen Bereich auf. Beben oberhalb von $M_W = 6{,}9$ sind nicht erforderlich, um die langfristigen tektonischen Bewegungen zu erklären. Beben unterhalb $M_W = 4{,}0$ werden vernachlässigt, da sie nur einen geringen Anteil zur seismischen Verschiebung beitragen. Bei Zugrundelegung dieses Modells kann dann die Erdbebeneinwirkung am Standort berechnet werden. Die entsprechende Gefährdungskurve ist in Abbildung 7 dargestellt.

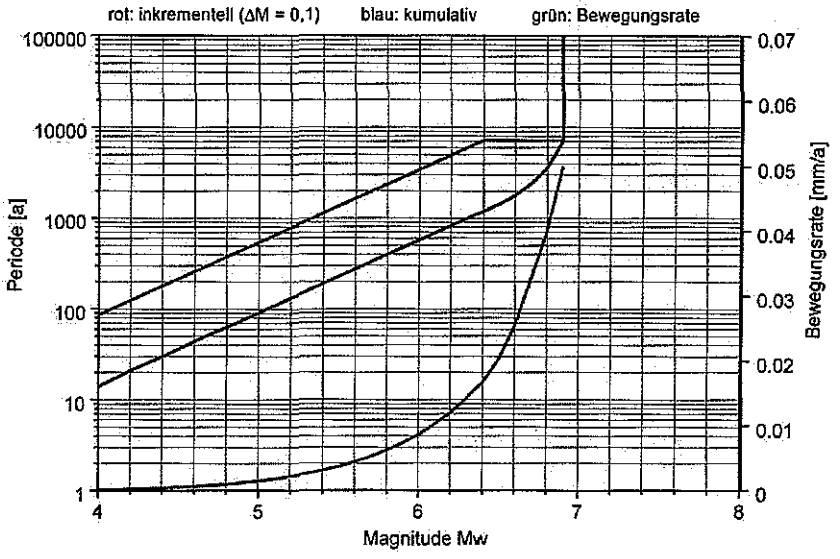

Abbildung 6: Magnituden-Häufigkeitsbeziehung für die Niederrheinische Bucht. Die linke y-Achse gibt den Kehrwert der Häufigkeit an, inkrementell (ΔM=0,1) rot und kumulativ blau. Die grüne Kurve ist die mittlere kumulative Bewegungsrate der aktiven Verwerfungen (rechte y-Achse).

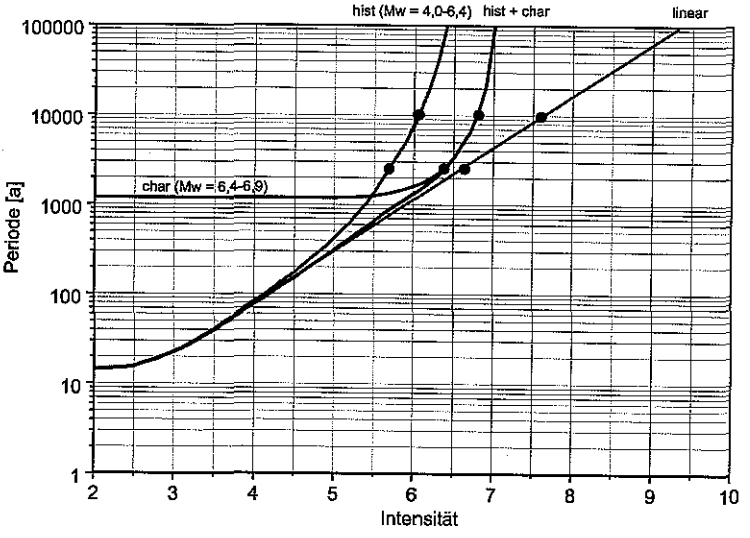

Abbildung 7: Gefährdungskurven für die Magnituden-Häufigkeitsbeziehung in Abb. 6. Der historische (rot, M_W = 4,0 – 6,4) und der charakteristische Anteil (blau, M_W = 6,4 – 6,9) ergeben zusammen die kumulative Gefährdungskurve (schwarz). Die grüne Kurve ist eine lineare Extrapolation des historischen Anteils mit $M_{max} \rightarrow \infty$. Die schwarzen Punkte markieren die Intensitäten bei 2.500 und 10.000 Jahren.

Für den Standort ergeben der historische (rot) und der charakteristische Anteil (blau) zusammen die kumulative Gefährdungskurve (schwarz). Diese Kurve gibt die maximalen Intensitäten wieder, die aufgrund der geologisch-tektonischen Situation in diesem Gebiet und des Seismizitätsmodells nach Abbildung 6 auftreten können. Die grüne Kurve ist eine lineare Extrapolation des historisch-seismischen Anteils mit $M_{max} \rightarrow \infty$. Je länger die Wiederkehrperiode ist, desto weiter laufen die Kurven auseinander. Bei 10.000 Jahren ergeben sich erheblich höhere Intensitäten als bei einer durch maximale Bewegungsraten limitierten Kurve. Würde man für die Bemessung die lineare Extrapolation zugrunde legen, erhielte man für 10.000 Jahre einen deutlich überdimensionierten Bemessungswert. Die Intensität des linearen Verlaufs bei 2.500 Jahren liegt dagegen nur geringfügig oberhalb des Wertes der schwarzen Gefährdungskurve und auch nur geringfügig unter deren 10.000-Jahr-Wert.

3 Schlussfolgerungen

Die vorgestellten Ergebnisse zeigen, das der Verlauf der Gefährdungskurven von dem Wert der vorgegebenen Maximalmagnitude abhängt. Die Intensitätsunterschiede bei verschiedenen Seismizitätsmodellen werden umso größer, je länger die betrachtete Wiederkehrperiode ist.

In der Niederrheinischen Bucht sind aufgrund paläoseismischer Untersuchungen und der geologischen Kartierung die Bewegungsraten der tektonischen Verschiebungen der Größenordnung nach bekannt. Daraus kann man ein Seismizitätsmodell ableiten unter der Worst-Case-Annahme, dass alle Bewegungen ruckartig durch Erdbeben
ablaufen. Für einen beliebigen Standort ergibt sich daraus eine Gefährdungskurve, die die Bemessungsintensitäten für verschiedene Wiederkehrperioden darstellt.

Der Vergleich mit einer linearen Extrapolation der historischen Seismizität für einen exemplarischen Standort zeigt, dass sich aufgrund des Verlaufs der Gefährdungskurve für Wiederkehrperioden von 2.500 Jahren und von 10.000 Jahren keine großen Intensitätsunterschiede ergeben, da die Gefährdungskurve in diesem Intensitätsbereich relativ steil verläuft. Die 2.500-Jahr-Intensität der Extrapolation liegt oberhalb des 2.500-Jahr-Wertes der

durch die Bewegungsrate limitierten Gefährdungskurve und deckt auch deren 10.000-Jahr-Wert ausreichend ab. Analoge Berechnungen für andere Standorte führen im Grundsatz zu vergleichbaren Ergebnissen, d. h. diese Ergebnisse sind unabhängig vom gewählten Standort.

Hieraus lässt sich eine Vorgehensweise ableiten, wenn über die tektonischen Bewegungsraten und das daraus resultierende Seismizitätspotential eines Gebietes keine Informationen vorliegen. Eine lineare Extrapolation der Gefährdungskurve am Standort bis zu einer Wiederkehrperiode von 2.500 Jahren basierend auf der historischen Seismizität stellt für realistisch mögliche Maximalmagnituden in Mitteleuropa in diesem Zusammenhang (DIN 19700) ein ausreichendes Sicherheitsniveau dar. Bei dieser Vorgehensweise ist keine Annahme einer Maximalmagnitude oder ein Zuschlag zur maximalen historischen Standortintensität erforderlich. Sie ist außerdem in Übereinstimmung mit der in den USA üblichen Vorgehensweise, für das Maximum Considered Earthquake eine Wiederkehrperiode von 2.500 Jahren anzusetzen. Eine lineare Extrapolation bis zu 10.000 Jahren würde für alle realistisch denkbaren Fälle ein unnötig überhöhtes Sicherheitsniveau darstellen.

4 Literatur

CAMELBEECK, T. & MEGHRAOUI, M. (1998): Geological and geophysical evidence for large palaeo-earthquakes with surface faulting in the Roer Graben (northwest Europe). – Geophys. J. Int. 132: 347-362.

CORNELL, C.A. (1994): Statistical analysis of maximum magnitudes. – In: The Earthquakes of Stable Continental Regions, Vol. 1: Assessment of Large Earthquake Potential, Electric Power Research Institute Report TR-102261-V1.

DAY, R. W. (2002): Geotechnical Earthquake Engineering Handbook, pp. 5.33-5.41. – McGraw-Hill.

E DIN 4149 Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Oktober 2002.

E DIN 19700 Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Juni 2001.

E DIN 19700 Stauanlagen – Teil 11: Talsperren. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Juni 2001.

GRÜNTHAL, G., ed. (1998): European Macroseismic Scale 1998. - Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 15: 1-99.

GRÜNTHAL, G. & WAHLSTRÖHM, R (2003): An M_w based earthquake catalogue for central, northern and northwestern Europe using a hierarchy of magnitude conversions. – J. Seism. 7: 507-531.

HOLMES, W. T. (2000): The 1997 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. - Earthquake Spectra 16 (1): 101-114.

HOSSER, D. (1987): Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. Ergebnisse einer interdisziplinären Forschungsarbeit. - Bauingenieur, 62: 567-574.

KRAMER, S. L. (1996): Geotechnical Earthquake Engineering, pp. 114-116. – Prentice-Hall.

LEHMANN, K., KLOSTERMANN, J. & PELZING, R. (2001): Paleoseismological investigations at the Rurrand fault, Lower Rhine embayment. – Netherlands Journal of Geosciences / Geologie en Mijnbouw 80 (3-4): 139-154.

LEYDECKER, G. (1986): Erdbebenkatalog für die Bundesrepublik Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 1000 - 1981. – Geol. Jb., E36: 3-83.

LEYDECKER, G. (2003): Erdbebenkatalog für die Bundesrepublik Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 - 2003. – www.bgr.de/quakecat/index.html.

LEYENDECKER, E. V., HUNT, R. J., FRANKEL, A. D. & RUKSTALES, K. S. (2000): Development of Maximum Considered Earthquake Ground Motion Maps. – Earthquake Spectra 16 (1): 21-38.

MURPHY, J. R. & O'BRIEN, L. J. (1977): The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. – Bull. Seismol. Soc. Am. 67: 877-915.

NORDENSON, G. J. P. & BELL, G. R. (2000): Seismic Design Requirements for Regions of Moderate Seismicity. – Earthquake Spectra 16, No. 1: 205-225.

PELZING, R. (1994): Source parameters of the 1992 Roermond earthquake, the Netherlands, and some of its aftershocks recorded at the stations of the Geological Survey of Northrhine-Westphalia. – Geologie en Mijnbouw 73 (2-4): 215-223.

PELZING, R. & LEHMANN, K. & KLOSTERMANN, J. (2000a): Paläoseismische Untersuchungen an der Rurrand-Verwerfung, Niederrheinische Bucht. – In: Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik. D-A-CH-Mitteilungsblatt 19: 8-10.

PELZING, R. & LEHMANN, K. & KLOSTERMANN, J. (2000b): Paleoseismological investigations at the Rurrand Fault, Lower Rhine Embayment, Germany. – In: PALEOSIS – Evaluation of the Potential for Large Earthquakes in Regions of Present Day Low Seismicity Activity in Europe. Final report, project no. ENV4-CT97-0578: 57-70, 7 Abb.; Bruxelles (Commission of the European Communities, DG XII for Science, Research, and Development).

REITER, L. (1990): Earthquake Hazard Analysis – Issues and Insights, pp. 80-82. – Columbia University Press.

SPONHEUER, W. (1960): Methoden zur Herdtiefenbestimmung in der Makroseismik. – Freib. Forsch.-H., C 88: 1-117.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY (1996): National Seismic-hazard Maps: Documentation June 1996. – Open-File Report 96-532.

VANNESTE, K. & VERBEECK, K. (2001): Paleoseismological analysis of the Rurrand fault near Jülich, Roer valley graben, Germany: coseismic or aseismic faulting history? – Netherlands Journal of Geosciences / Geologie en Mijnbouw 80 (3-4): 155-169.

VANNESTE, K. & VERBEECK, K. & CAMELBEECK, T. & PAULISSEN, E. & MEGHRAOUI, M. & RENARDY, F. & JONGMANS, D. & FRECHEN, M. (2001): Surface-rupturing history of the Bree fault scarp, Roer Valley graben: Evidence for six events since the late Pleistocene. – J. Seism. 5: 329-359.

WELLS, D. L. & COPPERSMITH, K. J. (1994): New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. – Bull. Seism. Soc. Am. 84: 974-1002.

Baudynamische Untersuchung von Talsperren des Ruhrverbandes

W. Kuhlmann[*], V. Bettzieche[**], F. Roesler[**], C. Butenweg[*], C. Könke[***], K. Meskouris[*]

[*] *Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen*
[**] *Abteilung Talsperrenüberwachung und Geotechnik, Ruhrverband, Essen*
[***] *Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar*

Zusammenfassung: Die Standsicherheit von Talsperren in Deutschland ist entsprechend der Forderungen der Aufsichtsbehörden unter statischen und dynamischen Lastfällen nach den aktuellen Regelwerken nachzuweisen. Bei den dynamischen Lasten ist auch die Belastung aus potentiell am Standort wirkenden Erdbeben zu berücksichtigen. Die Erdbebenuntersuchungen werden in der Regel mit numerischen Modellen nach dem vereinfachten multimodalen Antwortspektrenverfahren oder mit Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt. Für diese Berechnungen ist die korrekte Abbildung der Randbedingungen und der Masse- und Steifigkeitsverteilung von entscheidender Bedeutung, da durch diese die Berechnungsergebnisse wesentlich beeinflusst werden. Um die Zuverlässigkeit der Berechnungsergebnisse zu gewährleisten ist es notwendig, die Qualität der erstellten Modelle durch einen Vergleich mit gemessenen Eigenfrequenzen zu überprüfen und, falls erforderlich, durch eine Kalibrierung zu verbessern. In dem Beitrag werden die Ergebnisse aus Schwingungsmessungen und numerischen Simulationen am Beispiel der Staumauer der Fürwiggetalsperre und der Staumauer und Schiebertürme der Ennepetalsperre vorgestellt und verglichen.

1 Einleitung

Talsperren sind als übergeordnete Bauwerke mit Versorgungsfunktion für die Bevölkerung nach den aktuellen technischen Regelwerken unter statischen und dynamischen Lasten nachzuweisen. Dabei sind neben den Lasten aus Eigengewicht, hydrostatischem Wasserdruck, Strömungsdruck und Temperatur auch seismische Einwirkungen zu berücksichtigen. Die Ermittlung der Beanspruchung durch seismische Einwirkungen erfolgt hierbei in der Regel auf Grundlage eines numerischen Modells mit dem vereinfachten multimodalen Antwortspektrenverfahren oder mit einer Zeitverlaufsberechnung [1]. Auf Grund der hohen Lebensdauer von mehr als 100 Jahren ist die Erstellung von numerischen Modellen, insbesondere bei älteren Talsperren, mit Unsicherheiten verbunden, da in der Regel nicht alle notwendigen Informationen, wie z.B. die Materialeigenschaften von Steinen und Mörtel bei Staumauern aus Bruchsteinen, verfügbar sind. Diese Unsicherheiten in der Modellierung können bei baudynamischen Untersuchungen zu einer nicht korrekten Beurteilung der vorhandenen Standsicherheit führen. Eine Möglichkeit die erstellten numerischen Modelle zu überprüfen, besteht im Vergleich zwischen numerisch ermittelten mit vor Ort gemessenen Eigenfrequenzen. Aus diesem Vergleich lassen sich auch Strategien zur Kalibrierung der Modellparameter entwickeln.

Im Folgenden werden die Ergebnisse aus Schwingungsmessungen und numerischen Simulationen für die Staumauer der Fürwiggetalsperre und der Staumauer und Schiebertürme der Ennepetalsperre vorgestellt und miteinander verglichen. Im hier präsentierten ersten Schritt werden diese Ergebnisse noch nicht dazu verwendet, um eine Kalibrierung der numerischen Modelle durchzuführen.

2 Fürwiggetalsperre

2.1 Allgemeines

Bei der Staumauer der Fürwiggetalsperre handelt es sich um eine Schwergewichtsmauer aus Grauwackegestein mit einem Intze-Keil. Der Untergrund besteht aus Fels. Die Staumauer ist im Grundriss leicht gekrümmt und die Kronenlänge der Mauer beträgt 166,0 m. Im Tal liegt das max. Stauziel bei 29,00 m, der Mauerkopf befindet sich 29,60 m über der Sohlfuge. Der Regelquerschnitt der Fürwiggetalsperre ist in Bild 1a, ein Lageplan der Staumauer im Grundriss in Bild 1b dargestellt. Im Grundriss ist die Lage der zwei Schiebertürme für den Wasserablass gut zu erkennen.

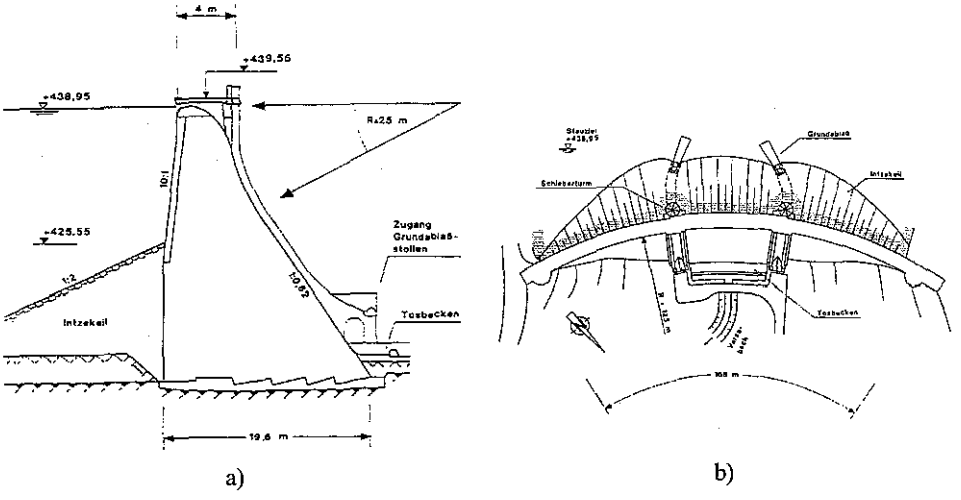

Bild 1: Regelquerschnitt (a) und Lageplan (b) der Fürwiggetalsperre.

2.2 Staumauer

2.2.1 Numerische Untersuchungen

Die baudynamischen Untersuchungen der Staumauer wurden an einem zweidimensionalen Finite-Elemente Modell durchgeführt, in dem der Regelquerschnitt der Staumauer mit Elementen im ebenen Dehnungszustand diskretisiert wurde. Die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion erfolgte durch die Abbildung des Untergrundes bis zu einer Tiefe von 60 m und 60 m beiderseits des Mauerfußes (Bild 2).

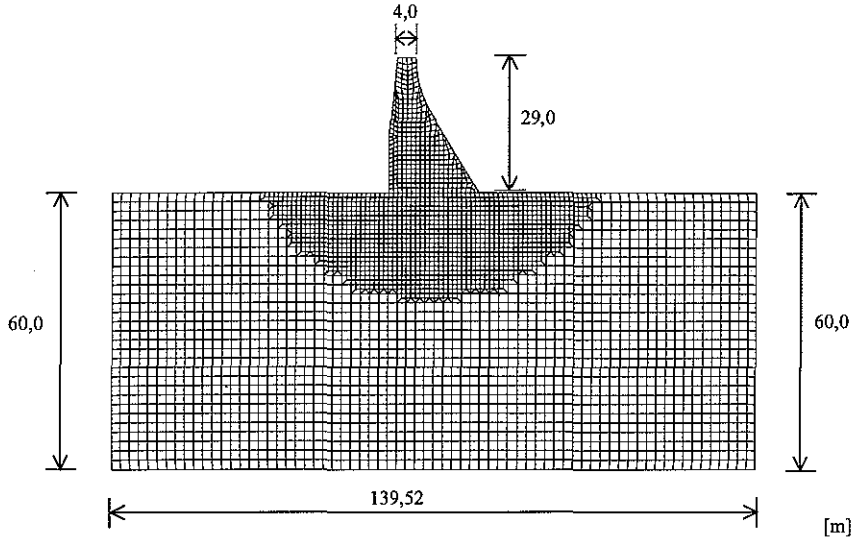

Bild 2: Finite-Elemente Modell der Staumauer mit Untergrundausschnitt.

Die seitlichen Ränder des Untergrunds wurden als horizontal verschieblich und vertikal unverschieblich angenommen. Entlang der unteren Berandung wurden alle Knoten in jeder Richtung als unverschieblich angenommen. Der wasserseitige Intze-Keil wurde bei der Modellierung vernachlässigt und es wurde konservativ unterstellt, dass die Wand bis zur Sohlfuge mit Wasserdruck beaufschlagt ist und hydrodynamische Effekte wirksam werden. Zur Berücksichtigung der hydrodynamischen Effekte im Erdbebenfall wurden an der Mauer Zusatzmassen angeordnet. Die Massen wurden nach der Theorie von Westergaard [2] ermittelt und als konzentrierte Massen, die in horizontaler Richtung schwingen, in den FE-Knoten auf der Wasserseite angesetzt. Die Dämpfung wurde nach Petersen [3] für Natursteinmauerwerk mit Verbindungsmitteln mit 10% angesetzt. Für die Berechnungen wurden die folgenden Materialparameter angesetzt:

Staumauer:	E_{dyn} =	$1{,}0 * 10^7$ kN/m^2	dynamischer E-Modul
	ν =	0,25	Querdehnzahl
	ρ =	2400,0 kg/m^3	Dichte
Untergrund:	E_{dyn} =	$1{,}3 * 10^7$ kN/m^2	dynamischer E-Modul
	ν =	0,35	Querdehnzahl
	ρ =	2400,0 kg/m^3	Dichte

In der Berechnung nach dem Antwortspektrenverfahren wurden die ersten 10 Eigenfrequenzen (Tabelle 1) berücksichtigt.

Tabelle 1: Berechnete Eigenfrequenzen der Staumauer.

Eigenfrequenz [Hz]	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
volles Becken	4,63	6,11	9,72	11,75	11,86	13,51	14,49	17,68	18,39	19,50
leeres Becken	5,44	6,82	9,73	11,87	12,27	14,51	15,54	17,95	18,64	19,55

2.2.2 Schwingungsmessungen

Zur Verifizierung der berechneten Eigenfrequenzen wurden Schwingungsmessungen an der Talsperre durchgeführt, bei denen ein triaxialer Beschleunigungsaufnehmer mit integriertem Messverstärker verwendet wurde. Die Daten werden über eine 4-Kanal Messkarte mit einem tragbaren PC aufgezeichnet und ausgewertet.

Der Beschleunigungsaufnehmer wurde mittig auf der Fahrbahnoberfläche der Staumauer positioniert, wobei die Ausrichtung des Beschleunigungsaufnehmers so gewählt wurde, dass die x-Richtung senkrecht zur Staumauer und die y-Achse in Richtung der Staumauer weist.

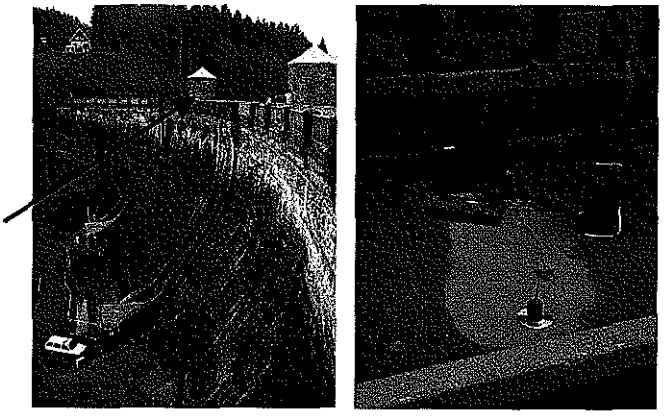

Bild 3: Messaufnehmer, Messrechner und seine Positionierung.

Die Schwingungen werden in Folge ambienter Erregung gemessen. Die Anregung durch die stets vorhandene Mikroseismizität reicht bei hohen Bauwerken aus, um bei der Schwingungsmessung ein verwertbares Signal zu erhalten. Die natürlich vorhandene dynamische Erregung entspricht bekanntlich einem Breitbandrauschen, aus dem das Tragwerk die in der Nähe seiner Eigenfrequenzen vorhandenen Frequenzanteile bevorzugt aufnimmt und in Bewegungsenergie umsetzt. Die Messungen in der Mitte der Staumauerkrone ergaben das in Bild 4 dargestellte Frequenzspektrum in x-Richtung.

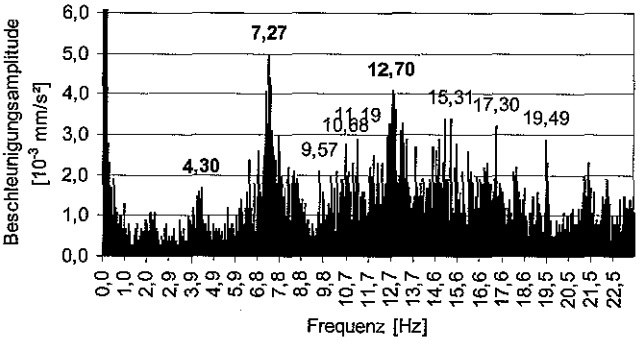

Bild 4: Frequenzbereich der Staumauer der Fürwiggetalsperre.

Die ersten Eigenfrequenzen der Staumauer liegen bei 4,3 und 7,3 Hz, eine weitere deutliche Eigenfrequenz liegt bei 12,7 Hz. Es sind deutlich auch höhere Eigenfrequenzen zu erkennen, wobei es im Rahmen der messtechnischen Genauigkeit nicht mit Sicherheit möglich ist, jedem der Peaks eine Eigenfrequenz zuzuordnen.

Tabelle 2: Gemessene Eigenfrequenzen der Staumauer der Fürwiggetalsperre (in x-Richtung).

Eigenform Nr.	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
Eigenfrequenz [Hz]	**4,3**	**7,3**	9,6	10,7	11,2	**12,7**	15,3	17,3	19,5

In der y-Richtung, die hier nicht näher erläutert wird, ergaben sich nur undeutlich auszumachende Eigenfrequenzen, wobei im Bereich zwischen 12 und 15 Hz ein verschwommener Peak vorliegt.

2.2.3 Vergleich von Messung und Simulation

Der Vergleich zwischen den Messergebnissen und den berechneten Eigenfrequenzen liefert folgende prozentuale Abweichungen:

Tabelle 3: Vergleich zwischen Messung und Berechung (in x-Richtung).

Eigenfrequenz [Hz]	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Abweichung [%]	7,1	-19,5	1,2	8,9	5,6	6,0	-5,6	2,1	-	0,0

Es zeigt sich zum einen, dass sich 9 der 10 ersten gemessenen Eigenfrequenzen den berechneten Eigenfrequenzen zuordnen lassen, nur zur 9. berechneten Eigenfrequenz korrespondiert kein Messwert. Zum anderen liegen die Abweichungen der Eigenfrequenzen außer bei der zweiten Eigenfrequenz stets unter 10%. Somit besteht eine gute Übereinstimmung zwischen den Mess- und Berechnungsergebnissen.

3 Ennepetalsperre

3.1 Allgemeines

Die Ennepetalsperre wurde in den Jahren 1902 bis 1904 erbaut und sichert mit einen Stauinhalt von 12,6 Millionen m^3 die Versorgung des Ennepe-Ruhr-Kreises (Bild 5).

Bild 5: Luftbild der Ennepetalsperre.

3.2 Staumauer

3.2.1 Numerische Untersuchungen

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen entsprechen dem in Abschnitt 2 vorgestellten Vorgehen bei der Fürwiggetalsperre. Deshalb werden an dieser Stelle direkt die Ergebnisse der in [4] berechneten ersten zehn Eigenfrequenzen (Tabelle 4) dargestellt. Dabei wird zwischen voller und leerer Talsperre unterschieden, außerdem sind die effektiven Massen der Eigenfrequenzen angegeben. Es zeigte sich, dass die Modellierung des Bodens einen erheblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat.

Tabelle 4: Berechnete Eigenfrequenzen und effektive Massen der Staumauer [4].

Eigenfrequenz [Hz]	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
10%, leer	3,02	**5,31**	7,05	7,84	8,99	10,6	12,1	13,4	14,7	15,6
Eff. Masse, hor.	6	**74**	3	2	0	0	0	1	0	2
10%, voll	2,64	**4,98**	6,33	7,75	8,97	9,8	11,8	12,3	14,4	15,4
Eff. Masse, hor.	9	**61**	15	0	0	0	1	1	0	1

3.2.2 Schwingungsmessungen

Die Messungen an der Ennepetalsperre wurden analog zur Messung an der Fürwiggetalsperre (s. Kap. 2.2.2) durchgeführt. Aus den Messungen ergaben sich die in Bild 6 und Bild 7 dargestellten Frequenzspektren senkrecht und parallel zur Staumauer. Tabelle 5 fasst die gemessenen Eigenfrequenzen senkrecht zur Staumauer zusammen.

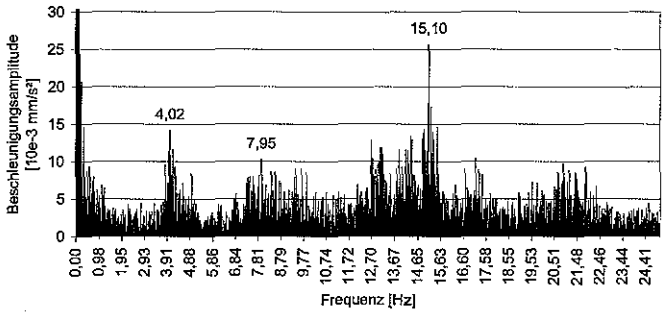

Bild 6: Frequenzspektrum der Ennepetalsperre senkrecht zur Staumauer.

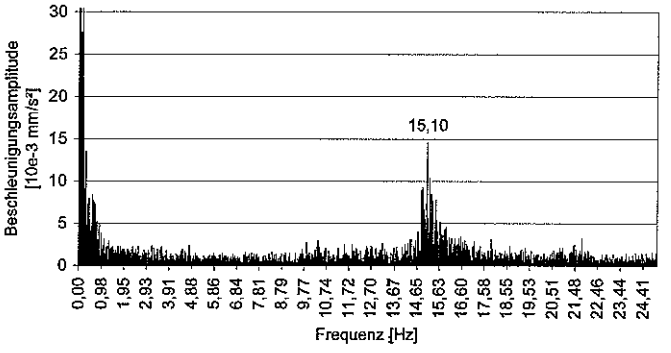

Bild 7: Frequenzspektrum der Ennepetalsperre parallel zur Staumauer.

Tabelle 5: Gemessene Eigenfrequenzen der Staumauer der Ennepetalsperre (in x-Richtung).

Eigenfrequenz [Hz]	**1**	**2**	**3/4**	**5/6**	**7/8**	**9**	**10**
Talsperre gefüllt	-	**4,02**	7,95	9,67	13,1	14,2	15,1

3.2.3 Vergleich von Messung und Simulation

Im Fall der Ennepetalsperre ist es nicht möglich, die gemessenen Eigenfrequenzen den berechneten eindeutig zuzuordnen. Daher wurden die gemessenen, nicht klar separierbaren Peaks der höheren Eigenfrequenzen entsprechend Tabelle 5 den berechneten Eigenfrequenzen zugeordnet.

Die größte Bedeutung kommt in diesem Fall der der Biegeschwingung der 2. Eigenfrequenz zu, da sie die erste gemessene Eigenfrequenz ist und gleichzeitig von den berechneten Eigenfrequenzen die mit Abstand größte effektive Masse aufweist. Die Abweichung zwischen den gemessenen 4,02 und den berechneten 4,98 Hz liegt bei ca. 20%.

Da im Fall der Ennepetalsperre das Antwortspektrum, mit dem die Erdbebennachweise durchgeführt wurden, einen Plateaubereich von 4-15 Hz besitzt, führen die erläuterten Differenzen nicht zu veränderten anzusetzenden Bodenbeschleunigungen, so dass der Einfluss auf die Berechnungsergebnisse vernachlässigbar ist.

3.3 Schiebertürme

3.3.1 Allgemeines

Die an der Ennepetalsperre vorhandenen Schiebertürme dienten seit jeher zur Aufnahme des Gestänges der beiden Grundablassschieber, so dass deren Bedienung von der Mauerkrone ermöglicht wurde. Im Gegensatz zu vergleichbaren Staumauern war die zusätzliche Funktion als Wasserschloss zum Druckausgleich in der jeweiligen Grundablassleitung bei Betätigung des Schiebers nicht vorgesehen, so dass die Rohrleitung jeweils durch die Sohletage des Schieberturmes direkt zum Anschluss an den Einlaufstollen geführt wurde.

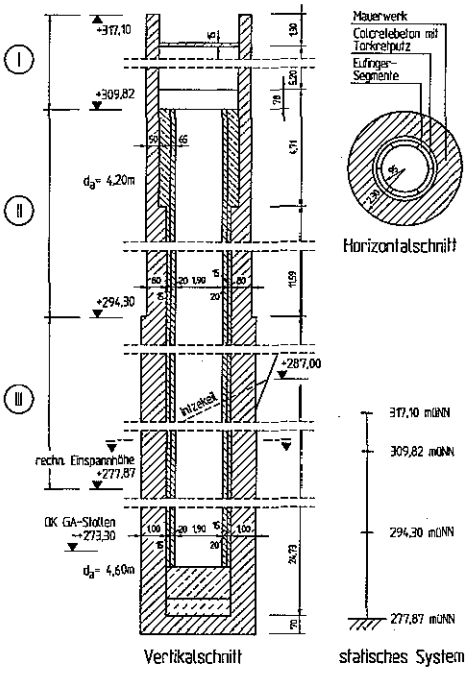

Bild 8: Schnittdarstellung Schiebertürme Ennepetalsperre.

Aufgrund von Undichtigkeiten im Mauerwerk wurden die seinerzeit auch für den Trockenbetrieb vorgesehenen Schiebertürme letztlich als Nasstürme betrieben. Beide etwa 45 m hohen Schiebertürme sind im Jahr 1959 durch die Abdichtung der Wasseraustrittsstellen und den Einbau eines gemauerten Innenrings aus Spezial-Beton-Segmentsteinen der Firma Eufinger saniert worden. Aufgrund dieser Maßnahme hat sich der Innenradius der Türme von 2,60 m auf 1,90 m reduziert.

Nach der Übernahme der Ennepetalsperre durch den Ruhrverband im Jahr 1997 wurde ein umfassendes Sanierungskonzept umgesetzt. Im Rahmen dieser Sanierung wurden die in den Schiebertürmen vorhandenen Grundablassschieber entfernt und durch Absperrklappen in den Grundablassstollen unmittelbar hinter dem so genannten Propfenmauerwerk ersetzt. Zwar haben die Schiebertürme somit ihre eigentliche Funktion verloren und dienen nunmehr ausschließlich zur Aufnahme der Trinkwasserentnahmeeinrichtungen, jedoch hängt von ihrer Standsicherheit die Funktionstüchtigkeit der Grundablässe ab. Im Rahmen der Sanierung war somit ein Standsicherheitsnachweis der beiden aus Grauwacke-Bruchsteinen gemauerten Türme für Erdbebenbelastung zu führen.

3.3.2 Numerische Untersuchungen

Die Untersuchung der Erdbebenbeanspruchung der Schiebertürme erfolgte ebenfalls mit Hilfe des Antwortspektrumverfahrens. Im Rahmen der Untersuchung [5] wurde ausschließlich das Sicherheitserdbeben nachgewiesen. Das zugehörige Antwortspektrum bei einer Dämpfung von 10 % entspricht dem der Staumauer aus Abschnitt 3.2.

Die Berücksichtigung der Belastung aus dem äußeren Wasserdruck geschah über den Ansatz zusätzlicher Wassermassen nach Liaw-Chopra. Theoretische Betrachtungen hierzu sind in [6] zu finden. Es wurde der einfachste Ansatz gewählt, wobei die Abhängigkeit der Zusatzmassen von

den Eigenformen der Struktur unberücksichtigt blieb. Als Turmhöhe wurde nur der mit Wasser benetzte Anteil unterhalb der Stauhöhe berücksichtigt.

Die Belastung aus dem inneren Wasserdruck wurde über den Ansatz zusätzlicher Wassermassen für steife flüssigkeitsgefüllte Behälter (starre Tankwand) nach Housner [7] berücksichtigt. Im Gegensatz zu gewöhnlichen, eher gedrungenen Flüssigkeitstanks sind die Schiebertürme wegen ihrer Höhe als außerordentlich schlank zu bezeichnen. Der konvektive Kraftanteil (aus der Schwappbewegung), welcher ja nur im oberen Bereich entsteht, tritt somit in seinem Einfluss hinter den impulsiven Anteil (aus der Trägheit der Flüssigkeit) zurück. Der Einfachheit halber wurde die konvektive Wassermasse für die Berechnung daher durch zusätzliche impulsive Masse ersetzt.

Die zweidimensionale dynamische Berechnung erfolgte an einem unten eingespannten Biegestab, so dass der Einfluss des Untergrunds vernachlässigt wurde. Wegen der seitlichen Halterung durch die Staumauer im Bereich des Intzekeils wurde als Einspannhöhe ein Drittel der Höhe des Intzekeiles oberhalb des Einlaufstollens gewählt. Eine eventuelle Halterung am oberen Ende durch den Bediensteg von der Mauerkrone blieb unberücksichtigt. Zur Aufnahme der zusätzlichen Wassermassen in den Knotenpunkten wurde das System aus insgesamt 38 Biegestäben diskretisiert.

Für die Berechnung wurden drei verschiedene Szenarien je nach Füllung von Talsperre und Turm untersucht. Zunächst wurden die Eigenfrequenzen ermittelt, wovon die ersten vier jeweils in Tabelle 6 aufgelistet sind. Die erste Eigenfrequenz in vertikaler Richtung bleibt konstant bei 14,9 Hz, da sich zwischen den einzelnen Szenarien nur die horizontalen Zusatzmassen ändern.

Tabelle 6: Berechnete Eigenfrequenzen [Hz] des Schieberturmes.

Nr.	Sperre und Turm entleert	Sperre gefüllt, Turm entleert	Sperre und Turm gefüllt
1	1,18	1,09	1,06
2	6,1	5,4	5,2
3	14,9 (v.)	14,1	13,6
4	16,4	14,9 (v.)	14,9 (v.)

Die Spannungsnachweise des Mauerwerks wurden nach der Überlagerung der statischen Normalkräfte mit den dynamischen Normalkräften und Biegemomenten geführt. In allen drei Fällen traten innerhalb des Schieberturmquerschnitts keine Zugspannungen auf und die größten Druckspannungen lagen deutlich unter den maximal zugelassenen für das Mauerwerk.

3.3.3 Schwingungsmessungen

Zur Überprüfung der Zuverlässigkeit der Modellannahmen in der Berechnung der Schiebertürme wurden an folgenden Stellen im Schieberturm Messungen durchgeführt.

Position 1: im Schieberturm, auf Höhe des begehbaren inneren Plateaus,
Position 2: im Schieberturm, auf Höhe des ersten über die Einstiegleiter zugänglichen Plateaus (ca. 4 m unter dem begehbaren Plateau),
Position 3: im Schieberturm, noch einige weitere Meter unterhalb des ersten über die Einstiegsleiter zugänglichen Plateaus,
Position 4: wie Position 3, jedoch bei geleertem Schieberturm.

Die Ausrichtung des Beschleunigungsaufnehmers wurde erneut so gewählt, dass die x-Richtung senkrecht zur Staumauer und die y-Achse in Richtung der Staumauer weist.

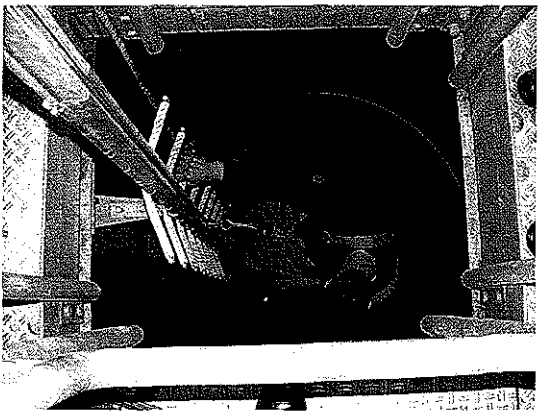

Bild 9: Messung im Inneren des Schieberturms.

Exemplarisch für eine der vier Messpositionen sind die Frequenzspektren des Schieberturms für Position 3 senkrecht zur Staumauer (Bild 10) und parallel zur Staumauer (Bild 11) dargestellt.

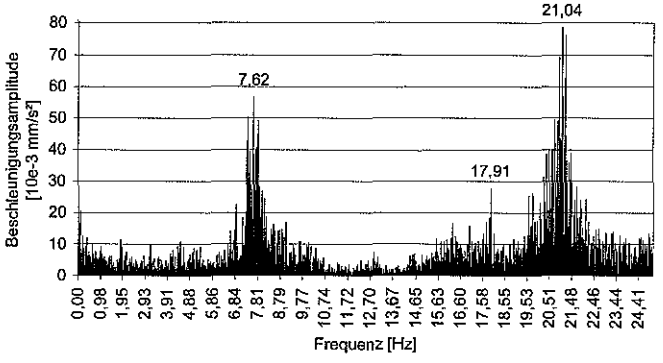

Bild 10: Frequenzspektrum des Schieberturms (in x-Richtung).

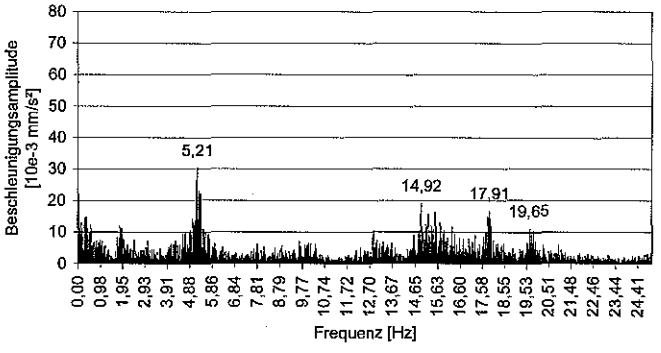

Bild 11: Frequenzspektrum des Schieberturms (in y-Richtung).

In Tabelle 7 und Tabelle 8 sind die an den verschiedenen Positionen gemessenen Eigenfrequenzen zusammengestellt.

Tabelle 7: Gemessene Eigenfrequenzen des Schieberturmes (in x-Richtung).

Eigenfrequenz [Hz]	**1**	**2**	**3**
Position 1	-	-	20,7
Position 2	7,5	16,4	20,9
Position 3	7,6	17,9	21,0
Position 4	7,4	16,3	-

Tabelle 8: Gemessene Eigenfrequenzen des Schieberturmes (in y-Richtung).

Eigenfrequenz [Hz]	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Position 1	5,2	9,5	15,1	17,9	19,3
Position 2	5,3	-	15,1	18,0	19,4
Position 3	5,2	-	14,9	17,9	19,7
Position 4	5,3	-	15,1	-	-

Es wird deutlich, dass die erste Eigenfrequenz in x-Richtung bei 7,5 Hz und in y-Richtung bei 5,25 Hz liegt. Die höhere Eigenfrequenz in x-Richtung ist plausibel, da in x-Richtung durch die Verbindung des Schieberturms mit der Staumauer eine höhere Steifigkeit vorhanden ist.

3.3.4 Vergleich von Messung und Simulation

In Tabelle 9 sind die Ergebnisse der Berechnungen und Messungen für die verschiedenen Füllzustände zusammengestellt.

Tabelle 9: Vergleich der gemessenen und berechneten horizontalen Eigenfrequenzen.

	Eigenfrequenz [Hz]	**1**	**2**	**3**
Berechnung	Sperre und Turm entleert	1,18	6,1	16,4
	Sperre gefüllt, Turm entleert	1,09	5,4	14,1
	Sperre und Turm gefüllt	1,06	5,2	13,6
Messung	Sperre gefüllt, Turm entleert, Pos. 4	-	5,3	15,1
	Sperre und Turm gefüllt, Pos. 3	-	5,2	14,9

Es fällt zunächst auf, dass die erste Eigenfrequenz von etwa 1 Hz nur in der Berechnung auftritt. Diese Eigenfrequenz konnte nicht gemessen werden, da in der Realität offensichtlich eine Verbindung zwischen Staumauer und Schieberturm durch den Bediensteg vorhanden ist, die einen wesentlichen Einfluss auf die Eigenfrequenzen hat. Bei der zweiten Eigenfrequenz zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Mess- und Berechnungsergebnissen.

Wegen der durch die Modellbildung bedingten Abweichungen zwischen der gemessenen und berechneten ersten Eigenfrequenz wurden weitergehende Betrachtungen durchgeführt. Die von 1,06 auf 5,2 Hz erhöhte erste Eigenfrequenz bewirkt eine deutlich höhere anzusetzende Spektralbe-

schleunigung des Bemessungserdbebens, da im Bemessungsspektrum der Plateaubereich bei 4 Hz beginnt und die zunächst angesetzten 1,06 Hz deutlich darunter auf dem ansteigenden Ast des Spektrums lagen. Dem Modell, mit dem die Erdbebennachweise durchgeführt worden waren, wurde daher ein Auflagerpunkt am oberen Ende hinzugefügt, um die Auswirkung der höheren ersten Eigenfrequenz auf die Berechnungsergebnisse zu untersuchen. Die Berechnungen mit dem modifizierten statischen System und der höheren Spektralbeschleunigung ergaben kleinere resultierende Spannungen im Schieberturm als das Modell ohne Berücksichtigung der Auflagerwirkung durch die Staumauer. Der Grund hierfür ist das veränderte statische System mit höherer Steifigkeit, das zu geringeren Schnittgrößen führt. Die Systemwahl hätte jedoch auch zu auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen führen können. Das Beispiel des Schieberturms zeigt, dass mit Hilfe der Ergebnisse der Schwingungsmessungen die Plausibilität der der Systemwahl für den Schieberturm erfolgreich überprüft werden kann.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass mit vor Ort durchgeführten Schwingungsmessungen eine Kontrolle und Kalibrierung von baudynamischen Modellen durchgeführt werden kann, so dass mit diesen verlässliche Aussagen über die Standsicherheit zum aktuellen Zeitpunkt der Untersuchungen gemacht werden können. Zudem können durch wiederholte Eigenfrequenzmessungen Steifigkeitsänderungen infolge von Schädigungseinflüssen erfasst werden, die gerade bei Talsperrenbauwerken mit Lebensdauern von über 100 Jahren eine wichtige Rolle spielen.

5 Literatur

[1] Meskouris, K., Hinzen, K.-G.: Bauwerke und Erdbeben, Vieweg Verlag, 2003.

[2] DVWK-Merkblatt. Nr. 242: 1996.

[3] Petersen, C. : Dynamik der Baukonstruktionen, Vieweg Verlag, 1996.

[4] König und Heunisch, Beratende Ingenieure für Bauwesen: Bericht über rechnerische Untersuchungen zum Lastfall Erdbeben im Auftrag des Ruhrverband Essen, 1995.

[5] Ruhrverband: Ennepetalsperre, Erdbebenuntersuchung der Schiebertürme, Essen, 2002.

[6] Liaw, C-Y. / Chopra, A. K.: Dynamics of Towers surrounded by water, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, 1974.

[7] Meskouris, K.: Baudynamik, Ernst & Sohn, Berlin 1999.

Seismische Bemessungsgrößen nach DIN 19700 am Beispiel der Thüringer Talsperren

Jochen Schwarz
Bauhaus-Universität Weimar
Wolfgang Biewald
Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie
Helmut Deubner
Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt

Die bislang bundesweit geltende DIN 4149 (1981) für Bauten in deutschen Erdbebengebieten wird im Zusammenhang mit der Einführung des Eurocode 8 durch eine neue Norm E DIN 4149 (2002) ersetzt, deren Gelbdruck durch das zuständige Normungsgremium im DIN verabschiedet wurde. Damit wird auf die Veränderungen im Stand Wissenschaft und Technik reagiert und der Harmonisierung der Europäischen Baunormen durch eine auf die Besonderheiten deutscher Erdbebengebiete ausgerichtete nationale Norm begegnet.

Gegenüber der DIN 4149 (alt) ergeben sich folgende Veränderungen:

- Das auf historische Beobachtungen von maximalen Bebenintensitäten gestützte (deterministische) Zonierungskonzept wird durch eine probabilistischen Karte ersetzt, die dem praktischen Sicherheitsbedürfnis und dem aktuellen Stand der Technik besser gerecht wird.
- Die neue Erdbebenzonenkarte geht von einer mittleren Wiederholungsperiode von 475 Jahren aus und entspricht einer 10% Überschreitenswahrscheinlichkeit in 50 Jahren. Dieses Gefährdungsniveau wird für allgemeine Hochbauten als ausreichend angesehen.
- Die Zonen der alten und neuen DIN 41419 unterscheiden sich bei quasi gleicher Nummerierung nicht nur qualitativ hinsichtlich der Gefährdungsgröße, sondern auch quantitativ bezüglich der jeweils zugeordneten ingenieurseismologischen Kenngrößen.

Die E DIN 4149 (2001) ist als Norm für allgemeine Hochbauten vorgesehen und formuliert. Durch den Geltungsbereich werden sicherheitsrelevante Anlagen, Talsperren und auch Brücken explizit ausgeklammert. Somit ist für diese Bauwerke, die durch ein erhöhtes Risikopotential gekennzeichnet sind, auch die DIN-Zonenkarte nicht direkt übertragbar.

Für die Bauwerke mit erhöhtem Sicherheitsbedarf bzw. Risikopotential ergeben sich aus der notwendigen Beurteilung der Erdbebensicherheit Konsequenzen, die nur in staatlicher bzw. behördlicher Verantwortlichkeit zu regeln sind. Dies gilt insbesondere auch für Talsperren und andere Wasserbauwerke, bei denen a priori auf eine Betrachtung des Lastfalles Erdbeben nicht verzichtet werden darf bzw. denen Ereignisse mit einer deutlich geringeren Eintrittswahrscheinlichkeit zugrunde zu legen sind.

Dies äußert sich in der Forderung der DIN 19700, für das Bemessungsbeben von Ereignissen mit mittleren Wiederholungsperioden von (mindestens) 2500 Jahren auszugehen. Das für die Auslegung maßgebende Beben ist somit von höherer Stärke als das für den jeweiligen Standort gemäß Erdbebenzonenkarte der DIN 4149 charakterisierte Auslegungsbeben.

Probabilistische Gefährdungskarten für mittlere Wiederholungsperioden von 2500 oder 1000 Jahren liegen nicht vor. Auch die Beschleunigungswerte für diese Gefährdungsniveaus sind

nicht bekannt. Insofern fehlen die Zahlenwerte, um entscheiden zu können, ob von der in den Entwürfen der DIN 19700 vorgesehenen vereinfachten Nachweisführung Gebrauch gemacht werden darf. Zu berücksichtigen ist außerdem, dass auch die in der DIN 4149 angegebenen Beschleunigungswerte weiterhin hinsichtlich ihrer Qualität abgeminderte Bemessungswerte darstellen.

Insofern sind zur Einführung und Umsetzung der Normen Grundlagenarbeiten zu leisten und belastbare Entscheidungskriterien (z.B. Karten) noch vorzulegen. Dabei ist eine einheitliche Vorgehensweise zu wählen und umzusetzen, die gegenüber den (nicht zuletzt aufgrund der unterschiedlichen Autorenschaft und der unterschiedlichen Entstehungszeit) oft divergierenden seismologischen Begutachtungen von Einzelstandorten den Vorteil einer konsistenten Gefährdungseinschätzung und Auslegungsgrundlage bieten können.

Im Beitrag werden am Beispiel der Situation in Thüringen und für die Wasserbauwerke im Freistaat strategische Zielstellungen für eine vereinheitlichte Nachweisführung entwickelt und die notwendigen Bearbeitungsschwerpunkte herausgearbeitet.

Um eine gewisse Konsistenz der Normen untereinander zu gewährleisten wird empfohlen, Erdbebenzonenkarten nach dem Einteilungsschema der E DIN 4149 (2002) zu erstellen, auf deren Grundlage Sicherheitsnachweise von Stauanlagen führen zu können. Dabei sind die Anlagen mit geringem und mittlerem Gefährdungspotenzial zu identifizieren und Entscheidungskriterien bereitzustellen, die am Maßstab von Grenzwerten der Bodenbeschleunigung (z.B. 0.04g) behördlicherseits Nachweiserleichterungen begründen können.

Folgende Aufgaben sollten in realisiert werden:

- Kennzeichnung der bisherigen Auslegungssituation der einzelnen Standorte (am Maßstab der in den letzen Jahren vorgelegten Gefährdungszonenkarten)
- Berechnung von Gefährdungskarten für mittlere Wiederholungsperioden 1000 und 2500 Jahren; Einteilung in Zonen gemäß Einteilungsschema der DIN 4149 (Zone 1 bezogen auf 1000 bzw. 2500 Jahre usw.)
- Klassifikation der Talsperrenstandorte nach deterministischer und probabilistischer Vorgehensweise
- Festlegung von Nachweiskategorien
- Herausarbeitung der Standorte mit den höchsten Nachweisanforderungen und der Notwendigkeit einer gesonderten seismologischen Begutachtung
- Erstellung von Konturenkarte der Erdbebenzonen mit Eignung für verwaltungstechnische Aufgaben bzw. Anforderungen
- Präzisierung der Gefährdungseinschätzung durch ingenieurseismologische Kenngrößen.

Die Situation im und gewählte Vorgehensweise für den Freistaat Thüringen werden in einem zwischenzeitlich von den Autoren vorgelegten Beitrag (Schwarz et al., 2004) diskutiert.

Literatur:

Schwarz, J., Biewald, W., Deubner, H. (2004): Überprüfung und Bewertung der Bemessungsgrößen nach DIN 19700 am Beispiel der Thüringer Talsperren. Bautechnik 81 (2004) 12, 949-958.

DIN 4149 (1981): Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Deutsches Institut für Normung, Berlin.

E DIN 4149 (2002): Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Deutsches Institut für Normung, Berlin.

E DIN 19700 (2004), Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen (Entwurf 2004); Teil 11: Talsperren (Entwurf).

VERÖFFENTLICHUNGEN der DGEB / DEGB PUBLICATIONS

A. Band:	DGEB-Publikationen	Preis/Price allgemein/ general	Mitglieder/ Members	
Nr. 1	STEINWACHS, Martin (Hrsg.) Ausbreitung von Erschütterungen im Boden und Bauwerk Trans Tech Publications, 1988, ISBN 0-87849-078-7	vergriffen		
Nr. 2	DOLLING, Hans-Joachim (Hrsg.): Dämpfung - Duktilität - Nichtlineares Bauwerksverhalten DGEB-Publikation Nr. 2, 1989, ISBN 3-930108-00-3	€ 10,00	5,00	
Nr. 3	BERZ, Gerhard (Hrsg.): Erdbebeneinwirkungen auf nichttragende Bauelemente DGEB-Publikation Nr. 3, 1991, ISBN 3-930108-01-1	€ 10,00	5,00	
Nr. 4	SAVIDIS, Stavros A. (Hrsg.): Earthquake Resistant Construction and Design (ERCAD, Berlin 1989) A.A. Balkema, 1991, ISBN 90 6191 161-3	€ 145,00	145,00	*)
Nr. 5	KNOLL, Peter und WERNER, Diethelm (Hrsg.): Erdbebeningenieurwesen - Ingenieurseismologische Grundlagen, Vorschriften und Standards, Fallstudien DGEB-Publikation Nr. 5, 1991, ISBN 3-930108-02-X	€ 10,00	5,00	
Nr. 6	KLEIN, Günter (Hrsg.): Bestandsaufnahme des Erdbebenwissens DGEB-Publikationen Nr. 6, 1993, ISBN 3-930108-03-8	€ 10,00	5,00	
Nr. 7	HAMPE, Erhard und SCHWARZ, Jochen (Hrsg.): Seismische Einwirkungen auf Bauwerke unterschiedlichen Risikopotentials; Europäische Regelwerke DGEB-Publikation Nr. 7, 1995, ISBN 3-930108-04-6	€ 10,00	5,00	
Nr. 8	SAVIDIS, Stavros A. (Hrsg.): Earthquake Resistant Construction and Design (ERCAD second conference, Berlin 1994) A.A. Balkema, 1994, ISBN 90 5410 393 0 Vol. I ISBN 90 5410 394 9 Vol. II	€ 181,50	181,50	*)
Nr. 9	SAVIDIS, Stavros A. (Hrsg.): Paläoseismologie, Eurocode 8 und Schwingungsisolierung (DGEB-Workshop, Karlsruhe 1997) DGEB-Publikation Nr. 9,1998, ISBN 3-930108-05-4	€ 10,00	5,00	
Nr. 10	SAVIDIS, Stavros A. (Hrsg.): Entwicklungsstand in Forschung und Praxis auf den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Boden- und Baudynamik (D-A-CH-Tagung, Berlin 1999) DGEB-Publikation Nr. 10, 1999, ISBN 3-930108-06-2	€ 10,00	5,00	

***) direkt bei A. A. Balkema zu bestellen: http://balkema.ima.nl/**

Band:		Preis/Price allgemein/ general	Mitglieder/ Members
Nr. 11	MESKOURIS, K., HINZEN, K.-G. (Hrsg.) Schutz von Bauten gegen natürliche und technische Erschütterungen (DGEB-Workshop, Aachen 2001) DGEB-Publikation Nr. 11, 2002, ISBN 3-930108-07-0	€ 5,00	5,00
B.	**Schriftenreihe der DGEB**		
Heft 1	Construcciones Antisismicas, 1991, ISBN 3-930108-50-X (Spanische Übersetzung von: Erdbebensicheres Bauen, Eine Planungshilfe für Bauherren, Architekten und Ingenieure, herausgegeben vom Innenministerium Baden-Württemberg)	€ 5,00	2,50
Heft 2	SCHWARZ, Jochen (Hrsg.): IDNDR - Schadensauswertungen, Normenentwicklung, Experimentelle Untersuchungen, Berechnung, Soziale und ökonomische Aspekte, 1992, ISBN 3-930108-51-8	€ 5,00	5,00
Heft 3	KLEIN, Günter (Hrsg.): Bau- und Versicherungswirtschaft in der Internationalen Dekade der Vereinten Nationen für Katastrophenvorbeugung (IDNDR), Dokumentation zum Workshop am 4./5. März 1992 in Neu-Isenburg, 1992	€ 5,00	2,50
C.	**Weitere von der DGEB mit herausgegebene Veröffentlichungen**		
1.	MATTHEES, W., BRANDES, K., LIU, W.K., BELYTSCHKO, T. and DROSTE, B. (Hrsg.): Extended and Updated Selected Papers from the SMiRT-12 Post-Conference Seminar, No. 12, IMPACT-IV, 23./24. August.1993 in Berlin erschienen in: NUCLEAR ENGINEERING AND DESIGN, Volume 150, 1994, Nos. 2-3, ISSN 0029-5493	€ 10,00	5,00

Die Preise verstehen sich ohne Verpackung und Porto!
Prices do not include package and postage!

Zu beziehen bei:

DGEB e.V.
RWTH Aachen, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen
Tel.: +49 (0) 241 80-25088, Fax: +49 (0) 241 80-22303
Homepage: http://www.dgeb.org
e-mail: dgeb@lbb.rwth-aachen.de